

République Algérienne Démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Saad Dahleb de Blida 1
Faculté de Technologie
Département de génie civil



MEMOIRE DE MASTER

Spécialité : GEOTECHNIQUE

Thème :

**ETUDE DE RENFORCEMENT DU SOL PAR DES COLONNES
BALLASTEES A L'ARRIERE D'UN RIDEAU DE PALPLANCHE**

- Présenté Par :

- Melle Anissa CHERGUI

- Encadré Par :

- Dr. Leila HAZOUT
- M. Slim KERKAR

Promotion 2020/2021

ملخص

يرتبط استقرار الهياكل وقوة تحملها دون وسيط مع التربة الداعمة. غالبًا ما يكون تحسين التربة ضروريًا لعدم وجود تربة مقاومة في أكثر المواقع إستراتيجية. كانت تقنيات تحسين وتقوية التربة في تطور مستمر منذ بدايتها ، بما في ذلك طريقة تقوية التربة بواسطة الأعمدة الحجرية. تم استخدام هذه التقنية لأول مرة في الجزائر عام 2002 في ميناء بجاية ، حيث تم استيفاء جميع المتطلبات الفنية للمشروع بالإضافة إلى جانبه الاقتصادي. في مشروعنا الواقع في ميناء بجاية ، سنكون مهتمين بتأثير هذه الإضافات المرنة على تحجيم واستقرار جدار كومة صفائحي يدعم التربة المعالجة. لإجراء هذا التقييم ، سنستخدم نظرية التجانس الخاصة بـ Priebe. 1995، المتعلقة بالتربة المتجانسة المكافئة لتحديد الخصائص المكافئة للتربة المعالجة.

الكلمات المفتاحية: تقوية التربة ، الأعمدة الحجرية ، ركائز الألواح ، طريقة التجانس ، التكدسات ، قدرة التحمل.

Résumé

La stabilité des ouvrages et leur pérennité sont d'une liaison sans intermédiaire avec le sol support. Souvent une amélioration du sol est nécessaire par manque de sol résistant dans les sites les plus stratégiques.

Les techniques d'amélioration et du renforcement du sol sont en continuel développement depuis leur création, dont parmi, la méthode de renforcement du sol par les colonnes ballastées. Cette technique a été utilisée en Algérie pour la première fois en 2002 au niveau du port de Bejaia, où il a été répondu à toutes les exigences techniques du projet ainsi qu'à son aspect économique.

Dans notre projet situé au port de Bejaia, on va s'intéresser à l'effet de ces inclusions souples sur le dimensionnement et la stabilité d'un rideau de palplanche soutenant le sol traité. Pour procéder à cette évaluation, nous allons utiliser la théorie d'homogénéisation de Priebe.1995, relative au sol homogène équivalent pour déterminer les caractéristiques équivalentes du sol traité.

Mot clefs :

Renforcement du sol, colonnes ballastées, palplanches, méthode d'homogénéisation, tassements, capacité portante.

Abstract

The structures stability and their durability are in a direct relation with the foundation soil. Often an improvement technique is necessary due to the lack of the soil strength in the most strategic sites.

The soil's improvement techniques have been in continuous development since their inception, including the stone columns method. This technique was used in Algeria for the first time in 2002 at the port of Bejaia, where all the project's technical requirements, as well as its economic aspect were met.

In the current project which is located at the port of Bejaia, we will be interested in the the stone column's reinforcement effect on the sizing and stability of a sheet pile wall supporting the treated soil. In order to conduct this evaluation, we will use the homogenization approach of Priebe. 1995, relating to the equivalent homogeneous soil to determine the equivalent characteristics of the treated soil.

Key words:

Reinforcement, stone columns, sheet pile, homogenisation approach, Settlement, Bearing capacity.

Remerciements

Je tiens à exprimer ma gratitude et mes remerciements à tous ceux qui de près ou de loin, m'ont aidé par leurs critiques constructives à réaliser ce modeste travail.

J'adresse mes remerciements les plus sincères à :

- ❖ *Ma promotrice Mme HAZOUT Leila, pour ses précieux conseils, ses orientations quant à l'aboutissement de ce travail.*
- ❖ *A mon encadreur Mr KERKAR Slim pour son aide et ses conseils durant l'élaboration de ce modeste travail.*
- ❖ *A Mr ABDELGHANI pour l'aide qu'il a apporté à la réalisation de ce travail.*
- ❖ *A Tous les responsables et le personnel du département géotechnique, particulièrement à Pr BOUAFIA.*
- ❖ *A Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.*
- ❖ *Aux membres du jury pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant d'examiner mon travail.*

Enfin, Mes plus vifs remerciements s'adressent aussi à tous ceux qui m'ont aidé, encouragé et soutenu.



CHERGUI ANISSA



Dédicace



Tout d'abord je remercie Dieu de m'avoir donné la force d'accomplir ce modeste travail, dont je dédie :

- *A la mémoire de mon cher papa Allah yerrahmou.*
- *A ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :*
Ma mère, mes frères, ma sœur Khadidja et à mes très chers neveux;
Housseem, Walid et Adem qu'Allah les protège.
- *A ma famille et mes proches.*
- *A mes copines : Sarah, Imène et Hana.*
- *A mes collègues.*
- *A tous mes amis sans particulier.*
- *A tous mes enseignants.*

CHERGUI ANISSA



SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	12
CHAPITRE 01 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE	20
1.1 Introduction.....	21
1.2 Techniques de renforcement du sol	21
1.3 Les colonnes ballastées	24
1.3.1 Domaine d'application.....	24
1.3.1.1 Les sols concernés	25
1.3.1.2 Limite des charges appliquées.....	26
1.3.2 Mise en œuvre des colonnes ballastées.....	27
1.3.3 Dispositions constructives	30
1.3.3.1 Matériau d'apport	30
1.3.3.2 Dimensions et dispositions des colonnes ballastées.....	31
i. Diamètre des colonnes ballastées	31
ii. Longueur des colonnes ballastées	31
iii. Maillage d'un groupe de colonnes ballastées.....	31
iv. Matelas de répartition.....	33
1.3.4 Mécanisme de comportement	33
1.3.4.1 Interaction sol / colonne	33
1.3.4.2 Mode de rupture d'une colonne ballastée.....	34
1.3.4.3 Paramètres caractéristiques	34
i. Taux d'incorporation	34
ii. Rapport de concentration des contraintes	35
iii. Facteur de réduction des tassements	35
1.3.4.4 Comportement en zone sismique.....	36
1.3.5 Dimensionnement et justification	37
1.3.5.1 Contrainte admissible de la colonne isolée	37
1.3.5.2 Cas d'un réseau de colonnes ballastées	41
1.3.5.3 Méthodes de calcul des contraintes et des tassements.....	42
i. Calcul des contraintes dans les colonnes ballastées.....	42
ii. Calcul des tassements.....	43
1.3.6 Modèle homogène équivalent.....	46
1.3.6.1 Principe de l'homogénéisation	47
1.3.7 Contrôle et réception des travaux	48

1.3.7.1	Essais de contrôle en cours d'exécution	48
i.	Essais d'étalonnage (de conformité).....	48
ii.	Essais d'information.....	49
1.3.7.2	Essais de réception	49
i.	Contrôle du diamètre	49
ii.	Contrôle de continuité	49
iii.	Contrôle de compacité.....	49
iv.	Essai de chargement sur la colonne ballastée	50
v.	Essai de plaque sur matelas de répartition	51
1.3.7.3	Contrôle des matériaux d'apport	51
1.4	Les rideaux de palplanches	52
1.4.1	Introduction.....	52
1.4.2	Conception et comportement des palplanches.....	52
1.4.3	Dimensionnement des palplanches	54
1.4.3.1	Méthodes de calcul des palplanches.....	54
i.	Méthode de la butée simple	56
ii.	Méthode du rideau encastré	56
iii.	Méthode des poutres équivalentes	57
CHAPITRE 02 : INTRODUCTION AU DOMAINE MARITIME.....		58
2.1	Introduction.....	59
2.2	Présentation générale des ports.....	59
2.2.1	Aspects historiques	59
2.2.2	Aspects économiques.....	60
2.2.3	Aspects environnementaux	61
2.3	Définition d'un port :	61
2.4	Rôles des ports :	61
2.4.1	Rôle économique :	62
2.4.2	Rôle physique :	62
2.5	Types de ports :	62
2.5.1	Localisation :	62
2.5.2	Activités :	63
2.6	Description des ouvrages d'un port :	65
2.6.1	Les ouvrages extérieurs :	65
2.6.2	Les ouvrages intérieurs :	67
2.7	Généralités sur les mouvements de la mer :	69

2.7.1	La houle :	69
2.7.2	La marée :	71
2.7.3	Les courants :	72
CHAPITRE 03 : PRESENTATION ET DONNEES DU PROJET		73
3.1	Introduction.....	74
3.2	Contexte Sitologique, Géologique et Historique	74
3.2.1	Situation du port.....	74
3.2.2	Situation de la zone d'étude.....	75
3.2.3	Contexte géologique de la région de Bejaia	76
3.2.4	Etude géotechnique du site voisin	77
3.3	Météorologie et pluviométrie.....	77
3.4	Sismicité.....	78
3.5	Compagne géotechnique du site d'étude et reconnaissances des lieux	79
3.5.1	Compagne géotechnique	79
3.5.2	Reconnaissance des lieux.....	80
3.6	Résultats des investigations et interprétation.....	88
3.6.1	Essais in-situ	88
3.6.1.1	Sondages carottés	88
3.6.1.2	Essais de pénétration standard SPT.....	89
3.6.1.3	Essai de pressiométrique Ménard.....	91
3.6.2	Essais au laboratoire	94
3.6.2.1	Analyse granulométrique et limites d'Atterberg.....	94
3.6.2.2	Identification physique et chimique	94
3.6.2.3	Essais de Cisaillement rectiligne et triaxial.....	95
3.6.3	Détermination des paramètres mécaniques totaux et effectifs par corrélation 96	
3.7	Synthèse des données de sol	99
CHAPITRE 04 : DIMENSIONNEMENT ET CALCUL		101
4.1	Introduction.....	102
4.2	Données du projet	102
4.2.1	Zone d'étude	102
4.2.2	Caractéristique des différentes couches du sol	103
4.2.3	Aperçu général des travaux.....	103
4.3	Calcul de la capacité portante du sol non traité par la méthode de l'essai préssiométrique.....	103
4.4	Calcul des tassements du sol avant renforcement.....	106

4.4.1	Méthode pressiométrique.....	106
4.4.2	Tassement à partir de l'essai de compressibilité œdométrique.....	108
4.4.3	Conclusion :	110
4.5	Dimensionnement et justification des colonnes ballastées	111
4.5.1	Dimensions et disposition des colonnes ballastées.....	111
4.5.1.1	Dimensions des colonnes ballastées	111
4.5.1.2	Disposition des colonnes ballastées.....	112
i.	Mailles de référence :.....	112
4.5.2	Justification des colonnes ballastées.....	113
4.5.2.1	Justification en termes des contraintes :	113
i.	Rupture par expansion latéral :	114
ii.	Rupture par poinçonnement :	114
iii.	Rupture par cisaillement généralisé	115
iv.	Contrainte admissible des colonnes ballastées.....	115
4.5.2.2	Justification en termes de tassements	116
i.	Aperçu sur le logiciel StoneC	116
ii.	Caractéristiques des couches du sol	117
iii.	Données relatives aux colonnes ballastées.....	118
iv.	Interprétation des résultats	118
4.5.2.3	Conclusion.....	119
4.5.2.4	Détermination des paramètres équivalents	119
4.6	Calcul des palplanches.....	121
4.6.1	Introduction.....	121
4.6.2	Présentation des logiciels utilisés	121
4.6.2.1	Logiciel Geo5 – Conception des écrans de soutènements 2021.....	122
4.6.2.2	Logiciel k-rea de Terrasol	123
4.6.3	Présentation de la coupe du quai.....	124
4.6.4	Dimensionnement des palplanches et résultats.....	125
4.6.4.1	Prédimensionnement des palplanches	125
i.	Résultats de prédimensionnement	126
4.6.4.2	Vérification des palplanches à l'aide du logiciel K-rea - Terrasol	127
i.	Modélisation avec paramètres initiaux du sol non traité	128
ii.	Modèle avec caractéristiques équivalentes du sol homogène équivalent	133
4.6.5	Synthèse des résultats obtenus.....	136

4.6.5.1	Sol non traite - soutènement avec palplanche simple et palplanche composée	136
4.6.5.2	Sol traité - soutènement avec palplanche composée de type HZ 1080 MD-12 / AZ 18 800 D	136
4.6.6	Conclusion	137
CONCLUSION GENERALE		138

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Limites et domaine de validité des techniques d'amélioration des sols [4].....	24
Figure 1.2 : Mise en œuvre des colonnes ballastées par la voie humide. (Brochure Keller)	28
Figure 1.3 : Mise en œuvre des colonnes ballastées par la voie sèche. (Brochure Keller)..	28
Figure 1.4 : Mise en œuvre des colonnes ballastées par la voie sèche en offshore. (Brochure Keller).....	29
Figure 1.5 : Mode de rupture d'une colonne ballastée [4].....	34
Figure 1.6: Paramètres de dimensionnement: Taux d'incorporation. [4].....	35
Figure 1.7: Paramètres de dimensionnement - coefficient de concentration des contraintes et facteur de réduction de tassement. [4]	36
Figure 1.8 : Rupture par expansion latérale d'une colonne ballastée isolée.....	39
Figure 1.9 : Rupture par cisaillement généralisé	39
Figure 1.10 : Rupture par poinçonnement d'une colonne ballastée flottante	40
Figure 1.11 : Application du principe de la cellule unitaire à un réseau de colonnes ballastées. [10].....	41
Figure 1.12: Principe du modèle homogène équivalent. [3].....	47
Figure 1.13 : Cisaillement le long d'une ligne de rupture d'un sol traité par les colonnes ballastées (d'après Aboshi et al, 1979). [6]	48
Figure 1.14 : Profilés typiques et configurations des rideaux de palplanches [14]	52
Figure 1.15 : Coupe schématique d'un tirant d'ancrage [15]	53
Figure 1.16 : Comportement des rideaux de palplanches [15]	53
Figure 1.17 : Exemples de modes de rupture des écrans de soutènement [15]	54
Figure 1.18 : Schéma des inconnues du dimensionnement des écrans de soutènement [15]	55
Figure 1.19 : Diagramme de pressions d'un rideau encastré sans ancrage [15].....	56
Figure 1.20 : Décomposition du rideau encastré avec ancrage en deux poutres équivalentes [15].....	57
Figure 2.1 : Schéma d'une digue à talus.....	66
Figure 2.2 : Schéma d'une digue verticale	67
Figure 2.3 : Schéma d'une houle	69
Figure 2.4 : Les différents types de déferlement.....	71
Figure 2.5 : Phénomène de la marée.....	71
Figure 3.1 : Carte géologique de la wilaya de Bejaia	76
Figure 3.2 : Localisation du nouveau quai du port de Bejaia	77
Figure 3.3 : Températures moyennes de la région de Bejaia. (<i>Hong Kong Observatoire</i>) .	78
Figure 3.4 : Pluviométrie de la région de Bejaia. (<i>Hong Kong Observatoire</i>).....	78

Figure 3.5 : Positionnement des sondages et Profils	80
Figure 3.6 : Profil géotechnique 1 -1'	81
Figure 3.7 : Profil géotechnique 2 -2'	82
Figure 3.8 : Profil géotechnique 3 -3'	83
Figure 3.9 : Profil géotechnique 4 -4'	84
Figure 3.10 : Profil géotechnique 5 -5'	85
Figure 3.11 : Profil géotechnique 6 -6'	86
Figure 3.12 : Profil géotechnique 7 -7'	87
Figure 3.13 : Classification des sols selon Ménard [17].....	92
Figure 3.14 : Valeurs typiques de c' , φ' et φ_u (Wilun et Starzewski, 1975) [22].....	97
Figure 3.15 : Cohésion non drainée C_u en fonction de la pression limite nette PI^* (Cassan, 1988) [16]	98
Figure 4.1 : Zonage de la consolidation.....	102
Figure 4.2 : Résistance limite équivalente nette en zone utile selon le DTU 13-12 [17] ..	105
Figure 4.3: Décomposition du terrain pour le calcul des modules équivalents [17]	107
Figure 4.4 : Disposition des planches d'essais et détails de la planche N°03.....	113
Figure 4.5 : Type d'écrans pris en charge par le logiciel K-rea [20]	124
Figure 4.6 : Coupe du quai prévue du poste 25 [18].....	124
Figure 4.7 : Résultats de la phase 1 – excavation à -12.50m.....	126
Figure 4.8 : Résultats de la phase 2 – chargement du terre-plein	126
Figure 4.9 : Schéma du modèle de calcul sur K-rea	127
Figure 4.10 : Diagrammes des efforts et déplacements à l'ELU et ELS – Modèle initial avec palplanche AZ 50-700	128
Figure 4.11 : Diagrammes des efforts et déplacements à l'ELU et ELS – Modèle initial avec palplanche HZ 1080 MD-12 / AZ 18-800 D	130
Figure 4.12 : Fiche vérifiée de la phase la plus défavorable – Modèle initial	132
Figure 4.13 : La stabilité du massif d'ancrage est vérifiée – Modèle initial.....	132
Figure 4.14 : Diagrammes des efforts et déplacements à l'ELU et ELS – Modèle équivalent	133
Figure 4.15 : Fiche vérifiée de la phase la plus défavorable– Modèle équivalent.....	135
Figure 4.16 : La stabilité du massif d'ancrage est vérifiée– Modèle équivalent	135

LISTE DES IMAGES

Image 3.1: Localisation du port de Bejaia	74
Image 3.2 : Image satellite du port de Bejaia et la zone d'étude	75

LISTE DES PHOTOS

Photo 2.1 : Port de Skikda- Port commercial.....	64
Photo 2.2 : Port de pêche de Zemmouri.....	64
Photo 2.3 : Port de Sidi Fredj.....	65
Photo 2.4 : Jetée du port d'Alger	66

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Principaux effets des techniques d'amélioration du sol [5].....	21
Tableau 1.2 : Champ d'application des colonnes ballastées : Nature et résistance des sols [4].	26
Tableau 1.3 : Limites d'application des colonnes ballastées : Charges appliquées et tolérances imposées. [4].....	27
Tableau 1.4 : Caractéristiques des ballasts [4] [9]	30
Tableau 1.5 : Caractéristiques mécaniques des ballasts [4] [7] [9]	30
Tableau 1.6 : Diamètre équivalent de la section cylindrique équivalente d'un maillage d'un réseau de colonnes ballastées. [7]	32
Tableau 1.7: Contrainte verticale limite d'une colonne ballastée isolée. [4], [7]	39
Tableau 1.8 : Contrainte dans la colonne ballastée [7]	43
Tableau 1.9 : Tassement dans la colonne ballastée [7].....	46
Tableau 1.10 : Fréquence des essais de réception pour le contrôle des colonnes ballastées COPREC 2011 [7]	49
Tableau 1.11 : Résistances minimales des colonnes [4],[9]	50
Tableau 1.12 : Mode opératoire de l'essai de chargement/déchargement [4]	50
Tableau 1.13 : Essai de contrôle des matériaux d'apport [4].....	51
Tableau 3.1: Les caractéristiques des bassins du port de Béjaia [18].....	75
Tableau 3.2 : Zonage et coefficient d'accélération sismique du territoire national (RPA 2003)	79
Tableau 3.3 : Lithologie du site et description.....	88
Tableau 3.4 : Identification des couches de sol avec la profondeur en fonction des N_{SPT} ..	90
Tableau 3.5 : Relation entre N et C_u pour les argiles – Terzaghi et Peck [23]	91
Tableau 3.6 : Etat de densité de sols sableux fonction de N_{spt} selon le CFEM [24]	91
Tableau 3.7 : Résultats de l'essai pressiométrique	92
Tableau 3.8 : Récapitulatif de la classification des couches de sol selon le rapport η	94
Tableau 3.9 : Récapitulatif des paramètres mécaniques des couches.....	95
Tableau 3.10 : Caractéristiques mécaniques effectives (ϕ' et C') en fonction de PI^* selon Vaillant et Catteau (2012) [21]	96
Tableau 3.11 : Caractéristiques mécaniques totales (ϕ_u et C_u) en fonction de PI^* selon Vaillant et Catteau (2012) [21]	97
Tableau 3.12 : Résultats des corrélations.....	98
Tableau 3.13 : Paramètres mécaniques totaux et effectifs retenus	99
Tableau 3.14 : Description des couches de sol	99
Tableau 4.1 : Caractéristiques des différentes couches du sol.....	103
Tableau 4.2 : Catégories conventionnelles des sols [17]	105

Tableau 4.3 : Valeurs du coefficient K_p (fascicule 62) [17]	105
Tableau 4.4 : Récapitulatif des contraintes admissibles au niveau des sondages pressiométrique.....	106
Tableau 4.5 : Valeurs des coefficients de forme [17]	107
Tableau 4.6 : Valeurs du coefficient α selon Ménard [17]	107
Tableau 4.7 : Récapitulatif des tassements calculés par la méthode pressiométrique	108
Tableau 4.8 : Valeurs du coefficient α' [15].....	109
Tableau 4.9 : Marge recommandées du coefficient A de Skempton [15]	109
Tableau 4.10 : Récapitulatif des tassements œdométriques	110
Tableau 4.11 : Etude paramétrique de Diamètres des colonnes ballastées.....	112
Tableau 4.12 : Récapitulatif des pressions limites équivalentes.....	114
Tableau 4.13 : Récapitulatif des contraintes admissible des colonnes	116
Tableau 4.14 : Paramètres des couches du sol-Sondage carotté-B 01, B 03, B 04 et B 05	117
Tableau 4.15 : Tassement du sol traité et facteur de la capacité portante calculés par le logiciel StoneC.....	118
Tableau 4.16 : Tassement du sol traité et facteur de capacité portante calculés par le logiciel StoneC.....	119
Tableau 4.17 : Paramètre du sol - Sondage carotté – A 10 - Zone C	120
Tableau 4.18 : Paramètres équivalents du modèle homogène équivalent	121
Tableau 4.19 : Caractéristique des couches de sol de la coupe retenue pour le calcul des palplanches.....	125
Tableau 4.20 : Caractéristiques des tirants et palplanche AZ 50-700	128
Tableau 4.21 : Synthèse des résultats à l'ELS – Modèle initial avec palplanche AZ 50-700	129
Tableau 4.22 : Synthèse des résultats à l'ELU – Modèle initial avec palplanche AZ 50-700	129
Tableau 4.23 : Caractéristiques des tirants et palplanche HZ 1080 MD-12/AZ 18-800D	130
Tableau 4.24 : Synthèse des résultats à l'ELS – Modèle initial avec palplanche HZ 1080 MD-12 / AZ 18-800 D	131
Tableau 4.25 : Synthèse des résultats à l'ELU – Modèle initial avec palplanche HZ 1080 MD-12 / AZ 18-800 D	131
Tableau 4.26 : Caractéristiques des tirants et palplanche HZ 1080 MD-12/AZ 18-800D	133
Tableau 4.27 : Les efforts et déplacements à ELS – Modèle équivalent.....	134
Tableau 4.28 : Les efforts à l'ELU – Modèle équivalent	134

LISTE DES SYMBOLES

Symbole

Définitions

Caractéristiques Géométriques

h	épaisseur de la couche
B	largeur de la semelle
L	longueur de la semelle
L_c	longueur de la colonne
h_c	hauteur de la colonne
A	aire totale de la maille comprenant la colonne
A_c	section de la colonne
A_s	aire du sol dans la maille
D	encastrement de la colonne

Caractéristiques Géo-mécaniques

E_{oed}	module oedométrique du sol
φ_c	angle de frottement intergranulaire de la colonne
P_{le}^*	pression limite nette équivalente
E_{coed}	module oedométrique de la colonne
E_M	module pressiométrique
$E_m(z)$	module pressiométrique du sol à la profondeur z
E_{Ms}	module pressiométrique du sol
E_{Mc}	module pressiométrique de la colonne
E_{soed}	module œdométrique du sol, après amélioration
E_{Me}	module pressiométrique du modèle équivalent
E_{col}	module de Young de la colonne
P_{ls}^*	pression limite du sol
P_{lc}^*	pression limite de la colonne
σ	contrainte appliquée en tête de la colonne
$\Delta\sigma(z)$	accroissement de la contrainte à la profondeur z dû à la surcharge
σ'_{v0}	contrainte effective du sol à la profondeur z
$S(z)$	tassement sans prise en compte de la colonne ballastée
ν_c	coefficient de poisson de la colonne
α	coefficient rhéologique du sol à la profondeur z
α_s	coefficient rhéologique du sol
α_c	coefficient rhéologique de la colonne
α_e	coefficient rhéologique du modèle équivalent
$n(z)$	coefficient de concentration des contraintes
n_0	facteur d'amélioration moyen de la colonne
$\mu_s(z)$	proportion de la contrainte transmise au sol
K_{aC}	Coefficient de poussée de la colonne sur le sol
$n_1(z)$	facteur d'amélioration
$f_z(z)$	facteur de profondeur
$\Delta(A/A_c)$	accroissement de la section de la colonne
LA	Essai Los Angeles
MDE	Essai Micro Deval

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Faisant face à une extension grandissante du trafic portuaire et maritime, la réalisation des ports commerciaux se voit dans l'obligation d'accroître leurs infrastructures afin de répondre à des exigences économiques plus compétitives tout en gardant en esprit les aspects de pérennité et d'opérabilité des ouvrages. Ceci impose aux opérateurs la mise en place d'infrastructure devant supporter des sollicitations d'une envergure plus exigeantes.

Le souci d'une bonne réalisation devient plus délicat en présence de sol médiocre dans la zone projetée de l'ouvrage. Dans ce cas, il y'a lieu de recourir à des travaux de fondations profondes ou semi profondes qui permettent d'assurer une stabilité globale de l'ouvrage et de limiter les risques liés aux tassements, aux déplacements horizontaux et à la liquéfaction du sol en conformité avec les normes et les règles de l'art.

En réponse à cela, les manuels et guides reconnus de mécanique des sols font appel à une multitude de méthode d'amélioration de sol classique et spécifique. Chacune de ces méthodes est mise en œuvre dans le domaine d'utilisation qui lui convient et dans la limite des avantages qu'elle propose. On cite à titre d'exemple, les fondations sur pieux battus et forés, les vibro-compactages, les injections rigides, et les colonnes ballastées.

A travers le monde, cette dernière est utilisée à grande échelle vu les avantages économiques et opérationnelles qu'elle offre. Son procédé consiste à injecter du ballast dans des colonnes sur une profondeur déterminée et suivant un maillage expérimental visant à améliorer les caractéristiques du sol (essentiellement c et φ).

La méthode d'injection de la colonne ballastée a été utilisée dans le projet de réalisation du quai N°25 dans le port commercial de Bejaia.

Dans ce projet de fin d'études, nous allons procéder à l'ensemble des calculs et des vérifications afférant aux choix de fondation préconisée dans ce projet. Par conséquent, un bref résumé du cheminement suivi pour cette présente thèse est présenté comme suit :

- Pour mener à terme ce travail, nous avons opté de traiter les aspects théoriques et la recherche bibliographique qui seront abordés dans le chapitre N°1.
- Il sera suivi des chapitres 2,3, et 4 qui englobent une introduction au domaine maritime pour enrichir les connaissances dans ce domaine, une interprétation et traitement des données géotechniques et en dernier les calculs établis en trois parties, à savoir, les

tassements, capacité portante du sol non traité, dimensionnement et justification des colonnes ballastées, et en dernier le calcul des rideaux de palplanche .

L'objectif de ce déroulement de chapitre est d'arriver à faire une synthèse des données et des résultats obtenus et l'ensemble des interprétations explicatives pour le thème de notre projet.

- L'ensemble sera soldé par une conclusion générale qui va retracer les principaux enseignements que nous avons pu tirer de notre travail.

Au cours de ce travail, on a décidé d'évaluer l'effet de cette amélioration du sol sur la structure du quai qui est en rideau de palplanche. Pour ce faire, on a appliqué la méthode d'homogénéisation de Priebe pour la détermination des caractéristiques équivalentes du sol homogène équivalent obtenu par le traitement du sol.

CHAPITRE 01 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1 Introduction

La réalisation des structures dépend toujours du sol sur lequel elles sont construites, et très souvent ce dernier nécessite une amélioration et renforcement pour répondre aux exigences de stabilité et de pérennité de l'ouvrage.

Les techniques d'amélioration du sol ont connues un large et rapide développement au cours des soixante-dix dernières années, ce qui offre la possibilité de réaliser des projets sur des sols considérés autrefois comme inconstructibles.

Dans ce chapitre, une présentation des domaines d'application des différentes techniques de renforcement du sol sera présentée. Cependant, la technique des colonnes ballastées choisie dans le cadre du projet étudié par ce présent travail sera détaillée, en présentant le domaine d'application, suivi par les comportements mécaniques et les justifications vis-à-vis les contraintes et les déformations, passant par la théorie d'homogénéisation des paramètres du sol composite et en dernier les essais de contrôle.

L'idée générale est de comprendre, l'objectif d'amélioration des sols, les différentes applications, les limites et conditions d'exécution du procédé des colonnes ballastée ainsi que leur impact sur le sol composite engendré.

1.2 Techniques de renforcement du sol

Les techniques de renforcement du sol consistent à améliorer les caractéristiques mécaniques faibles des sols à problèmes, tels que, les sols mous et compressibles (dépôts alluvionnaires récents), sols très lâches (sables lâches) ou d'origine anthropique (remblais inertes ou de décharge, remblais hydrauliques et sous l'eau).

Avant de sélectionner les mesures appropriées d'amélioration du sol, il est nécessaire de déterminer les exigences qui découlent de l'état limite de conception, à savoir :

Tableau 1.1 : Principaux effets des techniques d'amélioration du sol [5]

Effets à procurer	Objectifs
Augmentation de la densité	Augmentation de la stabilité et résistance
Augmentation de la résistance au cisaillement	Augmentation de la capacité portante et de la stabilité
Réduction de la compressibilité	Réduction des déformations
Réduction/augmentation de la perméabilité	Réduction du débit d'eau et/ou accélération de la consolidation
Amélioration de l'homogénéité	Réduction du tassement total et différentiel

Excepté la méthode de substitution du sol en place, l'amélioration du sol peut être classée en deux grandes catégories :

- Méthode d'amélioration du sol en masse, qui consiste en tout procédé de compactage (statique ou dynamique), de préchargement et de drainage.
- Méthode de renforcement du sol, qui consiste à mettre en place des inclusions résistantes au sein du sol, soit par des inclusions souples (colonnes ou plots ballastés, pieux de sable, ...) ou par des inclusions rigides (pieux en béton, colonnes à module mixte,...).

Les améliorations de sol dans la masse et les inclusions souples constituées de gravier, permettent de renforcer les caractéristiques mécaniques du massif de sol traité en changeant leurs caractéristiques intrinsèques. La résistance au cisaillement des sols compressibles est augmentée pour assurer une meilleure portance, la compressibilité est réduite, la consolidation des sols est accélérée dans le cas d'inclusions en gravier ou en sable et le coefficient de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction est augmenté.

Cependant, en général les inclusions rigides n'apportent pas d'amélioration aux caractéristiques du sol en place, mais permettent son renforcement par le transfert de la charge à une couche porteuse.

Le choix de la technique de renforcement du sol à traité dépend essentiellement de la granulométrie de ce dernier. Ces techniques peuvent être classées comme ce qui suit selon le type de sol fin ou grenu:

a) Amélioration des sols fins

Ces sols se caractérisent par une capacité portante souvent faible. Cela peut impliquer des tassements excessifs, des tassements différentiels et des déformations à long terme, entraînant une instabilité voire une rupture des structures.

Les techniques de renforcement des sols fins comprennent :

- Préchargement : C'est une technique, qui vise à consolider les couches compressibles, et à obtenir le tassement afin de stabiliser la surface du sol avant la mise en place de la structure.
- Accélération de la consolidation : En général, le taux de consolidation des sols fins est trop faible, ceci est dû au long chemin que doit parcourir l'eau pour sortir du sol, ce qui implique un tassement qui s'étale sur une longue période. Afin de réduire ces durées jugées inacceptables, un système de drainage (drains verticaux et horizontaux) est mis en place pour réduire la distance parcourue par l'eau.

- Renforcement par colonnes ballastées : Ce sont des colonnes en matériau granulaire, placées dans le sol soit par refoulement (procédé sec) soit en remplaçant une partie du sol (procédé humide) et compactées par passes successives.

b) Amélioration des sols grenus

Contrairement aux sols fins, la perméabilité des sols sans cohésion empêche l'augmentation de la pression interstitielle, d'autre part, les problèmes que ce type de sol peut rencontrer sont l'ampleur du tassement et la résistance à la liquéfaction.

Parmi les méthodes de renforcement sans cohésion utilisées figurent :

- Pré-chargement : le principe est le même que pour les sols fins, sauf dans ce cas, le temps de tassement est plus court.
- Vibro-compactage : consiste à appliquer des vibrations au sol, à l'aide d'une aiguille vibrante, ce qui entraîne un affaissement du sol autour de l'aiguille, traduisant une densification du sol.
- Compactage statique : consiste, par moyen mécanique, à réduire l'indice des vides du sol et par conséquent densifier le sol, ce qui engendre une augmentation de la capacité portante du sol.
- Compactage dynamique : il s'agit de larguer à plusieurs reprises de lourds pilons d'acier (10 à 20 tonnes) à la surface du sol et d'une hauteur de 15 à 20 m.

Chaque technique d'amélioration des sols possède un domaine d'application optimal qui dépend de la nature du sol et son état de compacité et surconsolidation. La figure 1.1 présente ces domaines, en fonction de la classe granulométrique du sol et son état, représenté par sa résistance de cône q_c au pénétromètre statique.

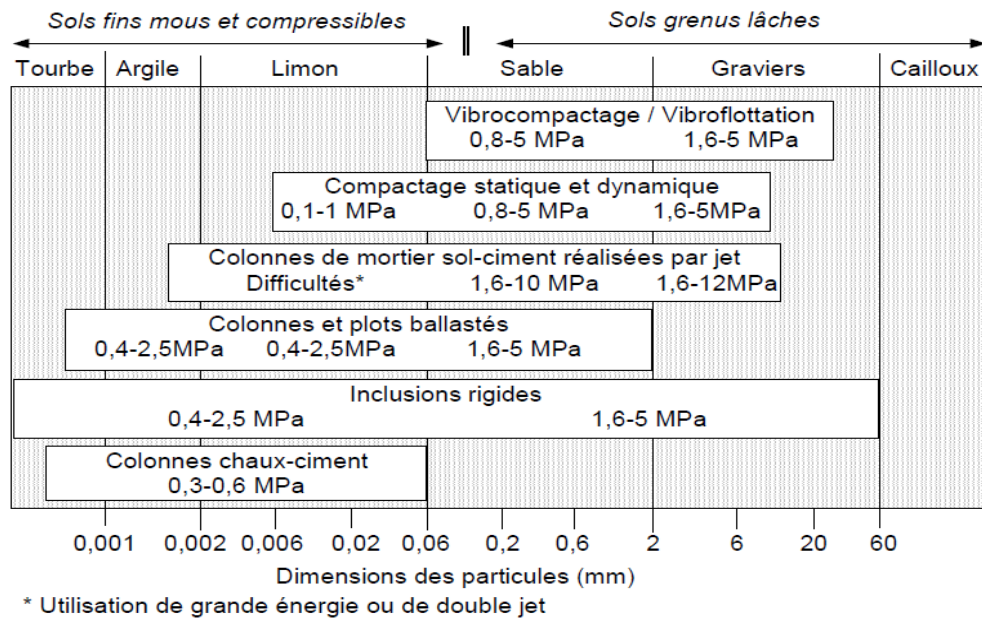


Figure 1.1 : Limites et domaine de validité des techniques d'amélioration des sols [4]

1.3 Les colonnes ballastées

La technique de renforcement du sol par les colonnes ballastées (Stone columns) a connu un essor considérable dès la fin des années 1980, où les entreprises spécialisées ont commencé à couvrir le milieu de bâtiment (industriel), avec la mise en place des colonnes ballastées sous des dallages ainsi que les semelles filantes et isolées, qui malgré demeure peu utilisable sous le dernier type, après que leur emploi était limité à des projets mettant en œuvre un maillage important de colonnes sous des ouvrages souples ou de grandes dimensions, à savoir, les remblais, les stations d'épuration et les réservoirs.

Ce procédé a été réalisé en Algérie depuis l'année 2002 et précisément au port de Bejaia pour la première fois, où cette technique a fait ses preuves en répondant aux exigences recherchées tout en respectant l'aspect économique par rapport à d'autres techniques de renforcement étudiées dans le cadre de ce projet.

1.3.1 Domaine d'application

Les colonnes ballastées sont des inclusions souples qui peuvent résister aussi bien à la compression qu'au cisaillement. Elles sont en général utilisées en compression afin d'améliorer la portance du sol de fondation. Cependant, elles sont également utilisées pour améliorer la stabilité du sol vis-à-vis du glissement général, en outre la colonne agit comme un drain vertical.

Le traitement d'un sol par colonnes ballastées conjugue les actions suivantes, dont une seule ou plusieurs peuvent être recherchées : [7]

- Amélioration de la portance du sol sous les ouvrages projetés,
- Réduction des tassements sous les charges appliquées,
- Homogénéisation des caractéristiques géotechniques,
- Accélération de la consolidation primaire par l'effet drainant du ballast,
- Amélioration des caractéristiques équivalentes du massif de sol traité (la résistance au cisaillement horizontal, l'angle de frottement interne et les paramètres de déformation),

Additivement aux améliorations suscitées, les inclusions souples contribuent à la stabilité générale des remblais et réduisent ou éliminent le risque de liquéfaction dans les zones sismiques.

1.3.1.1 Les sols concernés

La déformabilité et la résistance des colonnes sont éventuellement fonction de la pression de confinement mobilisée (étrointe latérale) dans le sol mou environnant qui doit être suffisante pour assurer la stabilité de la colonne. [1]

Principalement, la mise en place des colonnes ballastées dans les sols organiques (tourbe et vase organique), ou d'une façon générale les sols présentant une perte au feu supérieure à 5% conformément à la norme XP 94-047N, et les matériaux de décharge, est proscrite en raison du comportement évolutif dans le temps et de la déformation par fluage de ses sols, ce qui engendre la perte de l'étreinte latérale qu'offre le sol et par conséquent, l'expansion latérale du ballast grenu. Pour ce type de sol, l'incorporation des inclusions rigides est souvent nécessaire. La solution de colonnes chaux-ciment incorporées est techniquement adaptée par voie sèche ou voie humide (deep soil mixing) selon la teneur en eau naturelle du sol, élevée ou faible respectivement. [4]

Par ailleurs, ce procédé peut être réalisé dans les sols mous non organiques (argile, limon), dans les sables fins argileux et/ou limoneux décomprimés et dans les remblais anthropiques inertes (non poubelliens).

Le tableau 1.2 présente les sols concernés par l'amélioration des sols par colonnes ballastées et les résistances latérales (étrointe latérale) qu'offre chaque type de sol pour la stabilité de la colonne. Ces données sont recoupées avec les informations recueillies auprès des entreprises françaises spécialisées et celles disponibles dans la littérature. [4]

Tableau 1.2 : Champ d'application des colonnes ballastées : Nature et résistance des sols [4].

Sols	Faisabilité	Etreinte latérale				Remarques
		P_l (KPa)	q_c (MPa)	N_{spt} (coups)	C_u (KPa)	
Argile	Oui	150 - 400	0,6 - 1,2	04 - 06	25 - 50	-
Limon	Oui	150 - 400	0,6 - 1,2	04 - 06	25 - 50	-
Sable fin lâche	Oui	150 - 400	0,6 - 1,2	04 - 06	-	-
Tourbe	Non	-	-	-	-	Matériau évolutif
Autres sols organiques	Non	-	-	-	-	Matériau évolutif
Remblai inerte	Oui	200 - 500	0,6 - 1,6	-	-	-
Décharge	Non	-	-	-	-	Matériau évolutif

Avec :

P_l : Pression limite pressiométrique du sol ;

q_c : Résistance de cône au pénétromètre statique ;

N_{spt} : Nombre de coups mesurés au SPT

C_u : Cohésion non drainée du sol.

1.3.1.2 Limite des charges appliquées

Le développement du matériel de réalisation des colonnes ballastées et des ateliers d'exécution, des approches de dimensionnement et les procédures de contrôle, ont permis l'élargissement de leurs domaine d'application, dont les types d'ouvrages pouvant être réalisés sur un sol renforcé par des colonnes ballastées sont :

- Ouvrages hydrauliques étanches, réservoir, station d'épuration et station de traitement des eaux usées, bacs décantation, installations annexes ;
- Pistes d'aéroport, remblais routiers et ferroviaires
- Bâtiments industriels comme des bureaux hangars, halls de stockage, zones de production, silos;
- Bâtiments tels que des habitations individuelles ou collectives de quelques étages ;
- Domaine maritime (renforcement de fonds marins, lacustres ou fluviaux).

Le tableau 1.3, donne les plages de variation des charges apportées aux fondations de projets fondés sur sols améliorés par colonnes ballastées, et les tolérances imposées des tassements absolus et différentiels qui sont considérés comme stabilisés. Ces tolérances peuvent être réduites pour certains cas particuliers. Il s'agit de données recoupées avec les informations recueillies auprès des entreprises spécialisées ou issues de la littérature. [4]

Cependant, ces données peuvent être différentes pour certains paramètres lorsqu'il s'agit de cas exceptionnels.

Tableau 1.3 : Limites d'application des colonnes ballastées : Charges appliquées et tolérances imposées. [4]

Type d'ouvrage	Hauteur/ épaisseur (m)	Contrainte appliquée (KPa)	Descente de charge	Tassements absolus (cm)	Tassements différentiels (cm)
Remblais	2 - 12*	40 - 250*	-	2 - 20	2 - 5
Dallages	0,12 - 0,20	10 - 50	-	< 2	< 1
Radiers	0,30 - 0,60	50 - 80	-	3 - 5	1
Semelles isolées	-	-	150 – 1500 KN	1 - 2	0,5
Semelles filantes	-	-	100 – 300 KN/m	1 - 2	0,5

(*) Un remblai exceptionnel de 25 m de hauteur a été édifié sur des argiles consistantes (Cu de 40 à 120kPa) traitées par colonnes ballastées sur la future ligne du France (Hassen, TGV Est Européen en 2003)

1.3.2 Mise en œuvre des colonnes ballastées

Les divers procédés de réalisation des colonnes ballastées sont classés en général, suivant le principe du vibro-refoulement (vibro-déplacement) ou de la vibro-substitution (vibro-replacement), en fonction du mode de réalisation de la cavité qui sera ultérieurement remplie de matériau compacté permettant d'obtenir un massif de sol composite confiné latéralement. [6]

Les phases successives de la réalisation d'une colonne consistent en, la réalisation d'un forage par l'autofonçage de vibreur jusqu'à la profondeur de traitement, le remplissage de la cavité par le matériau d'apport et le compactage.

Le dispositif de forage est composé d'un tube prolongé en partie basse par un vibreur électrique ou hydraulique. Le fonçage du vibreur dans le sol se fait, additivement à l'effet de son poids propre et des vibrations, à l'aide de l'injection d'un fluide sous pression, l'eau ou l'air, ce qui définit deux (02) principales méthodes de mise en œuvre, la voie humide (dite aussi vibro-substitution) où c'est l'eau qui est introduite, et la voie sèche (vibro-refoulement) où l'air qui est utilisé.

Les figures 1.2 et 1.3 illustrent les différentes étapes des deux méthodes de réalisation des colonnes ballastées, par la voie humide et la voie sèche respectivement.

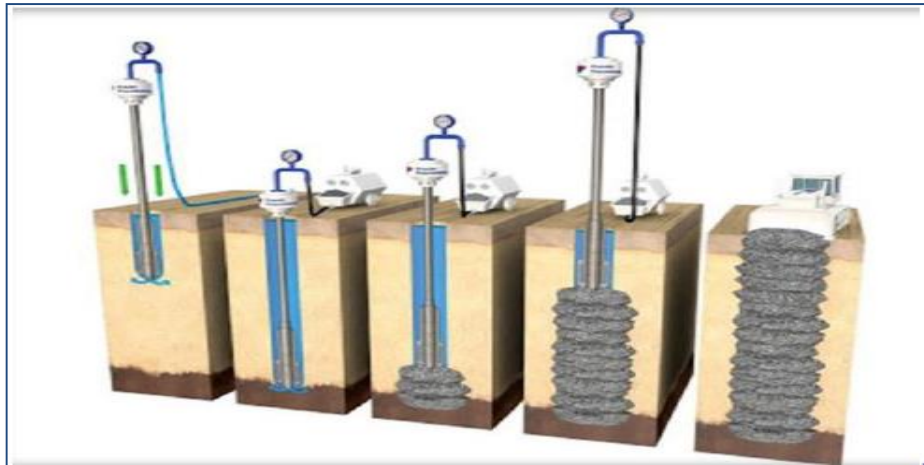


Figure 1.2 : Mise en œuvre des colonnes ballastées par la voie humide. (Brochure Keller)

La méthode de réalisation par voie humide est utilisée dans les sols relativement imperméables et cohésifs ($c_u = 15$ à 50KPa) et dans les endroits où la nappe phréatique est élevée et la stabilité du forage est discutable (Greenwood et Kerisch.1984). Le principal inconvénient de cette technique est représenté dans la grande quantité d'eau requise et qui doit ensuite être éliminée sans causer de pollution (Babu et al. 2012), et par conséquent, cette méthode humide est recommandée au niveau des zones non urbaines.

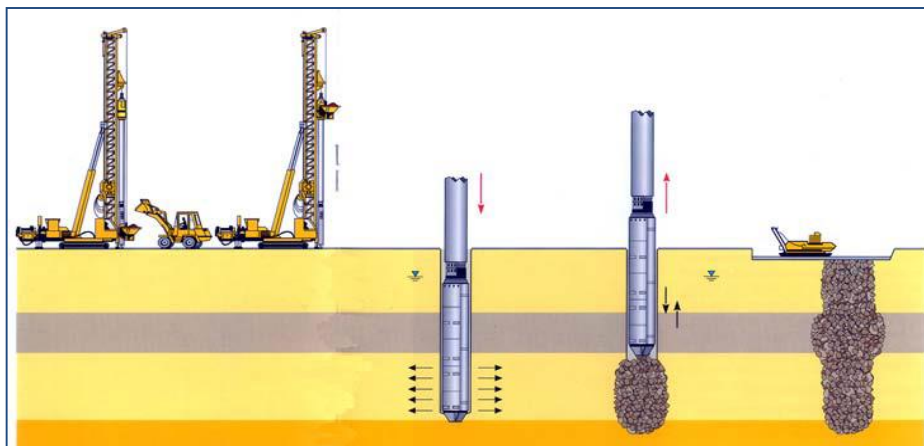


Figure 1.3 : Mise en œuvre des colonnes ballastées par la voie sèche. (Brochure Keller)

L'introduction du ballast s'effectue gravitairement par le haut de la colonne ou par la base au moyen d'un tube latéral fixe au vibreur à l'aide de l'air comprimé sur certaines machines. Un gravier avec des fines 0-32 par exemple ne peut être envisagé, un blocage au niveau de tube peut survenir. L'alimentation est effectuée par couches successives de 20 à 50cm tout en maintenant la vibration, afin de compacter le ballast et de continuer à refouler latéralement le sol d'un effort axial qui peut atteindre, voire 300 KN.

L'ensemble de ces opérations est réalisé par passes remontantes sur la totalité de la hauteur de terrain à consolider. Après nivellement, le sol est à nouveau compacté en surface avec un rouleau vibrant. Selon le cas, un béton de propreté peut également être coulé.

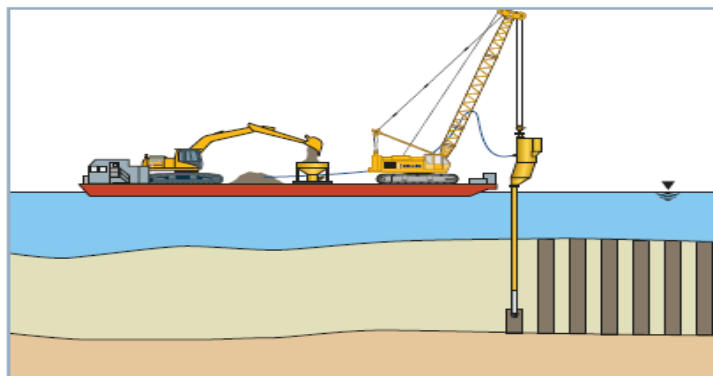
Le choix de l'outil, de ses caractéristiques et de la méthode de réalisation, dépend étroitement de la nature et de l'état de saturation du sol, du but recherché et des caractéristiques des matériaux d'apport.

- **Les colonnes ballastées en mer**

Tout comme sur le domaine terrestre, le sol du fond marin étant l'assise des fondations des ouvrages marins (jetées, murs de quai, piles d'un pont), nécessite parfois une amélioration pour éviter le dragage et la mise en dépôt de larges quantités de sédiments vaseux souvent pollués.

Généralement, pour la mise en œuvre des colonnes ballastées sous la mer, deux techniques par voie humide sont employées (Debats et Degen, 2001), dont la manière d'alimentation du ballast qui les distingue. Dans l'une de ces méthodes, c'est par le haut que le matériau est introduit à l'aide d'un tapis de ballast. Par ailleurs, dans la deuxième méthode une trémie-réservoir unique et employée pour incorporer le ballast par le bas.

Le procédé breveté de pompe à graviers à double sas en site marin est une innovation marquante dans le domaine des colonnes ballastées sous la mer par voie sèche. Le double sas garantit que la pression d'air à la pointe de l'aiguille soit toujours supérieure à la pression extérieure, évitant ainsi le risque d'intrusion de la vase dans le tube d'apport de ballast. [8] Contrairement aux méthodes humides qui présentent l'inconvénient de ne pas permettre la vérification du volume incorporé du ballast, ce procédé permet la construction rapide et économique des colonnes ballastées avec un très haut niveau d'assurance qualité, similaire à celui de la voie sèche en site terrestre et encore meilleur, selon certaines entreprises spécialisées. [4]



**Figure 1.4 : Mise en œuvre des colonnes ballastées par la voie sèche en offshore.
(Brochure Keller)**

1.3.3 Dispositions constructives

L'amélioration de sol par colonnes ballastées repose sur la réalisation d'inclusions souples à module élevé (10 à 30 fois supérieur au module du sol), sans cohésion et à fort pouvoir drainant, qui par concentration et report de charges augmentent la capacité portante du sol en diminuant les tassements. Ces derniers sont homogénéisés de telle sorte que l'ouvrage à fonder ne subisse aucun tassement différentiel.

1.3.3.1 Matériau d'apport

Il y a lieu de citer, que le matériau d'apport constitutif des colonnes ballastées, doit être de qualité et de granulométries contrôlées et le plus homogènes possible. Le choix doit s'orienter sur des graves naturelles, roulées ou concassées. Les caractéristiques minimales du ballast constitutif des colonnes détaillées sur le tableau 1.4 suivant [7] :

Tableau 1.4 : Caractéristiques des ballasts [4] [9]

Caractéristiques	Ordres de grandeur	Remarques
Essai Los Angeles	LA < 35	NF EN 1097-2
Essai Micro Deval	MDE < 30	NF EN 1097-1
LA + MDE	< 60	-
Indice de concassage	> 80	[4]-
Dimension du ballast (mm)	8/40	Les vibreurs à tube latéral de remplissage par le bas
	20/75	Les autres procédés remplissage
Critère de propreté (passant inférieur à 80µm)	< 5%	-
Granulométrie	$d_5 > 0.1\text{mm}$; $d_{30} > 10\text{mm}$; $d_{100} > 100\text{mm}$	Cas général [9]
	$d_{30} > 40\text{mm}$; $d_{100} > 160\text{mm}$	voie humide [4]

La roche constituant le matériau d'apport des colonnes ballastées doit avoir des caractéristiques mécaniques élevées, et ne doit pas être délitable ni sujette à l'attrition et vérifie les conditions des paramètres présentés sur le tableau 1.5 :

Tableau 1.5 : Caractéristiques mécaniques des ballasts [4] [7] [9]

Caractéristiques mécaniques	Ordres de grandeur	Remarques
Résistance à la compression simple	$R_c > 25\text{ MPa}$	[9]
Module d'élasticité	$E_c > 60\text{ MPa}$	$E_c/E_s < 10$ à 20
Angle de frottement interne	- 38° - 40°	- matériaux roulés - matériaux concassés
Coefficient de poisson égale à 1/3	$\nu = 1/3$	-
Poids volumique	$\gamma = 21\text{ KN/m}^3$	[7]

Les colonnes ballastées ne constituent pas pour autant des points durs comme les inclusions rigides, et peuvent être sollicitées directement pour le cas de semelles de fondations, ou par l'intermédiaire d'un matelas de répartition constitué de grave naturelle de (0–31,5mm ou 0–80mm) sur une épaisseur minimale de 40cm, ou grave–ciment sur grave naturelle voire de limon traité. [4] Les caractéristiques minimales requises d'un matelas de répartition pour une bonne compacité du matelas sont :

- un module de déformation du matelas E_m supérieur à celui du sol traité E_s et à celui des colonnes E_c ,
- un degré de compacité K_c inférieur à 2,
- une capacité de drainage analogue à celle des colonnes.

1.3.3.2 Dimensions et dispositions des colonnes ballastées

i. Diamètre des colonnes ballastées

Le diamètre des colonnes ballastées varie en fonction de la déformabilité du sol à traiter, et en général est compris entre **0,6 et 1.20m**. D'autre part, le mode de réalisation des colonnes influence aussi cette valeur. Pour la technique sèche, le diamètre de la colonne varie de **50 à 80 cm** [7]. Cependant, le forage à l'eau provoque une extraction du terrain ce qui en résulte un diamètre de colonne plus important.

ii. Longueur des colonnes ballastées

D'une façon générale, les longueurs de colonnes ballastées sont plus importantes en mer qu'à terre. D'après les entreprises spécialisées et les informations recueillies dans la littérature, les profondeurs nécessaires des colonnes ballastées dans le cas des ouvrages marins atteignent souvent **10 à 30m**, dans le cas des ouvrages terrestres, les profondeurs de traitement sont variables mais restent en moyenne autour de **8 à 10m**, sans excéder **20 à 25m**. [4]

iii. Maillage d'un groupe de colonnes ballastées

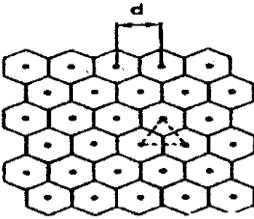
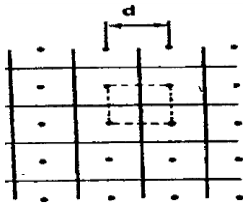
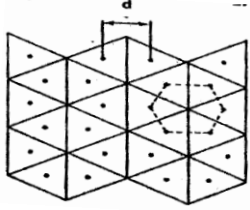
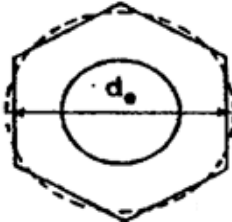
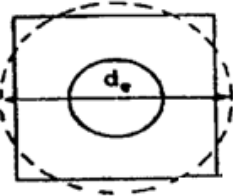

La colonne ballastée est une inclusion donnant, grâce à ses caractéristiques propres, de nouvelles caractéristiques équivalentes à la maille élémentaire de sol traité (zone d'influence de la colonne), dont elle occupe le centre.

Lorsqu'il s'agit d'un réseau de colonnes ballastées, un maillage régulier (hexagonal, carré ou triangulaire) doit être adopté pour l'implantation des colonnes. Néanmoins, pour la commodité des calculs et afin de respecter les conditions réelles sur chantier (colonnes

cylindriques), les zones d'influence des colonnes sont généralement réduites à des domaines cylindriques équivalents, à l'instar de ceux adoptés pour la résolution numérique des problèmes de consolidation radiale.

Ainsi, pour un espacement d entre colonnes, l'équivalence entre la section de la maille et le cylindre équivalent de diamètre d_e conduit aux valeurs présentées sur le tableau 1.6 suivant :

Tableau 1.6 : Diamètre équivalent de la section cylindrique équivalente d'un maillage d'un réseau de colonnes ballastées. [7]

	Hexagonal	Carré	Triangulaire
Type de maillage			
Section cylindrique équivalente			
Diamètre équivalent d_e	$\sqrt[4]{\frac{12}{\pi^2}} d = 1.05d$	$\sqrt[4]{\frac{16}{\pi^2}} d = 1.13d$	$\sqrt[4]{\frac{27}{\pi^2}} d = 1.29d$

Il y a lieu de vérifier les conditions de disposition des colonnes suivantes pour s'assurer de l'efficacité du traitement des sols par cette technique :

- La maille de référence maximale est de **9m²** de section avec minimum **3%** du rapport des sections de la colonne à la section totale (taux d'incorporation, titre 1.4.4.a).
- La maille de référence minimale est de **2.25m²** de section totale,
- Pour les semelles filantes et les groupes de 2 à 5 colonnes, l'espacement minimal entre axes de colonnes doit être supérieur ou égale à 1,5 D_c (diamètre de la colonne) et à 1,20 m. Dans le cas d'une semelle filante comportant une seule rangée de colonnes et dépourvue de matelas de répartition, l'entraxe maximal sans justification spécifique est de 2,5 m. [7]

iv. Matelas de répartition

Contrairement au cas de fondations rigides, les fondations souples nécessitent un matelas de répartition pour une meilleure distribution des contraintes, de ce fait, l'épaisseur du matelas dépend non seulement de la charge apportée par l'ouvrage, mais encore de la qualité du sol d'assise.

D'après les informations recueillies auprès des entreprises spécialisées et celles émanant de la littérature, l'épaisseur du matelas de répartition varie en pratique entre **0,3 et 1m**. [4]

L'estimation de l'épaisseur H_m du matelas entre colonne peut être faite à l'aide de la formule empirique suivante appliquée aux couches de forme des chaussées, (Claesson et al, 1977) :

$$H_m = \left(\frac{1}{0.2} \frac{K_{wm}}{K_{ws}} \right)^{\frac{1}{0.45}} \quad (1.1)$$

avec :

K_{wm} : coefficient de réaction de Westergaard à la surface du matelas demandé par le projet fonction de la charge apportée par l'ouvrage,

K_{ws} : coefficient de réaction de Westergaard à la surface du sol avant traitement, considéré identique à celui après traitement.

Une méthode pratique mais rudimentaire est employée pour l'estimation de l'épaisseur du matelas en fonction du diamètre D_c et l'entraxe des colonnes d .

$$H_m = e + \left(\frac{d - D_c}{2} \right) \tan \alpha \quad \text{avec} \quad 0 < e < 0.5 \left(\frac{d - D_c}{2} \right) \tan \alpha \quad (1.2)$$

Où α est l'angle de frottement interne du matériau du matelas fixé à 45° .

1.3.4 Mécanisme de comportement

L'utilisation la plus courante des colonnes ballastées est faite dans le but d'accroître la capacité portante d'un sol de fondation, en transférant les charges à une couche de sol de meilleure portance, où le mécanisme d'interaction sol/colonne est celui d'une expansion radiale confinée par le sol mou avoisinant. La déformabilité et résistance des colonnes ballastées sont éventuellement fonction de la pression de confinement mobilisée.

1.3.4.1 Interaction sol / colonne

L'application d'une charge verticale à la tête d'une colonne ballastée engendre le tassement de cette dernière, où l'interaction sol/colonne permet de transmettre des contraintes verticales au sol à sa base ainsi que des contraintes horizontales au sol environnant, qui sont dues à l'expansion latérale de la colonne (phénomène de conservation des volumes), ainsi le

confinement de la colonne est assuré par le sol, et afin d'élargir cet effet, un système de groupe de colonnes est mis en place.

Les mécanismes de fonctionnement des colonnes ballastées selon la littérature dépendent:[5]

- De la disposition des colonnes, colonne isolée ou en groupe ;
- Du mode de chargement, fondation rigide ou souple ;
- Du type de colonne (ancrée ou flottante) ;
- De la nature du sol à améliorer et du matériau employé.

1.3.4.2 Mode de rupture d'une colonne ballastée

Une colonne ballastée isolée dans un sol homogène peut se rompre sous un chargement axial limite σ_{clim} , et les différents mécanismes de rupture (Datye, 1982) sont illustrés sur la figure 1.5 tels que :

- a. Rupture par expansion latérale du ballast (critère souvent dimensionnant),
- b. Rupture par cisaillement généralisé (rupture rare, cas des colonnes courtes),
- c. Rupture par poinçonnement (cas de colonnes flottantes).

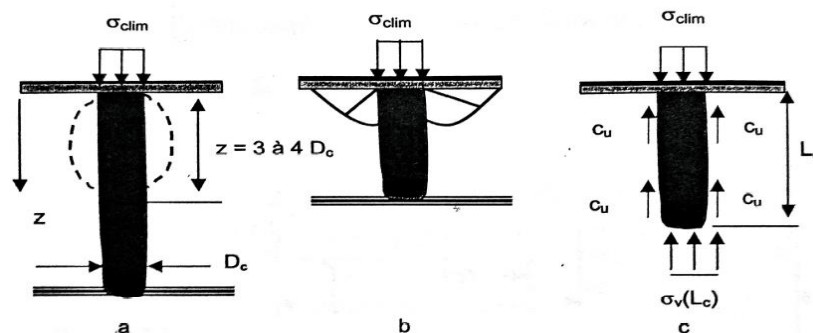


Figure 1.5 : Mode de rupture d'une colonne ballastée [4]

1.3.4.3 Paramètres caractéristiques

Les paramètres caractéristiques suivants doivent être déterminés afin de procéder à l'étude du comportement et du dimensionnement des colonnes ballastées :

i. Taux d'incorporation

Le taux d'incorporation noté « a », pour la mise en œuvre des colonnes par la voie sèche, ou coefficient de substitution, pour la voie humide, soit :

$$a = A_c/A \quad (1.3)$$

Le rapport de l'aire traitée A_c qui est la section de la colonne à l'aire totale A du domaine d'influence de la colonne, selon le principe de la cellule unitaire (Ghionna et Jamiolkowski, 1981). En général, le taux a varie de 10 à 25%. [4]

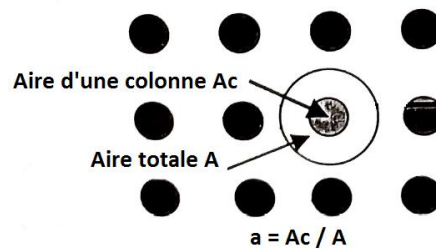


Figure 1.6: Paramètres de dimensionnement: Taux d'incorporation. [4]

ii. Rapport de concentration des contraintes

Due aux interactions entre le sol et la colonne lors de l'application de la charge, les contraintes se répartissent de manière équivalente entre le sol et la colonne ($n=1$). Ensuite au cours des phénomènes de consolidation due à la dissipation des pressions interstitielles, et l'écoulement de l'eau vers les colonnes ballastées, de perméabilité relativement très importante, une partie des contraintes reprise par les sols et transmise aux colonnes ballastées. Le rapport « n » des contraintes reprises par la colonne σ_c à celle reprises par le sol après consolidation σ_s , évolue et se stabilise dans un temps relativement court allant jusqu'à 6 mois, soit :

$$n = \sigma_c / \sigma_s \quad (1.4)$$

Le rapport n varie selon la nature du sol et le type de fondation, et qui va de 3 à 5 pour les fondations souples (remblais, dallages, radiers souples), et de 4 à 10 pour les fondations rigides. [4]

iii. Facteur de réduction des tassements

L'amélioration du sol traité peut être mesurée par la réduction des tassements du sol composite obtenu par l'injection des ballasts, d'où le taux de réduction des tassements β désignant le rapport du tassement S_i du sol sans traitement au tassement S_f du milieu composite, soit :

$$\beta = S_i / S_f \quad (1.5)$$

Le facteur β varie de 1.5 à 2 jusqu'à 2.5 à 3.5 en fonction du frottement interne du ballast. La distribution de la charge, caractérisée par la concentration des contraintes verticales sur les colonnes, a été démontrée par les expérimentations en vraies grandeurs, où il a été montré, sous l'effet d'un chargement en surface soit par un remblai (Vautrain, 1977; Aboshi et al,

1979), soit par une fondation plus rigide (Goughnour et Bayuk, 1979), les tassements en surface du sol et des colonnes étaient pratiquement les mêmes, ce qui permet de caractériser le tassement d'ensemble d'une maille par le tassement du sol. [1]

$$S_{sol} = S_{col} \quad (1.6)$$

On déduit :

$$\beta = \sigma_0 / \sigma_s \quad (1.7)$$

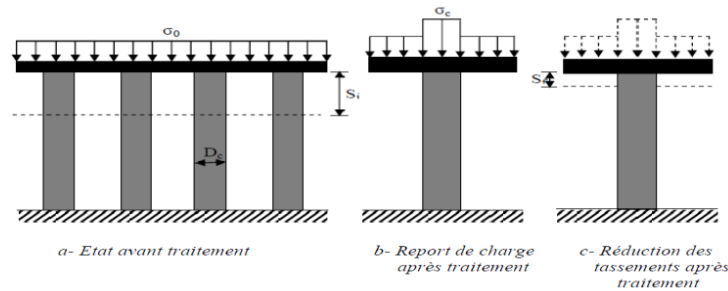


Figure 1.7: Paramètres de dimensionnement - coefficient de concentration des contraintes et facteur de réduction de tassement. [4]

1.3.4.4 Comportement en zone sismique

Le traitement du sol par des colonnes ballastées permet de réduire le potentiel de liquéfaction en agissant comme des drains qui favorisent la dissipation des surpressions interstitielles, et par conséquent, atténuer la contrainte de cisaillement induite par le séisme. Cette contrainte se répartit entre le sol et la colonne en proportion du transfert de charge et des raideurs relatives sol/colonne ballastée.

Afin d'estimer l'effet parasismique sur un sol amélioré par colonnes ballastées, Priebe (1998) a apporté une correction au rapport des contraintes cycliques de Suzuki et Koyamada, 1997, en introduisant le facteur d'amélioration n_0 tel que :

$$\left(\frac{\tau_h}{\sigma'_{v0}}\right)_{\text{corrigé}} = \frac{1}{n_0} \left[0.1(M-1) \frac{a_{\max} \sigma_{v0}}{g c} r_d\right] \quad (1.8)$$

$$n_0 = 1 + a \left[\frac{1}{K_{ac}(1-a)} - 1\right] \quad (1.9)$$

Avec :

M : Magnitude du séisme,

g : l'accélération de la pesanteur,

σ_{v0}, σ'_v : Contrainte verticale totale et effective du sol,

n_0 : le facteur de réduction des tassements de la colonne,

K_{ac} : Coefficient de poussée de la colonne :

$$K_{ac} = \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_c}{2}\right)^2 \quad (1.10)$$

r_d : Coefficient réducteur dépendant de la profondeur z :

$$r_d = 1 - 0.015 z \quad (1.11)$$

1.3.5 Dimensionnement et justification

Le dimensionnement et justification d'une colonne ballastée repose sur la détermination de sa capacité portante puis sur l'estimation des tassements prévisibles sous la charge de service qui doit être compatibles avec les tassements admissibles par toute ou partie de la structure de l'ouvrage. Et particulièrement en zones sismique, l'évaluation du risque de liquéfaction. Le phénomène de concentration des charges sur la colonne permet d'écrire l'équation d'équilibre suivante du système sol composite : (voir figure 1.7)

$$\sigma_0 A = \sigma_c A_c + \sigma_s A_s \quad (1.12)$$

où σ_0 , σ_s et σ_c représentent respectivement la contrainte verticale moyenne correspondant à la charge appliquée, uniformément distribuée sur toute la surface de la maille à l'instant initial, la contrainte verticale appliquée sur le sol autour de la colonne à long terme et la contrainte verticale en tête de colonne à la fin de la consolidation du sol.

Cette relation caractéristique peut s'écrire en fonction des paramètres de dimensionnement:

$$\sigma_0 = a \sigma_c + (1 - a) \sigma_s \quad (1.13)$$

1.3.5.1 Contrainte admissible de la colonne isolée

Afin de pouvoir déterminer la capacité portante d'une colonne ballastée, on doit au préalable définir la valeur de la contrainte verticale limite de la colonne σ'_{lim} , notée également q_r , en considérant les différents modes de rupture où la valeur minimale serait retenue. Une colonne ballastée peut supporter une charge allant jusqu'à 300KN.

La méthode de calcul de ces contraintes limites relatives à chacun des mécanismes de rupture est présentée sur le tableau 1.7 ci-après. Le principe et les hypothèses considérées sont comme ce qui suit :

- **Rupture par expansion latérale**

Sollicitée par une pression axiale et une contrainte de confinement, il est admet que la colonne est en état de rupture triaxial par analogie (D.T.U 13-2). La contrainte verticale effective de rupture à la tête de la colonne est fonction de l'angle de frottement des ballasts et de l'étreinte du sol. La valeur de l'étreinte latérale résulte du rapport géotechnique; elle est

déterminée à partir d'essais de laboratoire (essais triaxiaux) ou d'essais in situ (préssiomètre, pénétromètre statique, scissomètre, ... etc.) [7].

Selon Ghionna et Jamiolkowski (1981) et Smolczyk (1983), la pression interstitielle u à la périphérie de la colonne est supposée identique à la pression hydrostatique u_0 dans le sol avant traitement. D'autre part, Greenwood et Krisch (1983) et Broms (1983), considèrent que la pression interstitielle u est nulle.

- **Rupture par cisaillement généralisé**

La vérification de ce type de rupture doit être étudiée pour le cas des colonnes courtes et/ou lorsque les caractéristiques de la colonne sont relativement proches de celles du sol (Soyez, 1985). [7]

Ce mécanisme de rupture a été défini par Brauns (1978a, 1978b et 1980) qui a introduit l'hypothèse d'une rupture axisymétrique d'un volume de surface tronconique du matériau composite (sol/ballast) jusqu'à la profondeur h . (figure 1.9)

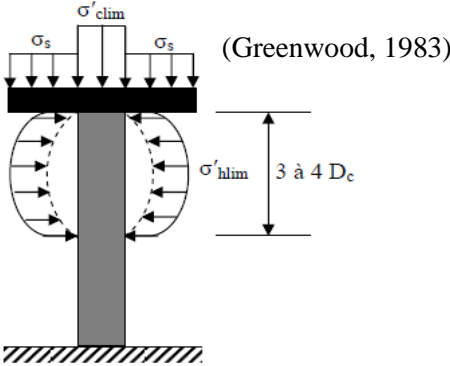
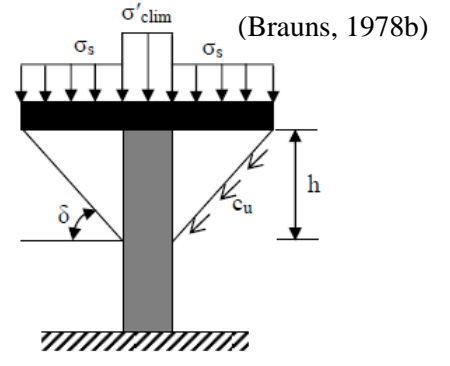
- **Rupture par poinçonnement**

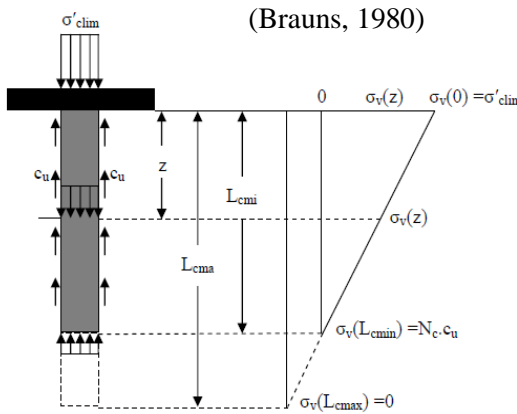
Lorsque la résistance à la pointe du sol sous une colonne flottante est insuffisante pour équilibrer la contrainte verticale $\sigma_v(z)$ transmise dans la colonne, le poinçonnement de cette dernière aura lieu.

Pour l'étude de ce mécanisme, les règles classiques adoptées pour les pieux ont été adoptées (Hughes et al, 1975; Brauns, 1980). L'équilibre d'un tronçon de la colonne pesante d'épaisseur fini « dz » conduit, permet de déterminer la contrainte de rupture ainsi les longueurs minimale et maximale, correspondant respectivement à, l'équilibre limite de la colonne et la profondeur où la contrainte verticale $\sigma_v(z)$ s'annule.

Dans un milieu homogène caractérisé par la cohésion non drainée C_u , la contrainte verticale de rupture vis-à-vis du poinçonnement de la base de la colonne est égale à $9 C_u$.

Tableau 1.7: Contrainte verticale limite d'une colonne ballastée isolée. [4], [7]

Mode de rupture	Schéma du mécanisme	Contraintes verticales de rupture	Remarques
<p>Expansion latérale</p>	 <p>(Greenwood, 1983)</p> <p>Figure 1.8 : Rupture par expansion latérale d'une colonne ballastée isolée</p>	$q_{re} = \sigma_r \tan^2 [\pi/4 + \phi_c/2] \quad (1.14)$ <p>ϕ_c: angle de frottement interne du ballast. σ_r: contrainte horizontale effective maximale du sol $\sigma_r = P_{le}^*$ P_{le}^* : Pression limite nette équivalente du sol ; $P_{le}^* = \min (p_{le}^*[z])$ sur la hauteur de colonne dans chaque couche $Où, P_{le}^*[z] =$ moyenne géométrique des P_1^* sur $2xD_c$ Avec : $P_{le}^*[z] \leq P_1^* \min$</p>	<p>Greenwood (1970)</p> <p>Par analogie à la Sonde pressiométrique de Ménard</p> <p>[7]</p>
<p>Cisaillement généralisé</p>	 <p>(Brauns, 1978b)</p> <p>Figure 1.9 : Rupture par cisaillement généralisé</p>	$\sigma'_{c \text{ lim}} = [\sigma_s + \frac{2c_u}{\sin(2\delta)}] \cdot [1 + \sin(2\delta)] \cdot [1 + \frac{\sqrt{K_{pc}}}{\tan \delta}] \cdot K_{pc} \quad (1.15)$ $h = D_c \tan [\pi/4 + \phi'_c/2]$ <p>avec :</p> <p>$K_p = \tan^2 [\pi/4 + \phi'_c/2]$: coefficient de buté du ballast c_u : cohésion non drainée du sol δ : angle de la génératrice du cône avec l'horizontale D_c : diamètre de la colonne</p>	<p>Brauns (1978a , 1978b et 1980)</p> <p>[4]</p>

<p>Poinçonnement</p>	 <p>(Brauns, 1980)</p> <p>Figure 1.10 : Rupture par poinçonnement d'une colonne ballastée flottante</p>	$q_{rp} = 9C_u + L_c (2C_u / R_c - \gamma_c) \quad (1.16)$ <p>γ_c : poids volumique de la colonne, L_c : longueur de la colonne, R_c : rayon moyen de la colonne</p> $\text{ELU} : L_c \geq R_c [(\gamma_{ELU} \cdot \sigma_{0ELU} / C_u) - 9]/2 \quad (1.16a)$ $\text{ELS} : L_c \geq R_c [(\gamma_{ELS} \cdot \sigma_{0ELS} / C_u) - 9]/2 \quad (1.16b)$ <p>$\gamma_{ELU} = 1,5$ et $\gamma_{ELS} = 2$ σ_0 : contrainte en tête de colonne</p> $L_c < L_{c \max} = \frac{\sigma_{clim}}{2C_u - \gamma_c} \frac{D_c}{2} \quad (1.16c)$	<p>COPREC – SOFFONS 2011 [7]</p> <p>[4]</p>
-----------------------------	---	--	--

Une fois les contraintes limites sont désignées pour les différents cas de mode de rupture, la contrainte verticale de rupture dans la colonne retenue est définie par : [7]

$$\sigma_{c \lim} = \text{Min} \{ q_{re}, \sigma'_{c \lim}, q_{rp}, 1,6 \text{ MPa} \} \quad (1.17)$$

Ensuite, on détermine alors la contrainte admissible de la colonne q_a par l'application de coefficient selon l'état limite : [7]

- Cas d'Etats Limites Ultimes : $q_{aELU} = \sigma_{c \lim} / 1,5 = \text{Min} \{ q_{re}/1,5, \sigma'_{c \lim}/1,5, q_{rp}/1,5, 1,06 \text{ MPa} \}; \quad (1.18)$

- Cas d'Etats Limites de Services : $q_{aELS} = \sigma_{c \lim} / 2 = \text{Min} \{ q_{re}/2, \sigma'_{c \lim}/2, q_{rp}/2, 0,8 \text{ MPa} \}; \quad (1.19)$

Cela revient à affecter un coefficient de 1,33 à la contrainte admissible à l'ELS : $q_{aELU} = 1,33q_{aELS}$

1.3.5.2 Cas d'un réseau de colonnes ballastées

Pour l'étude d'un groupe de colonnes soumis à une charge verticale répartie de grandes dimensions, on réduit le modèle du réseau au cas de colonnes isolées confinées (colonne à l'intérieur du maillage) sous charge verticale. De ce fait, le principe de la cellule unitaire (Ghionna et Jamiolkowski, 1981) s'applique parfaitement et les règles de calcul et dimensionnement des colonnes isolées sous charge verticale, sont généralisées au cas d'un réseau de colonne ballastées sous charge verticale. Cependant, ce principe de cellule unitaire n'est pas recommandé pour le cas des colonnes sous charge centrée apportée par une semelle de fondation. [4]

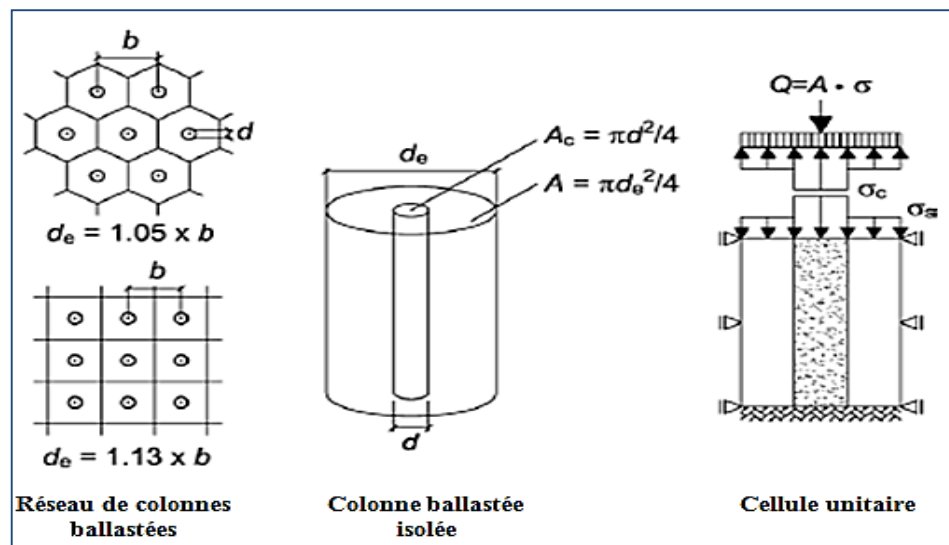


Figure 1.11 : Application du principe de la cellule unitaire à un réseau de colonnes ballastées. [10]

Le système de la cellule unitaire, assure les conditions aux limites et permet d'écrire l'expression d'équilibre suivante du système sol composite :

$$\sigma_0 A = \sigma_c A_c + \sigma_s A_s \quad (1.20)$$

Le maillage adopté d'un réseau de colonnes ballastées affecte la performance du procédé de l'amélioration des propriétés mécaniques du sol entre les colonnes, selon qu'il s'agit d'un maillage serré ou non.

D'autre part, il est important de mentionner que la nature du sol à traiter, influence aussi l'amélioration des caractéristiques mécaniques du sol. Conformément aux différents résultats obtenus sur plusieurs sites, il a été montré que l'optimisation des propriétés mécaniques des sols fins (limon et surtout argile) est plus faible comparée aux sols fin pulvérulents sableux qui peuvent être densifiés entre les colonnes.

1.3.5.3 Méthodes de calcul des contraintes et des tassements

Dans ce qui suit, différentes méthodes de calcul, de la charge reprise par la colonne ballastée et le tassement de sol traité, sont présentées pour les cas les plus fréquents des ouvrages de fondation, à savoir, le cas de dallage, radier ou remblais soumis à un chargement uniforme et cas de semelle sous chargement vertical.

i. Calcul des contraintes dans les colonnes ballastées

Les méthodes ci-après permettent le calcul de la contrainte maximale dans la colonne ballastée qui ne doit pas excéder la contrainte admissible q_{aELS} déterminée au préalable selon le tableau 1.7 (Contrainte verticale limite d'une colonne ballastée isolée).

Il y a lieu de préciser la condition de validité des méthodes des recommandations de COPREC 2011, qui s'agit de la compacité de couche du sol à la base de la colonne, cette dernière doit être caractérisée par une cohésion non drainée $C_{up} \geq 150$ kPa (soit environ $P_1^* \geq 0,8$ MPa ou $q_c \geq 2,5$ MPa) ou telle que $9.C_{up} > \sigma_{c \text{ lim}}$.

• Méthode de Priebe (chargement réparti) [4]

La contrainte dans la colonne est donnée par la formule suivante:

$$\sigma_c = \frac{\sigma \cdot A - \frac{\sigma}{n_0} \cdot A_s}{A_c} \quad (1.21)$$

Avec :

- σ , la contrainte verticale moyenne appliquée,
- n_0 , le facteur de réduction des tassements moyen de la colonne :

$$n_0 = \beta = \frac{\sigma_0}{\sigma_s} = 1 + a \left[\frac{0.5 + f(v_s, a)}{K_{ac} f(v_s, a)} - 1 \right] \quad (1.22)$$

$$\text{Où :} \quad f(v_s, a) = \frac{(1-v_s)(1-a)}{1-2v_s+a} \quad \text{et} \quad a = \frac{A_c}{A} \quad (1.23)$$

K_{ac} : Coefficient de poussée de la colonne : $K_{ac} = \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_c}{2}\right)^2$

φ_c : Angle de frottement inter granulaire de la colonne,

v_s : Coefficient de poisson du sol.

• Méthode d'homogénéisation - Recommandations COPREC – chargement réparti

La valeur de la contrainte dans la colonne au niveau de la couche i (σ_{ci}) est donnée par :

$$\sigma_{ci} = \frac{E_{col} \cdot \sigma_t}{a_i \cdot E_{col} + [(1-a_i) \cdot E_{si} \cdot (1-v_{si}) / (1-v_{si} - 2v_{si}^2)]} \quad (1.24)$$

où :

- a_i : Taux d'incorporation dans la couche i considérée ;
- E_{col} : Module d'Young de la colonne ;
- E_{si} : Module d'Young de la couche i considérée ;
- v_{si} : Coefficient de Poisson de la couche i considérée ;
- σ_t : Contrainte verticale moyenne apportée par l'ouvrage.

Il convient alors de déterminer que ces contraintes restent inférieures aux maxima admissibles : $\sigma_{ci} < q_{aELS}$

Les formules inscrites sur le tableau 1.8 permettent le calcul des contraintes dans la colonne selon les essais disponibles :

Tableau 1.8 : Contrainte dans la colonne ballastée [7]

Contrainte dans la colonne	Essai in situ / Laboratoire
$\sigma_{ci} = \frac{E_{col} \cdot \sigma_t}{a_i \cdot E_{col} + [(1 - a_i) \cdot E_{soli}]}$	Essais oedométriques en laboratoire : - E_{sol} : Module oedométrique du sol
$\sigma_{ci} = \frac{E_{col} \cdot \sigma_t}{a_i \cdot E_{col} + [(1 - a_i) \cdot E_{Mi} / \alpha_i]}$	Essais pressiométriques : - E_M : Module pressiométrique, - α : Coefficient rhéologique.
$\sigma_{ci} = \frac{E_{col} \cdot \sigma_t}{a_i \cdot E_{col} + [(1 - a_i) \cdot \alpha_c \cdot q_c]}$	Pénétromètre statique : - $E_{sol} = \alpha_c \cdot q_c$ avec, q_c : la résistance de pointe, 4 < α_c < 6 Argile ; 4 < α_c < 5, Limon ; 2 < α_c < 3, Sable

• **Recommandations COPREC [7] – charge verticale centrée**

La valeur de la contrainte dans la colonne est déterminée en fonction de la raideur du matériau composite, k suivant les étapes ci-après :

$$k = \frac{K_s A_s + K_c A_c}{B \cdot L} \quad (1.25)$$

Dans laquelle A_s , A_c , B et L sont respectivement, l'aire du sol, la section de la colonne, la largeur et la longueur de la semelle.

Avec :

$$k_s = \frac{\sigma}{S_0} : \text{La raideur du sol,} \quad \text{et} \quad k_c = \frac{E_{col}}{H} : \text{La raideur de la colonne,}$$

S_0 est le tassement du sol avant traitement calculé selon les règlements en vigueur pour les fondations superficielles.

$H = \min(2,5B, L_c)$ et σ , L_c et E_{col} sont respectivement, la charge appliquée, la longueur de la colonne et le module de Young de la colonne.

Au final, on en déduit la contrainte dans la colonne q_{col} :

$$q_{col} = \frac{\sigma}{K} K_c \quad (1.26)$$

ii. Calcul des tassements

Pour le calcul des tassements dans le cas des radiers (charge uniformément répartie), dans l'hypothèse où les colonnes ballastées sont flottantes (couche d'assise caractérisée par $C_{up} < 150$ kPa, soit environ $P_1^* < 0,8$ MPa ou $q_c < 2,5$ MPa), il y a lieu de calculer le tassement sous la colonne et l'ajouter aux valeurs trouvées par les méthodes ci-après.

Par ailleurs, pour le cas d'inclusions sous semelles (charge verticale concentrée), le tassement sous la colonne est ajouté pour tout type de colonne.

- **Méthode de Priebe [4] – radiers et semelles**

Dans cette approche, le tassement S_f du sol sera déterminé en considérant les trois critères principaux, à savoir :

- L'amélioration globale du sol par les inclusions en introduisant le coefficient de réduction des tassements n_0 , (formule 1.22),
- L'effet de la compressibilité de la colonne correspondant à l'accroissement de la section de la colonne et qui se traduit par le coefficient n_1 ,
- L'influence de la profondeur par l'injection du facteur f_d .

Le tassement S_f pour le cas de radier, est calculé par la méthode de Priebe est donné par la formule suivante:

$$S_f = \sigma \cdot \int_D^{D+h_c} \frac{\alpha(z)}{E_M(z) n_1(z) f_d(z)} \quad (1.27)$$

Avec :

- $\alpha(z)$: coefficient rhéologique
- $E_M(z)$: module pressiométrique du sol amélioré
- h_c : hauteur de la colonne
- $n_1(z)$: facteur d'amélioration
- $f_d(z)$: facteur de profondeur
- D : l'encastrement de la colonne

Le facteur de réduction des tassements n_1 pour une couche de sol est donné par la formule :

$$n_1 = 1 + \bar{a} \left[\frac{0.5 + f(v_s, \bar{a})}{K_{ac} f(v_s, \bar{a})} - 1 \right] \quad (1.28)$$

Avec : $f(v_s, \bar{a}) = \frac{(1-v_s)(1-\bar{a})}{1-2v_s + \bar{a}}$ (1.29)

$$\bar{a} = a + \Delta a \quad (1.30)$$

$$\Delta a = \frac{1}{\frac{1}{a} + \Delta\left(\frac{1}{a}\right)} \quad (1.31)$$

Le rapport $\Delta\left(\frac{1}{a}\right)$ est donné en fonction du rapport des modules œdométriques $\frac{E_{oec}}{E_{oes}}$ par l'abaque de la figure A.1 de l'annexe A.

La valeur du facteur n_1 peut être également donnée, en fonction de $\frac{1}{a}$ majoré de $\Delta\left(\frac{1}{a}\right)$, par l'abaque de la figure A.2 de l'annexe A.

Le facteur de profondeur f_d est donné par l'expression suivante :

$$f_d = 1 / (1 - \gamma \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma_0}) \quad (1.32)$$

Dans laquelle, y désigne le facteur d'influence donnée, en fonction de $\frac{1}{a}$ majoré de $\Delta\left(\frac{1}{a}\right)$, à partir de l'abaque de la figure A.3 de l'annexe A. tandis que, σ_v est la contrainte verticale à la profondeur considérée, σ_0 est la contrainte apportée par l'ouvrage.

Il y a lieu de vérifier que $1 \leq f_a \leq y \frac{E_{oec}}{E_{oes}}$, pour la compatibilité des tassement avec la compressibilité de la colonne.

Pour le cas de semelle isolée ou filante, la méthode de Priebe permet de déterminer le tassement S sous la semelle, en introduisant le rapport (S/S_∞) au tassement total S_∞ qui est donné par la relation :

$$S_\infty = \frac{\sigma_0 L_c}{n_2 E_s} \quad (1.33)$$

Avec :

σ_0 : Contrainte apportée par l'ouvrage,

L_c : Longueur de la colonne,

E_s : Module de déformation du sol,

n_2 : Facteur d'amélioration donné par la relation de n_1 et f_d (Abaques en annexe A)

Le rapport de tassements (S/S_∞) est alors directement déduit des abaques des figures A.4 (semelles carrée) et A.5 (semelle filante) de l'annexe A en fonction du nombre de colonnes ballastées sous semelle et le rapport L_c/D_c , où D_c étant le diamètre moyen de la colonne.

- **Recommandations COPREC [7] – charge verticale centrée**

Dans cette méthode, on commence par calculer le tassement avant traitement du sol S_0 , de la même façon que pour les fondations superficielles avec essais pressiométriques ou pénétrométrique selon les règlements en vigueur.

Par la suite, on procède à la détermination du tassement S_f au niveau de la colonne comme ce qui suit, en fonction de la charge maximale dans la colonne q_{col} à calculer par la formule (17):

$$S_{col} = \frac{q_{col} H}{E_{col}} \quad (1.34)$$

Avec: $H = \min(2,5B, L_c)$ et E_{col} est le module de Young de la colonne.

Le tassement final y compris celui des sols sous-jacents doit être limité à la valeur admissible correspondante aux exigences de la construction.

• **Méthode du modèle homogène équivalent - Recommandations COPREC [7] – charge uniformément répartie**

La valeur de tassement dans la colonne au niveau de la couche i (W_i) est donnée par :

$$W_i = \frac{H_i \cdot \sigma_t}{a_i \cdot E_{col} + [(1-a_i) \cdot E_{si} \cdot (1-\nu_{si}) / (1-\nu_{si}-2\nu_{si}^2)]} \quad (1.35)$$

avec H_i : épaisseur de la couche i .

a_i : Taux d'incorporation dans la couche i considérée ;

E_{col} : Module d'Young de la colonne ;

E_{si} : Module d'Young de la couche i considérée ;

ν_{si} : Coefficient de Poisson de la couche i considérée ;

Il y a lieu de vérifier que le tassement total S_f (ΣW_i), augmenté le cas échéant du tassement des couches situées sous la base des colonnes, reste inférieur aux valeurs fixées par les conditions d'exploitation.

Le tableau 1.9 regroupe les formules à utiliser pour le calcul des tassements avec les autres caractéristiques de sol selon les essais disponibles.

Tableau 1.9 : Tassement dans la colonne ballastée [7]

Contrainte dans la colonne	Essai in situ / Laboratoire
$W_i = \frac{E_{col} \cdot H_i}{a_i \cdot E_{col} + [(1-a_i) \cdot E_{soli}]}$	Essais oedométriques en laboratoire : - E_{soli} : Module oedométrique du sol i
$W_i = \frac{E_{col} \cdot H_i}{a_i \cdot E_{col} + [(1-a_i) \cdot E_{Mi} / \alpha_i]}$	Essais pressiométriques : - E_M : Module pressiométrique, - α : Coefficient rhéologique.
$W_i = \frac{E_{col} \cdot H_i}{a_i \cdot E_{col} + [(1-a_i) \cdot \alpha_c \cdot q_c]}$	Pénétromètre statique : - $E_{sol} = \alpha_c \cdot q_c$ avec, q_c : la résistance de pointe, 4 < α_c < 6 Argile ; 4 < α_c < 5, Limon ; 2 < α_c < 3, Sable

1.3.6 Modèle homogène équivalent

La mise en œuvre de colonnes ballastées améliore le comportement du sol traité vis-à-vis des contraintes de cisaillement, et ce par les caractéristiques équivalentes du sol composite engendré suite au traitement du sol en place. Ainsi la méthode d'homogénéisation permet d'estimer les paramètres mécaniques équivalents du sol homogénéisé.

Il y a lieu de rappeler, en vue d'éviter toute confusion, que l'introduction des colonnes ballastées, n'améliore en tout cas les caractéristiques du sol mou en place, ce qui est prouvé et inscrit dans la littérature selon les différents travaux préalablement conduits par plusieurs auteurs. Par ailleurs, les sols pulvérulents, tout comme pour les procédés basés sur le

vibrocompactage, les colonnes ballastées apportent une amélioration des caractéristiques mécaniques du sol, à savoir les sables lâches.

1.3.6.1 Principe de l'homogénéisation

L'homogénéisation de Priebe (1978, 1995) est la procédure la plus utilisée en pratique, malgré les multiples prometteuses procédures établies par plusieurs auteurs (Buhan et Salençon, 1987; Pruchnicki et Shahrour, 1991).

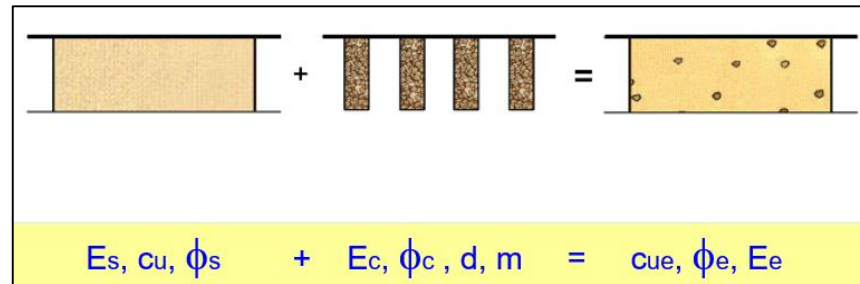


Figure 1.12: Principe du modèle homogène équivalent. [3]

Le principe de cette méthode consiste à transformer le modèle initial (sol + colonnes) en un modèle équivalent composé d'un sol d'assise homogénéisé (figure 1.12) caractérisé par les paramètres équivalents qui sont exprimés en fonction du rapport des surfaces a et le facteur d'homogénéisation noté m . Les expressions suivantes permettent la détermination des paramètres équivalents, dont le poids volumique du sol composite, la cohésion équivalente, l'angle de frottement interne équivalent: [4] [6][12]

$$\gamma_e = a\gamma_c + (1 - a)\gamma_s \quad (1.36)$$

$$c_e = (1 - a)c_u \quad (1.37)$$

$$\tan \varphi_e = m' \tan \varphi_c + (1 - m') \tan \varphi_s \quad (1.38)$$

$$m' = \frac{n_1 - 1}{n_1} \quad (1.39)$$

$$\bar{E}' = \frac{E'_{col} A_{col} + E'_s (A - A_{col})}{A} \quad (1.40)$$

Avec :

γ_e, c_e : Paramètres équivalents du sol composite homogénéisé,

γ_s, c_u : Paramètres du sol sans traitement,

φ_c, φ_s : Angle de frottement interne des ballasts et du sol,

m' : Facteur d'homogénéisation dit aussi coefficient de proportionnalité,

a : Taux d'incorporation,

n_1 : Facteur d'amélioration. (cf formule (1.28))

\bar{E}', E'_{col} et E'_s : Les module elastiques equivalent, de la colonne et du sol respectivement.

Dans le cadre de l'amélioration de la stabilité générale d'un ouvrage en terre (Figure 1.13), la formulation proposée par Aboshi et al. rejoint celle de Priebe dans la prise en compte des états de contrainte dans la colonne. La résistance au cisaillement moyenne mobilisée dans la zone traitée est calculée par l'expression : [6]

$$\bar{\tau}(z) = (1 - a)\tau_{sol} + a\tau_{col}(z) \cos \alpha \quad (1.41)$$

Avec :

$\bar{\tau}$, τ_{sol} et τ_{col} : les résistance au cisaillement du sol équivalent, du sol et de la colonne respectivement

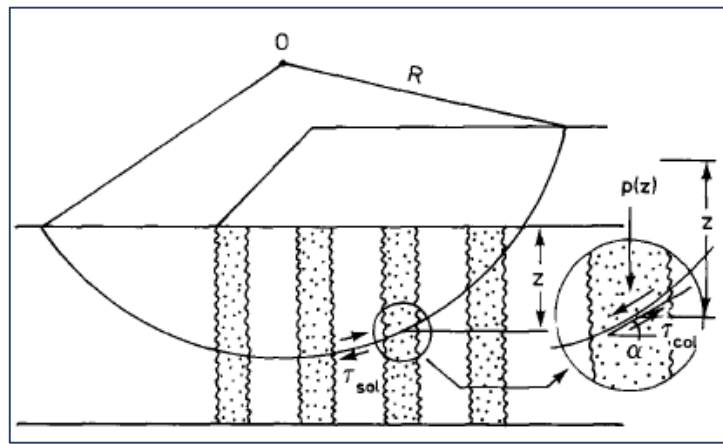


Figure 1.13 : Cisaillement le long d'une ligne de rupture d'un sol traité par les colonnes ballastées (d'après Aboshi et al, 1979). [6]

1.3.7 Contrôle et réception des travaux

Les règles en vigueur, DTU 13.2 (Norme NF P 11-212) et les recommandations du COPREC, (2011) exigent de réaliser des essais d'information, avant et au cours de l'exécution des colonnes ballastées et d'en fournir des attachements ainsi que des essais de réception et les essais de contrôle des matériaux d'apport.

1.3.7.1 Essais de contrôle en cours d'exécution

i. Essais d'étalonnage (de conformité)

Ce type particulier des essais d'information, consiste à réaliser des colonnes à proximité des points de sondages de reconnaissance avant l'entame des travaux, ainsi les profondeurs projetées et les volumes à incorporer sont vérifiés permettant, éventuellement, la réadaptation du matériel nécessaire à la bonne exécution des colonnes.

ii. Essais d'information

Ces essais fournissent les paramètres d'exécution des colonnes, à savoir, la profondeur, l'énergie consommée et le volume global incorporé. Ils sont présentés sous la forme d'un enregistrement informatique, à proximité des points de sondages de reconnaissance, d'une colonne sur 50 avec un minimum de 3 colonnes par ouvrage, afin de vérifier la compatibilité des données sur les sols.

1.3.7.2 Essais de réception

Les essais de réception comprennent le contrôle du diamètre, la continuité, la compacité et la capacité portante de la colonne par chargement. Ces essais sont réalisés avec les fréquences indiquées sur le tableau 1.10 conformément au document DTU 13.2.

Tableau 1.10 : Fréquence des essais de réception pour le contrôle des colonnes ballastées COPREC 2011 [7]

Fluide de lançage	EAU		AIR	
	Avec enregistrement	Sans enregistrement	Avec enregistrement	Sans enregistrement
Contrôle du diamètre	1 par tranche de 50 colonnes jusqu'à 100, minimum 3 au-delà			
Contrôle de la continuité	1/50	1/20	Seulement en cas d'anomalie	1/50
Contrôle de la compacité	1/80 sous dallage ou radier + 1/20 sous massif avec un minimum de 5			
Essai de chargement*	1 essai jusqu'à 800 m et un autre par tranche au-delà.		1 essai jusqu'à 2 000 m et 400 colonnes, et un autre au moins au-delà.	

* Pour les cas moins de 1000 m de colonnes ballastées par voie sèche (800 m par voie humide), l'essai de chargement n'est pas obligatoire, et la contrainte admissible sera minorée d'un coefficient de 1,5.

i. Contrôle du diamètre

Il s'effectue par dégarnissage souvent en tête de la colonne située hors de l'emprise de l'ouvrage, sur une profondeur minimale de 1m sous la plateforme.

ii. Contrôle de continuité

Le contrôle s'effectue par un forage approprié au sein de la colonne. Le pénétromètre statique (norme NF P 94.113) est adapté à cette vérification ainsi que le pénétromètre dynamique (norme NF P 94.114) qui peut éventuellement être utilisé.

iii. Contrôle de compacité

Il est réalisé à l'aide d'un pénétromètre statique caractérisé par la mesure continue, ou d'un pressiomètre (norme NF P94.110) avec la mesure discontinue chaque 1m. Ce contrôle doit

descendre 1m sous la base de la colonne sauf refus sur la couche d'assise. Les caractéristiques minimales en tout point de l'axe de la colonne à partir de 1m de profondeur, sont mentionnées sur le tableau 1.11 suivant :

Tableau 1.11 : Résistances minimales des colonnes [4],[9]

Essais / Règlement	DTU 13.2	COPREC 2011	Remarques
Pénétrömètre statique	$q_c > 10 \text{ MPA}$	$q_c > 10 \text{ MPA}$	Conseillé
Pénétrömètre dynamique	$q_d > 15 \text{ MPA}$	$q_d > 10 \text{ MPA}$	Déconseillé
Pressiomètre louis Ménard	$p_l > 1,5 \text{ MPa}$	$p_l > 1,2 \text{ MPa}$	Toléré
Pénétrömètre à carottier	$N > 30$	-	Inadapté

iv. Essai de chargement sur la colonne ballastée

L'essai de chargement permet de contrôler la capacité portante d'une colonne ballastée et de mesurer son enfoncement. L'essai consiste à appliquer une charge axiale progressivement à l'aide d'une pompe hydraulique liée à un manomètre, jusqu'à atteindre 1,5 fois la charge de service (COPREC 2011).

La mise en charge se fait, au moins en six (06) paliers de chargement de soixante (60) minutes de durée, et en quatre (04) paliers de déchargement de cinq (05) minutes de durée.

Les mesures de tassement seront prises, au temps de lecture indiqué sur le tableau 1.12, à l'aide de 3 à 4 comparateurs installés sur une plaque rigide de 10cm d'épaisseur en tête de la colonne afin d'assurer la transmission optimale d'efforts.

Tableau 1.12 : Mode opératoire de l'essai de chargement/déchargement [4]

Phase	Paliers	Lectures par palier (min)
Chargement	$Q_N/4 - Q_N/2 - 3 Q_N/4 - Q_N - 5Q_N/4 - 3 Q_N/2$	1-2-4-8-15-30-45-60
Déchargement	$5Q_N/4 - Q_N - 3 Q_N/4 - Q_N/2 - Q_N/4$	1-2-3-4-5

La surcharge d'épreuve est généralement constituée d'une machine de forage parfois lestée pour atteindre la surcharge d'épreuve préconisée.

Un pré-chargement de **0 à 0,25 Q_N** maintenu pendant 15 minutes et déchargement rapide pour vérifier le bon fonctionnement du système et pour supprimer les défauts de contact entre la plaque et la tête de colonne.

Les paliers de chargements peuvent être raccourcis à 30 minutes voire moins si l'on obtient rapidement une déformation stabilisée, qui est définie selon les recommandations CFMS par, une variation de la déformation limitée à 0.02 mm/minute.

La conformité de l'essai est vérifiée si:

- La charge critique (de fluage) n'a pas été atteinte.
- Le tassement à la fin du palier de la charge de service reste inférieur à celui estimé dans la note de calcul et compatible avec les tolérances imposées par la structure ou partie d'ouvrage.

v. Essai de plaque sur matelas de répartition

L'essai de plaque constitue un essai de chargement superficiel et n'intègre pas le comportement tridimensionnel du milieu traité, il permet le contrôle de la raideur du matelas de répartition conformément aux critères de réception suivants qui doivent être respectés entre les colonnes dont les paramètres sont de valeurs plus faibles comparé au-dessus des colonnes:

- Module de déformation $E_{v2} \geq 50 \text{ MPa}$
- Coefficient de compactage $K = E_{v2} / E_{v1}$ (pour couche de forme compactée)

1.3.7.3 Contrôle des matériaux d'apport

Le matériau d'apport constituant les colonnes et le matelas de distribution est soumis à des essais de contrôle, leurs types et nombre sont récapitulés dans le tableau 1.13 suivant :

Tableau 1.13 : Essai de contrôle des matériaux d'apport [4]

Type d'essais	Matelas de répartition	Colonne ballastée
Granulométrie (LCPC, DUNDO. 1973)	1 tous les 1500m ³	1 tous les 1000m ³
Los Angeless LA (NF EN 1097-2)	1 tous les 3000m ³	1 tous les 2000m ³
Micro Deval MDE (NF EN 1097-1)	1 tous les 3000m ³	1 tous les 2000m ³
Proctor Normal	1 tous les 1500m ³	-

1.4 Les rideaux de palplanches

1.4.1 Introduction

Les rideaux de palplanches appartiennent à la catégorie des écrans de soutènement souples, sont caractérisés par leur poids relativement léger comparé aux murs de soutènement rigides. Ils sont utilisés comme ouvrages de soutènement temporaires ou permanents, on les retrouve le plus souvent dans le domaine des travaux de génie maritime et génie civil, à savoir les quais portuaires tels que notre cas d'étude. Le choix de ce type de soutènement a été fondé sur les avantages qu'offrent cette structure qui conviennent parfaitement aux conditions de site d'étude, qui s'agit particulièrement, de la nature de sol mou nécessitant une structure légère tout en permettant d'atteindre la profondeur requise pour le fond du quai à -12.50m. D'autre part, l'installation des palplanches est plus rapide et économique comparée à d'autre structure de soutènement, telle qu'un quai en bloc ou en caissons nécessitant la préfabrication des éléments et un sol d'assise plus résistant.

1.4.2 Conception et comportement des palplanches

Les rideaux de palplanches sont constitués de profilés métalliques jointifs (figure 1.14), et travaillent en flexion sous les efforts provenant essentiellement du sol. Leur mise en place se fait par battage ou par vibro-fonçage. Cette dernière est souvent la technique la plus utilisée, elle consiste à générer des vibrations au sein d'un matériau granulaire, tout en réduisant le frottement de sol/profilé en facilitant sa pénétration.

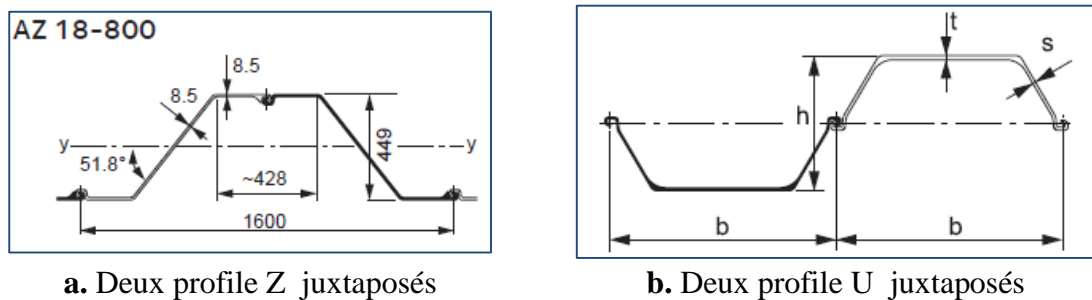


Figure 1.14 : Profils typiques et configurations des rideaux de palplanches [14]

Les palplanches peuvent être auto-stables ou ancré par plusieurs nappes de tirants d'ancrages afin de reprendre une part des efforts de poussée. Ces dispositifs d'appuis (figure 1.15), sont constitués d'armature d'une longueur dite libre du tirant enfouie dans une gaine et un bulbe d'ancrage d'une longueur dite de scellement.

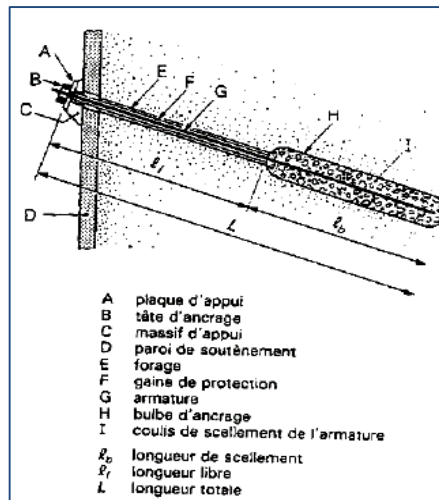
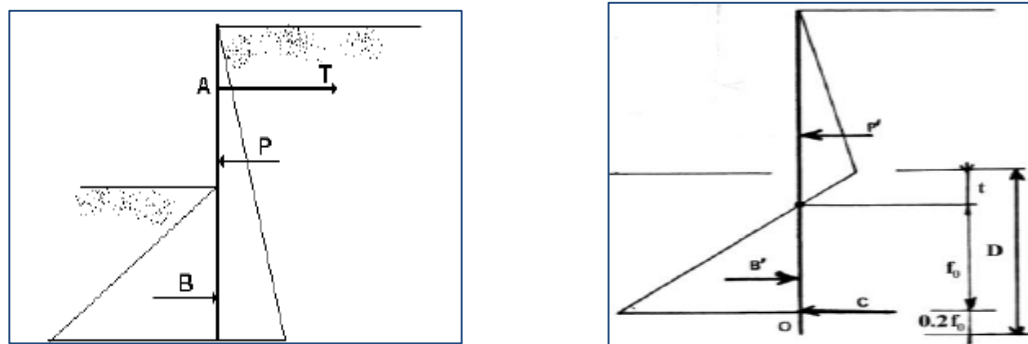


Figure 1.15 : Coupe schématique d'un tirant d'ancrage [15]

Le comportement d'un rideau de palplanches dépend essentiellement de la rigidité relative sol /rideau, des conditions de son ancrage dans le sol, ainsi que de la nature du sol et des conditions hydrauliques.

Le rideau peut être soit simplement buté ou encastré, selon que le sol d'assise développe respectivement, qu'une force de butée (figure 1.16.a) ou une contre butée additivement à la force butée (figure 1.16.b), en fonction de la nature du sol, l'ancrage du rideau en tête, flexibilité ou rigidité du rideau et l'intensité des forces appliquées.



a. Rideau travaillant en butée simple

b. Rideau encastré

Figure 1.16 : Comportement des rideaux de palplanches [15]

1.4.3 Dimensionnement des palplanches

Conformément à Eurocode-7, lors du dimensionnement d'un écran de soutènement, il y a lieu de prendre en compte les états limites suivants : [15]

- Instabilité d'ensemble mur/sol/ouvrage (figure 1.17 a),
- Rupture d'un élément de la structure, ou rupture de la liaison entre les éléments (figure 1.17 b),
- Rupture par rotation ou translation de l'écran ou de certaines de ses parties (figure 1.17 c),
- Rupture par défaut d'équilibre vertical (figure 1.17 d),
- Rupture combinée dans le terrain et dans les éléments de structure,
- Rupture par soulèvement hydraulique et érosion régressive,
- Mouvements de l'ouvrage de soutènement susceptibles de provoquer la ruine ou d'affecter l'aspect ou l'efficacité de l'utilisation de l'ouvrage, des ouvrages voisins ou des services qui en dépendent,
- Fuites inacceptables à travers ou par-dessous l'écran,
- Transport inacceptable de particules de sol à travers ou par dessous l'écran,
- Modifications inacceptables de l'écoulement de l'eau souterraine.

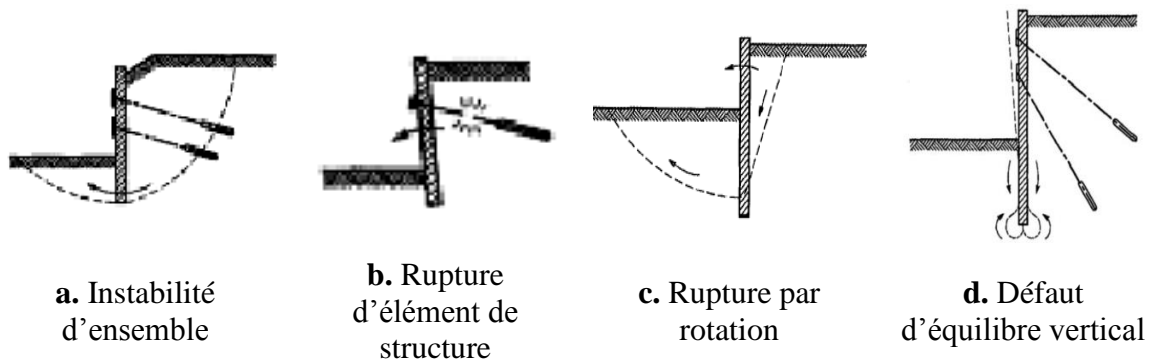


Figure 1.17 : Exemples de modes de rupture des écrans de soutènement [15]

Selon ce règlement, il est recommandé, pour les sols fins saturés, d'analyser le comportement des écrans aussi bien à court terme qu'à long terme.

D'autre part, l'Eurocode-7 exige l'estimation de déplacements vis-à-vis les états limites de service en vue de vérifier qu'ils ne dépassent pas les valeurs limites admissibles pouvant perturber le fonctionnement normal de l'ouvrage.

1.4.3.1 Méthodes de calcul des palplanches

Afin de vérifier l'écran vis-à-vis de la rupture par rotation ou translation, il convient de dimensionner le rideau en déterminant les paramètres suivants (figure 1.18) :

- La fiche D minimale ou partie encastrée du rideau,
- L'effort F dans l'ancrage et dimensionnement du tirant d'ancrage,
- Les efforts dans le rideau (moment fléchissant et effort tranchant),
- La stabilité au glissement général de l'ensemble sol/rideau, en déterminant le coefficient de sécurité F_s au glissement le long de la surface étudiée,
- La flèche u_0 ou déplacement en tête du rideau.

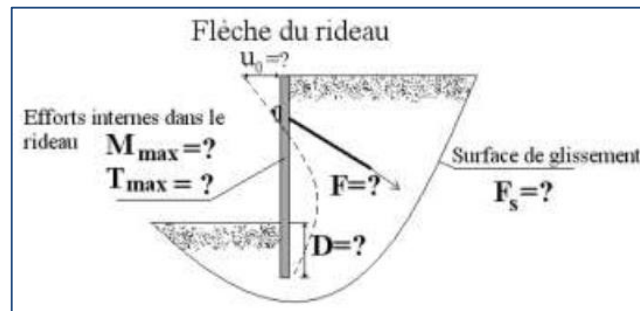


Figure 1.18 : Schéma des inconnues du dimensionnement des écrans de soutènement [15]

Les méthodes de calcul d'un rideau plan sont regroupées en trois grandes catégories :

- Méthodes de la théorie de poussée/butée des écrans, (norme NF P94-282)
- Méthodes de la théorie du module de réaction,
- Méthode des éléments finis.

Contrairement à la première catégorie de méthode de calcul, les deux dernières catégories tiennent compte de la rigidité relative sol/écran, et considèrent le sol comme un matériau élasto-plastique mobilisant des pressions en fonction des déplacements. Ces méthodes nécessitent un calcul automatique d'où l'utilisation de logiciel tel que le SPW (Sheet Pile Wall) de l'université de Delft et DENEbola mis au point au LCPC, pour la méthode de la théorie du module de réaction ; et le logiciel Plaxis pour la méthode des éléments finis.

La méthode de la théorie de poussée/butée des écrans est basée sur la notion d'équilibre limite généralisé du sol, utilisée en vue de déterminer la fiche du rideau ainsi que les efforts maximaux pour le choix du profilé. Cette méthode donne des valeurs approximatives, d'où elle recommandée pour la phase préliminaire.

Dans ce qui suit, seules les méthodes de la première approche par la théorie poussée/butée sont brièvement présentées.

i. Méthode de la butée simple

Cette méthode est recommandée aux rideaux relativement rigides par rapport au sol, ce qui correspond aux rideaux dans des sols lâches ou mous, ou un écran court de grande inertie dans lequel la contre butée ne se mobilise pas. En utilisant les équations de la statique pour un écran libre de pointe et ancré en tête (figure 1.15 a), cette approche consiste à déterminer les inconnues, la fiche D du rideau et l'effort T du tirant d'ancrage. Sachant que les forces agissant sur l'écran sont la force P résultante des poussées à l'amont, la force B résultante de la butée limite agissant sur la fiche D .

$$\text{Soit :} \quad T = P - B \quad (1.40)$$

Par mesure de sécurité, on introduit dans les équations d'équilibre la force de butée B réduite par un coefficient de sécurité F_s égale à 2.

ii. Méthode du rideau encastré

Cette méthode est utilisée pour les rideaux auto-stables (non ancrés), où les hypothèses suivantes sont considérées (figure 1.19):

- La contre-butée est mobilisée sur une hauteur égale à 20% de la hauteur f_0 sur laquelle est mobilisée la butée,
- La contre-butée est remplacée par une force concentrée au point du centre de rotation O .

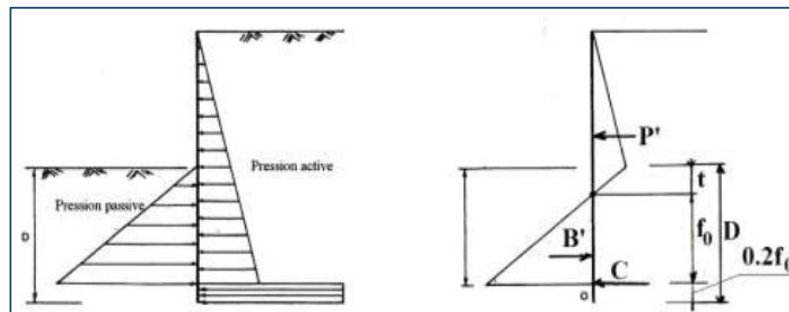


Figure 1.19 : Diagramme de pressions d'un rideau encastré sans ancrage [15]

Le diagramme de calcul résulte de la différence des pressions actives et passives, et peut être remplacé par trois forces (figure 1.19), à savoir, poussée P' , butée B' et contre-butée C . La distance t correspond à l'égalité des pressions active et passive, et est donc connue, ce qui permet de déterminer les inconnues du problème, f_0 et C par l'utilisation de, l'équilibre des moments par rapport au centre de rotation O et l'équilibre des forces horizontales.

Il en résulte les expressions de la contre-butée et la fiche du rideau suivantes :

$$C = B' - P' \quad (1.41)$$

$$D = t + 1.2 f_0 \quad (1.42)$$

Un coefficient de sécurité de 2 sur la butée est pris en considération dans les calculs.

iii. Méthode des poutres équivalentes

Cette méthode convient pour le cas des rideaux encastré et ancré en tête dans les sols pulvérulents, les hypothèses précédentes restent valables pour cette méthode. Cependant, il est considéré un coefficient de sécurité égal à 1.

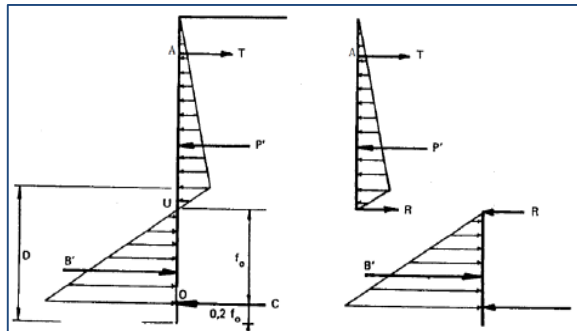


Figure 1.20 : Décomposition du rideau encastré avec ancrage en deux poutres équivalentes [15]

Dans ce cas, le problème comporte trois inconnues, à savoir la fiche D , la contre-butée C et la force d'ancrage T . Les deux équations de la statique s'avèrent insuffisantes pour résoudre le problème, il y'a lieu d'y ajouter une troisième équation, correspondante à l'hypothèse de moment nul coïncidant avec le centre de pression U , et le model initial se réduit aux deux poutres isostatiques. (figure 1.20)

Le calcul des poutres permet de déterminer, l'effort T et la réaction R à partir de la poutre supérieure, de la même manière on trouve de la poutre inférieure les paramètres suivants :

$$C = \frac{2}{3} B' \quad (1.43)$$

$$R = B' - C = \frac{1}{3} B' \quad (1.44)$$

CHAPITRE 02 : INTRODUCTION AU DOMAINE MARITIME

2.1 Introduction

Ce chapitre est établi dans le but de donner une idée et d'enrichir les connaissances théoriques en matière des travaux maritimes d'une façon générale, et serve aussi de donnée de base afin de concevoir les différents types de ports, et notamment ce projet.

2.2 Présentation générale des ports

Un port est une plate-forme intermodale d'échanges entre l'eau et la terre (Conseil Economique et Social, 1993).

Un port est un établissement destiné à la réception des navires en vue d'assurer la continuité des transports entre les voies maritimes et terrestres ou fluviales; à cette fonction de jonction entre deux moyens de transports, se greffent deux aspects du rôle des ports maritimes.

Il peut comporter des installations destinées à traiter ou transformer les matières premières importées ou exportées par la voie maritime, ce rôle industriel, qui a déjà connu un grand développement au cours des dernières années, tend à simplifier et pose aux port le problème de la constitution d'une vaste réserve foncière pour permettre l'implantation des usines.

Sur le plan physique, le port doit d'abord permettre aux navires de stationner à l'abri de la houle et du vent, pour :

- Effectuer leurs opérations de transit (chargement et déchargement des marchandises, embarquement et débarquement des voyageurs) ;
- Effectuer leurs avitaillement (combustible ou carburant, eau, produits nécessaires à la vie de l'équipage et des passagers) ;
- Assurer leurs entretiens et leurs réparations ;
- Etre construits ou démolis ;
- Stationner en période de désarmement (lorsque leur équipage est réduit au minimum indispensable à leurs sécurité) en attente de marchandises ou de voyageurs à transporter.

2.2.1 Aspects historiques

Historiquement les ports maritimes étaient choisis dans des sites naturellement abrités, et servaient au commerce et à la pêche.

Du fait de leurs caractéristiques propres (lieu d'accès et d'échanges), leurs positions devenaient évidemment stratégiques. Les ports étaient donc marqués par le souci militaire, que ce soit à leur construction ou à leur aménagement : fortifications, munitions, et soldats leur donnaient des airs de châteaux forts.

Puis après les grandes découvertes, le commerce maritime prit une extension considérable, ainsi que les guerres navales qui sévirent pendant plusieurs siècles. Cela généra un extraordinaire développement des ports, se renforçant encore par les progrès techniques :

- L'arrivée au XIXème siècle de la machine à vapeur : 1ère traversée transatlantique par un navire à vapeur, le Great Western, en 1838 ;
- Ouvertures du canal de Suez (1869) et du Panama (1914).

Les traversées s'accéléraient, le trafic maritime se densifia resserrant les liens intercontinentaux. Le rôle et la spécificité des ports de commerce se confirmant achevèrent de les séparer des ports militaires.

La vie d'un port et son administration en faisaient un lieu très particulier, un monde à part. Petit à petit il n'est devenu qu'un lieu de passage, modernisé physiquement. La technologie permit la construction d'abris artificiels sur des littoraux sableux et linéaires très exposés aux éléments, de navires aux tonnages toujours plus grands, d'infrastructures adaptées à leur démesure.

Par ailleurs, les ports fluviaux étaient subordonnés aux voies d'eau existantes (fleuves, rivières), des canaux ne furent creusés que plus tard. Le transport de passagers était fréquent, aujourd'hui il ne l'est que pour le tourisme.

2.2.2 Aspects économiques

Les activités portuaires génèrent de la valeur ajoutée dans trois secteurs : pêche, commerce (passagers et marchandises), et plus récemment (depuis une trentaine d'années) la plaisance.

De cette façon de nombreux emplois sont créés localement sur la zone portuaire mais sont aussi induits indirectement sur toute la chaîne de transport et dans l'industrie. Les acteurs de la vie portuaire se divisent en deux groupes :

Les intervenants portuaires liés au fonctionnement du port : services, administration ;

Les clients du port liés à son utilisation : les armateurs des navires, les chargeurs des marchandises, les plaisanciers.

Le commerce mondial nécessite aujourd'hui de très nombreux échanges : importations et exportations transitent par les ports de commerce.

Les quatre grands ports mondiaux en terme de quantité de marchandises (plus de 200 millions de tonnes annuels) et de nombre de conteneurs (plus de 15 millions) sont Singapour, Shanghai, Rotterdam et Hong-Kong.

2.2.3 Aspects environnementaux

Les ports sont essentiels en termes d'aménagement du territoire. D'une part, leur cadre d'action se situe localement à l'interface eau – terre : il y a un impact fort sur ces écosystèmes particuliers, littoraux ou estuariens, qui sont très fragiles.

D'autre part, la zone d'influence d'un port s'étend aujourd'hui très loin dans les terres: c'est la notion économique d'hinterland. En effet de nombreuses dessertes doivent être mises en place en amont et aval du port : elles sont portées d'un côté par les réseaux terrestres, de l'autre par les voies fluviales ou maritimes. Elles permettent le pré- et le post-acheminement des hommes et leurs marchandises.

2.3 Définition d'un port :

Un port est une infrastructure située sur le littoral maritime, sur les berges d'un lac ou sur un cours d'eau, formant un abri naturel ou artificiel, et permettant l'ancrage, le mouillage ou le stationnement à quai des bateaux à couvert de la houle et des grands vents. Un port peut remplir plusieurs fonctions, en particulier pendant les opérations de chargement et de déchargement, et il facilite aussi les opérations de ravitaillement et de réparations.

Au sens le plus strict, le terme « port » désigne le plan d'eau, mais dans son utilisation courante, il inclut les ouvrages de protection (digues, jetées) et d'accostage (quais, appontements), qui bordent le plan d'eau proprement dit. [J. CHAPON]

2.4 Rôles des ports :

Le port a deux principaux rôles, économique et physique

2.4.1 Rôle économique :

Le rôle économique d'un port consiste à la jonction entre deux modes de transport, terrestre et maritime ou fluviale. On y trouve deux aspects :

- L'aspect industriel : le port peut comporter des installations destinées à traiter ou à transformer les matières premières importées ou exportées par voie maritime.
- L'aspect du marché : le transit des marchandises pouvant s'accompagner d'opérations commerciales, faisant ainsi du port un lieu de marché. Cette fonction nécessite de puissants moyens de stockage et de conditionnement de la marchandise.

2.4.2 Rôle physique :

D'abord le port doit permettre aux navires de stationner à l'abri de la houle et du vent pour pouvoir :

- Effectuer les opérations de transit, à savoir le chargement et déchargement des marchandises, l'embarquement et le débarquement des voyageurs,
- Effectuer le ravitaillement : Produits nécessaires à la vie des équipages et des passagers,
- Assurer l'entretien et la réparation des embarcations,
- Stationner en période d'attente de marchandise ou de voyageurs à transporter.

2.5 Types de ports :

Des ports de toutes tailles existent, abritant de quelques barques, à des milliers de bateaux et installations utilitaires ou industrielles de production. Les ports peuvent être classés selon leur localisation, et leur(s) activité(s).

2.5.1 Localisation :

Selon leur localisation, on distingue les ports maritimes, lacustres, fluviaux et à sec.

- a. **Ports maritimes :** Ils sont situés sur la côte d'une mer ou d'un océan ; ce sont souvent les ports principaux pour un pays ayant une façade maritime, accueillant les plus grands tonnages. Ces ports ont besoin d'avantage de protection contre les vagues et le vent en raison de leur exposition.
- b. **Ports lacustres :** Ils sont situés en bordure d'un lac. S'ils ne sont pas soumis aux aléas des marées, les vagues peuvent poser problème sur les grandes étendues d'eau. Les ports lacustres comprennent les petites marinas au bord des lacs de montagne mais également les grands ports de commerce sur les grands lacs.

- c. **Ports fluviaux :** Les ports fluviaux, ou ports intérieurs, sont situés sur le bord d'un fleuve, d'une rivière ou d'un canal. Ils sont souvent aménagés sur un bras mort, une dérivation ou un élargissement naturel du cours d'eau afin d'éviter que le courant ne gêne les activités portuaire ; certains ports fluviaux sont créés artificiellement en creusant la terre pour créer des bassins accessibles depuis le fleuve. Les grands ports fluviaux sont souvent près des embouchures (entrée d'un fleuve dans la mer) de grands fleuves, accessibles à des navires venant de la mer ; on peut donc les considérer comme des ports maritimes au vu de leur trafic. La distinction peut devenir difficile à proximité de l'embouchure.
- d. **Ports à sec :** Relativement récents (apparus dans les années 1960 aux États-Unis), les ports à sec permettent le stockage à terre de petites unités telles que les voiliers de plaisance et les yachts. Ces « ports » sont situés à proximité d'un port de plaisance ou au moins d'une cale de mise à l'eau.

2.5.2 Activités :

Compte tenu de la mission des ports et de celle des navires qui les fréquentent, on peut théoriquement distinguer les ports militaires, ports de commerce, ports de pêche et ports de plaisance.

- **Les ports militaires :** (ou **bases navales**) accueillent les navires de guerre. Certains ports sont ouverts, mais d'autres, notamment les bases de sous-marins, sont fermés et interdits au public pour des raisons de sécurité. Un port militaire peut inclure un arsenal, une école navale, un chantier de réparations, des moyens de ravitaillement, de logement et d'entraînement pour les équipages. Certains navires militaires, comme les patrouilleurs, peuvent être basés dans d'autres types de ports.
- **Les ports de commerce :** servent à accueillir les navires de commerce ; ceci inclut le trafic de passagers sur les ferries et le transport de marchandises pour les navires cargo. Les marchandises peuvent être liquides (pétroliers, chimiquiers) et nécessitent des réservoirs et tuyauteries dédiées ; ou solides, en vrac (vraquiers, nécessitant des silos ou des espaces de stockage) ou emballées : cargos mixtes ayant besoin d'entrepôts et de grues, ou les porte-conteneurs avec les grands espaces de stockage associés. Les cargaisons roulantes (pour les rouliers) ont besoin de zones d'attente, éventuellement de parkings. Outre les espaces de stockage et les moyens de manutention nécessaires, un port de commerce inclut aussi des liaisons routières et ferroviaires, voire fluviales, avec la terre ; différentes

darses et terminaux spécialisés; des bassins pour les navires de services associés ; selon les cas, des bassins dédiés à la réparation, un dispositif de séparation du trafic.



Photo 2.1 : Port de Skikda- Port commercial

- **Les ports de pêche :** sont les plus nombreux dans le monde, et sont souvent ceux dont les dimensions sont les plus réduites. Leurs dimensions varient selon les bateaux accueillis : les chalutiers de haute mer partant pour plusieurs semaines auront besoin de plus d'espace de quai en revenant décharger leur cargaison, tandis que les petits bateaux de pêche partant à la journée auront besoin de pouvoir décharger rapidement pour la criée. L'infrastructure est plus simple que pour un port de commerce : quelques quais ou pontons, une station de ravitaillement, et un moyen de vendre le produit de la pêche (marché à proximité), et éventuellement de le traiter avant la vente si cela n'a pas été fait sur le bateau.



Photo 2.2 : Port de pêche de Zemmouri

- **Les ports de plaisance** : accueillent les bateaux de plaisance, de loisir et de compétition, à voile et à moteur. La plupart des bateaux sont de petite taille (inférieur à 20 m), et les places de port sont standardisées grâce à des pontons, différentes techniques d'amarrage sont utilisées selon les endroits. On y trouve une capitainerie, différents services d'avitaillement, de mise au sec et de réparation, une pompe à carburant, et divers services pour les équipages. Ils sont souvent situés près du centre des villes pour des raisons touristiques et pratiques (facilité d'accès et d'avitaillement).



Photo 2.3 : Port de Sidi Fredj

2.6 Description des ouvrages d'un port :

Les ouvrages d'un port sont constitués de deux catégories de types :

- Les ouvrages extérieurs ;
- Les ouvrages intérieurs.

2.6.1 Les ouvrages extérieurs :

Ce sont les ouvrages qui ont pour rôle la protection des zones de manœuvre et des postes d'opérations contre l'agitation causée par les houles. Les ouvrages extérieurs sont généralement les jetées ou bien les digues.

- **Les jetées** : Ce sont des constructions s'avancant dans une mer, lac ou fleuve, dont le but est de servir à l'embarquement et le débarquement de marchandises et de voyageurs. Les jetées sont de deux natures.
 - Les jetées principales.
 - Les jetées secondaires.



Photo 2.4 : Jetée du port d'Alger

- **Les digues** : Une digue est principalement un remblai longitudinal, naturel ou artificiel, sa fonction est d'empêcher la submersion des basses-terres se trouvant le long de la digue par des eaux de la mer, lac, ou fleuve. On distingue plusieurs digues : Les digues verticales, Les digues à talus, Les digues mixtes et Les digues de types spéciaux.
 - Les digues à talus : Une digue à talus est une digue de forme trapézoïdale constituée d'un noyau en tout venant, et de sous couches d'enrochements puis d'une carapace et d'un couronnement en béton armé.

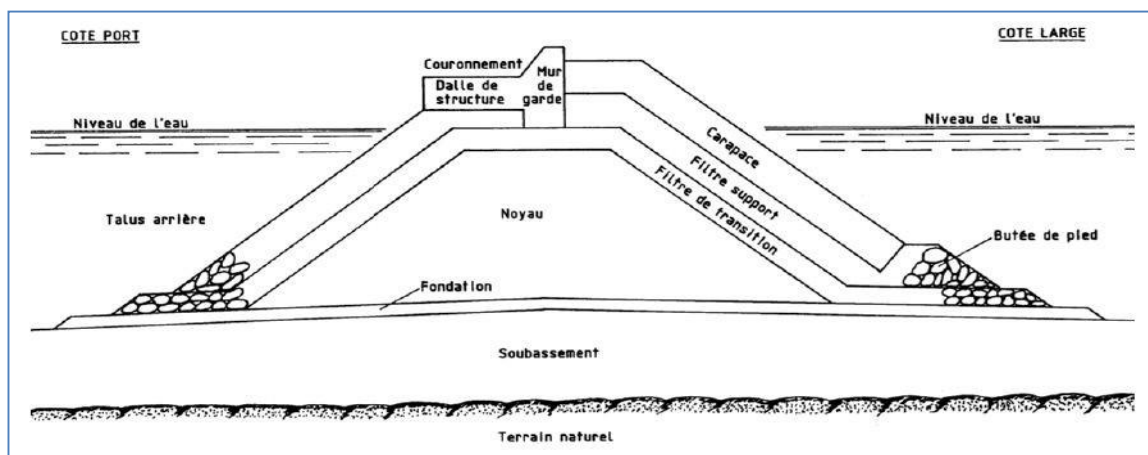


Figure 2.1 : Schéma d'une digue à talus

- Les digues verticales : Une digue verticale est constituée d'un mur monolithique, elle est constituée d'un ensemble d'éléments assemblés entre eux pour renvoyer l'énergie de la houle.

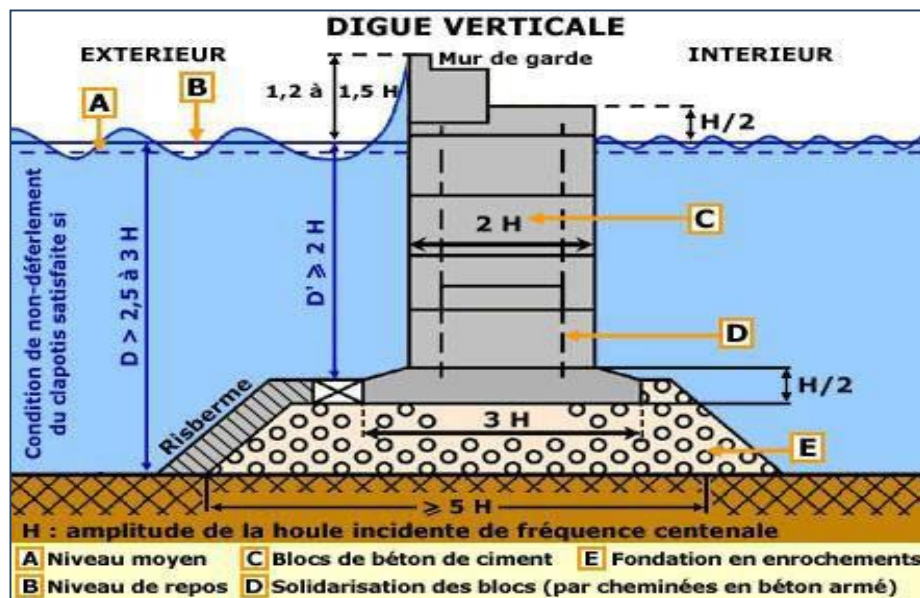


Figure 2.2 : Schéma d'une digue verticale

- Les digues mixtes : Une digue mixte, comme son nom l'indique reprenne certains principes des digues à talus et des digues verticales. Elle comporte une muraille reposant sur un massif de fondation en enrochement ou sur un fond dur.

2.6.2 Les ouvrages intérieurs :

Ils représentent l'ensemble des ouvrages se trouvant à l'intérieur du port. On distingue:

- Les ouvrages de protection et d'accès ;
 - Les plans d'eau ;
 - Les ouvrages d'accostage ;
 - Les ouvrages de réparation.
- a- Les ouvrages de protection et d'accès** : Ces ouvrages ont pour rôle de défendre le port contre la houle et les apports solides du transport littoral, ils assurent aussi le calibrage du chenal d'accès pour les ports intérieurs.
- b- Les plans d'eaux** : Servant à l'évolution et au stationnement des navires, ils constituent:
- Des bassins de marée dont le niveau suit celui de la marée.
 - Des bassins à flot, dont le niveau suit celui des pleines mers ou est maintenu à un niveau constant.
- c- Les ouvrages d'accostage** : Les ouvrages d'accostage désignent l'ensemble des

équipements d'un port qui permettent de :

- Fournir aux navires un dispositif assurant son immobilisation, en permettant son accostage et son amarrage.
- Réaliser la liaison entre le navire et la terre.
- Soutenir les terres à la limite du plan d'eau en excluant des installations très particulières.

On distingue parmi les ouvrages d'accostage : les ducs d'albe, les appontements et les quais.

- Les ducs d'albe** : Ce sont des ouvrages en pilotis ancrés dans le fond du bassin, ils jouent le rôle d'appui pour les navires, et permettent seulement leurs amarrages.
- Les appontements** : Ce sont des plates-formes fixes supportées par des pilotis, ils servent à l'amarrage et à l'accostage des bateaux et navires.
- Les quais** : Ce sont les ouvrages en maçonnerie sur le rivage d'un port qui ont comme rôle :
 - L'accostage et l'amarrage des navires et bateaux ;
 - Retenir les terres en contact des plans d'eau ;
 - Assurer la liaison entre le navire et la terre ;
 - Ils jouent aussi le rôle du mur de soutènement pour les remblais.

On retrouve deux grands types de quai : les quais massifs, les quais sur pieux.

- **Les quais massifs** : Les quais massifs sont des quais dont la stabilité est assurée par son propre poids, ils reposent sur une fondation superficielle. On retrouve dans ce type de quai: Les quais en blocs, les quais en caissons, et les quais en gabions de palplanches.
 - **Les quais sur pieux** : Ce sont les quais reposant sur des pieux, on distingue : Les quais pleins et les quais creux.
- d- Les ouvrages de réparation** : Ce sont les ouvrages dont le rôle est la réparation et l'entretien des navires et bateaux. Ils se répartissent en:
- Forme de radoub.
 - Cale de halage.
 - Docks flottants.

2.7 Généralités sur les mouvements de la mer :

La mer est un milieu liquide toujours agité dont le mouvement est la résultante d'ondulations de diverses périodes et de courants généraux plus au moins uniformes.

Un mouvement ondulatoire est tout mouvement caractérisé par une période, une amplitude, une célérité et une longueur d'onde, parmi ces mouvements on retrouve :

La houle, la marée et les courants.

2.7.1 La houle :

On appelle houle, l'ensemble d'une suite indéfinie d'ondulations parallèles presque identiques qui se propagent de façon sensiblement uniforme vers le rivage. La houle est donc une onde correspondant à une agitation quasi-permanente de la surface de la mer, avec des périodes comprises entre 1 et 30 secondes. Elle se produit au large des côtes et ne présente pas de déplacement mais un simple mouvement d'ondulation de la surface de l'eau. La houle pure, décrite comme un phénomène ondulatoire monochromatique n'est que très rarement observée. Généralement, la houle est polychromatique, c'est-à-dire résultant de la superposition de plusieurs ondes sinusoïdales pures de différentes longueurs d'ondes. Le schéma qui suit précise les caractéristiques principales d'une houle :

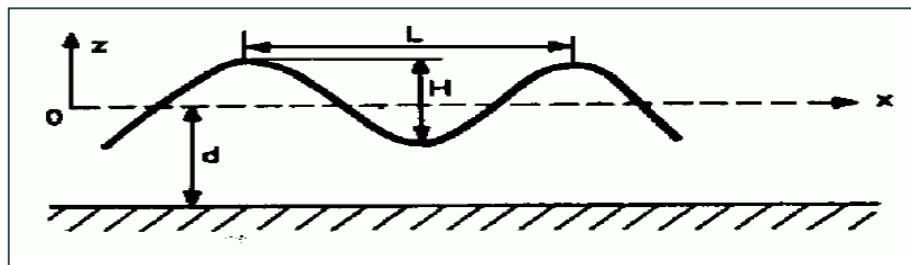


Figure 2.3 : Schéma d'une houle

H : hauteur de houle (dénivellation entre une crête et un creux successifs).

L : longueur d'onde (distance séparant deux crêtes successives).

T : période de la houle (temps qui sépare le passage de deux crêtes successives en un point fixe).

a : amplitude de la houle (égale à la moitié de la hauteur).

g : cambrure (rapport H/L).

c : célérité (vitesse moyenne de propagation des crêtes, $C=L/T$). d : profondeur (profondeur au repos).

L'agitation générée par une houle, au niveau d'un port, fait intervenir de nombreux phénomènes physiques. La propagation de la houle a des similitudes avec celle de la

lumière. En effet, dans les deux cas, il s'agit de propager une onde d'énergie. Aussi, on retrouve pour la houle des phénomènes comme : la réfraction, la diffraction ou la réflexion. Le déferlement est propre à la houle.

- 1. La réfraction :** Lorsque la houle se propage dans un milieu à profondeur variable, sa célérité n'est plus la même tout le long du front d'onde. Les crêtes se déforment en plan: **la houle réfracte**. L'étude de la réfraction de la houle permet de déterminer les caractéristiques de la houle (direction et hauteur) au cours de sa propagation, depuis le large jusqu'à l'approche du rivage et plus particulièrement au droit de l'aménagement projeté.
- 2. La diffraction :** Lorsqu'une houle ne se propage plus en ligne droite ou régulière, comme c'est le cas par exemple au contact d'un ouvrage à l'approche duquel une partie du front d'onde seulement est arrêtée, des oscillations se manifestent derrière l'extrémité de cet ouvrage en le contournant : On dit que la houle diffracte.
- 3. La réflexion :** La réflexion se produit quand la houle rencontre un obstacle vertical ou incliné. Une des conséquences importantes de la réflexion est l'apparition du «clapotis», mouvement de l'eau résultant de la rencontre de deux houles se propageant en sens inverse.

La réflexion est totale sur un parement vertical (avec un accroissement parfois important de l'amplitude de la houle résultante) et, partielle dans le cas d'une digue à talus ou protection en enrochements.

- 4. Le déferlement :** Le déferlement se produit quand les lames d'eau atteignent une certaine cambrure limite, au-delà de laquelle le profil devient instable. Il se produit alors une brisure de la partie haute de la houle.

Types de déferlement : Différents types de déferlement sont observés. D'une part, le déferlement au large causé soit par une barre au niveau de laquelle le fond remonte brusquement, soit en hauts-fonds avec deux vagues se superposant, soit par le vent.

D'autre part, le déferlement se produit lorsque la houle arrive sur la côte. Ce dernier peut être décomposé en trois types :

- Le déferlement glissant ou déversant par pente faible ;
- Le déferlement plongeant par pente forte ;
- Le déferlement gonflant ou frontal par pente plus forte.

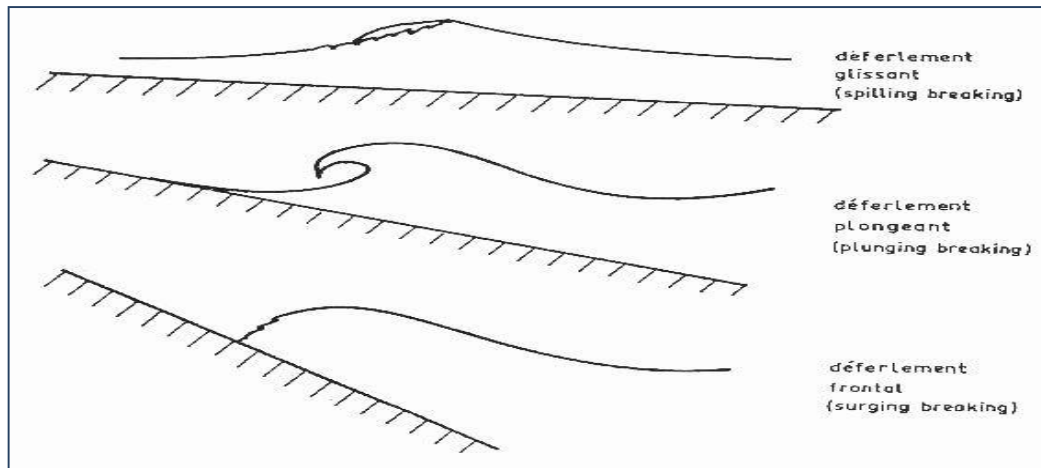


Figure 2.4 : Les différents types de déferlement

2.7.2 La marée :

La marée est un mouvement périodique affectant le niveau général des mers et des océans, en réponse à la traction et au mouvement des astres, lequel se manifeste le plus fréquemment par une oscillation d'amplitude variable qui diffère d'une côte à une autre. Comme la terre tourne sur elle-même, ce mouvement de déformation se propage telle une onde qui tend à suivre le mouvement apparent de la lune et de soleil. Le phénomène de marée est comparable à l'action d'une vague de très grande longueur d'onde et de période égale à quelques heures provoquant une élévation puis une baisse du niveau de la mer. L'amplitude de la variation successive de niveau d'eau entre une basse mer et une haute mer se dit : marnage.

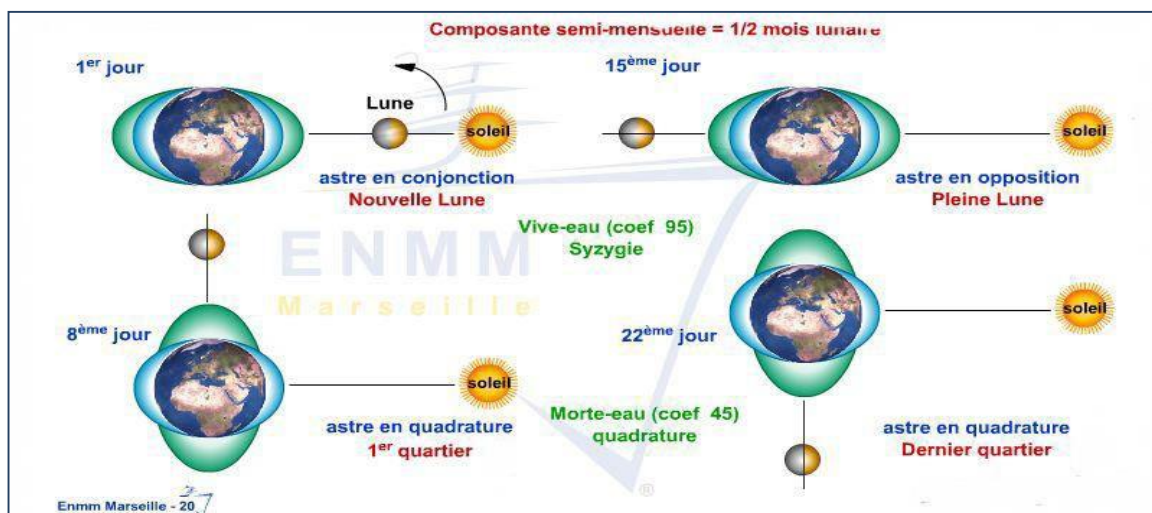


Figure 2.5 : Phénomène de la marée

2.7.3 Les courants :

Un courant marin est un déplacement de l'eau de mer caractérisé par sa direction, sa vitesse et son débit. Parmi les types de courants, on distingue :

- Les courants généraux ou planétaires : sont très importants, car ils déplacent des millions de mètres cubes d'eau à la seconde. Véritables fleuves marins d'eau chaude ou froide, ils sillonnent les océans. Ces courants sont mis en mouvement par les vents, puis leur direction est influencée par la rotation de la Terre. Ainsi, se forme plusieurs tourbillons dans chaque océan.
- Les courants côtiers ou de débris : ils ont pour origine les vagues, les vents et les irrégularités du sol.
- Les courants de houle : sont alternatifs et très forts lors des tempêtes (plusieurs mètres par seconde). Ils affectent surtout la tranche d'eau située près de la surface (de 5 à 10 mètres d'épaisseur) ; leur importance décroît avec la profondeur.
- Les courants de marée, relativement faibles loin des côtes, peuvent atteindre des vitesses de plusieurs mètres par seconde près des côtes. Ils affectent pratiquement toute la profondeur d'eau avec la même intensité. Comme ils varient lentement dans le temps, ils peuvent être considérés comme constants à l'échelle de l'heure.

CHAPITRE 03 : PRESENTATION ET DONNEES DU PROJET

3.1 Introduction

Dans le cadre de l'augmentation de la capacité d'accueil du port de Béjaia, une extension du poste 24 a été prévue, d'où le poste 25 qui s'étale sur un quai de 170ml. Ce dernier est destiné à l'entreposage des conteneurs. La structure du quai est constituée de rideau de palplanches. Un renforcement du sol au niveau de la zone d'étude est nécessaire afin de réduire les tassements, et par conséquent, bénéficier d'une augmentation de la capacité portante du sol tout en assurant la stabilité du quai en palplanches.

Dans cette partie de ce travail, on va présenter le projet commençant par, la situation géographique, la géologie et hydrologie de la zone, et puis l'interprétation des résultats de l'investigation géotechnique.

3.2 Contexte Sitologique, Géologique et Historique

3.2.1 Situation du port

Le port de Bejaia est situé à environ 1.50 km au sud du Cap Carbon et du côté Ouest du golf de Bejaia. (Voir Image n° 3.1)



Image 3.1: Localisation du port de Bejaia

Le port de Béjaia est protégé par les jetées Est (650ml), Sud (450ml), du large (1500ml) et de fermeture (800ml), dont le pied des digues se trouve à une profondeur variable en fonction de la bathymétrie du site allant de 0 à 16m. Ces ouvrages de protection de longueur totale de

3.4 Km, encadrent trois (03) bassins, de caractéristiques inscrites sur le tableau 3.1, couvrant ensemble une superficie de plan d'eau de 156 ha. (Image 3.2)

Tableau 3.1: Les caractéristiques des bassins du port de Béjaia [18]

Bassin	Surface	profondeur	Passe d'entrée & largeur
Avant port	75 ha	10 à 13.5m	Sud-ouest, 320 m
Vieux port	26 ha	6 à 9m	Abdelkader, 110m
Arrière port	55 ha	10 à 12m	la casbah, 125m

Les terre-pleins délimités par la ville couvrent une superficie d'environ 50ha. Le port totalise environ 2.8Km de quais et deux (02) appontements pétroliers.

3.2.2 Situation de la zone d'étude

Le poste 25 s'étend sur un linéaire de 170ml, situé au niveau du bassin de l'arrière port et imité au Sud par l'enracinement de la jetée de fermeture. Le terre-plein qui servira de zone de dépôt des conteneurs est d'une emprise qui s'étend sur une superficie de 1,33 hectare et sera construit en continuité des terre-pleins de poste 24 (Image 3.2).

Les coordonnées du centre de site sont: $36^{\circ}44'23,14''N$; $5^{\circ}04'48,09''E$.



Image 3.2 : Image satellite du port de Bejaia et la zone d'étude

3.2.3 Contexte géologique de la région de Bejaia

La géologie de la région de Bejaia est représentée par des terrains alluvionnaires de la Soummam, secondaire et tertiaires des anticlinaux djebel Gouraya et Adrar Oufarnou. La carte géologique de Bougie (échelle 1/20 000) de l'année 1956 (figure 3.1) montre les différentes formations à savoir :

- Des dépôts alluvionnaires anciens et récents, basses terrasses, sables, argiles et argiles vaseuses,
- Des brèches de pentes recimentées d'âge mioplicène,
- Un faciès marno-schisteux avec a des lentilles de conglomérats,
- Des schistes rouges et verts, des calcaires lenticulaires et des alternances régulières de marno-calcaire de 200 à 300 m d'épaisseur.

Il résulte de l'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 rencontré à environ 40 à 50 m, de nature marno-calcaire du crétacé.

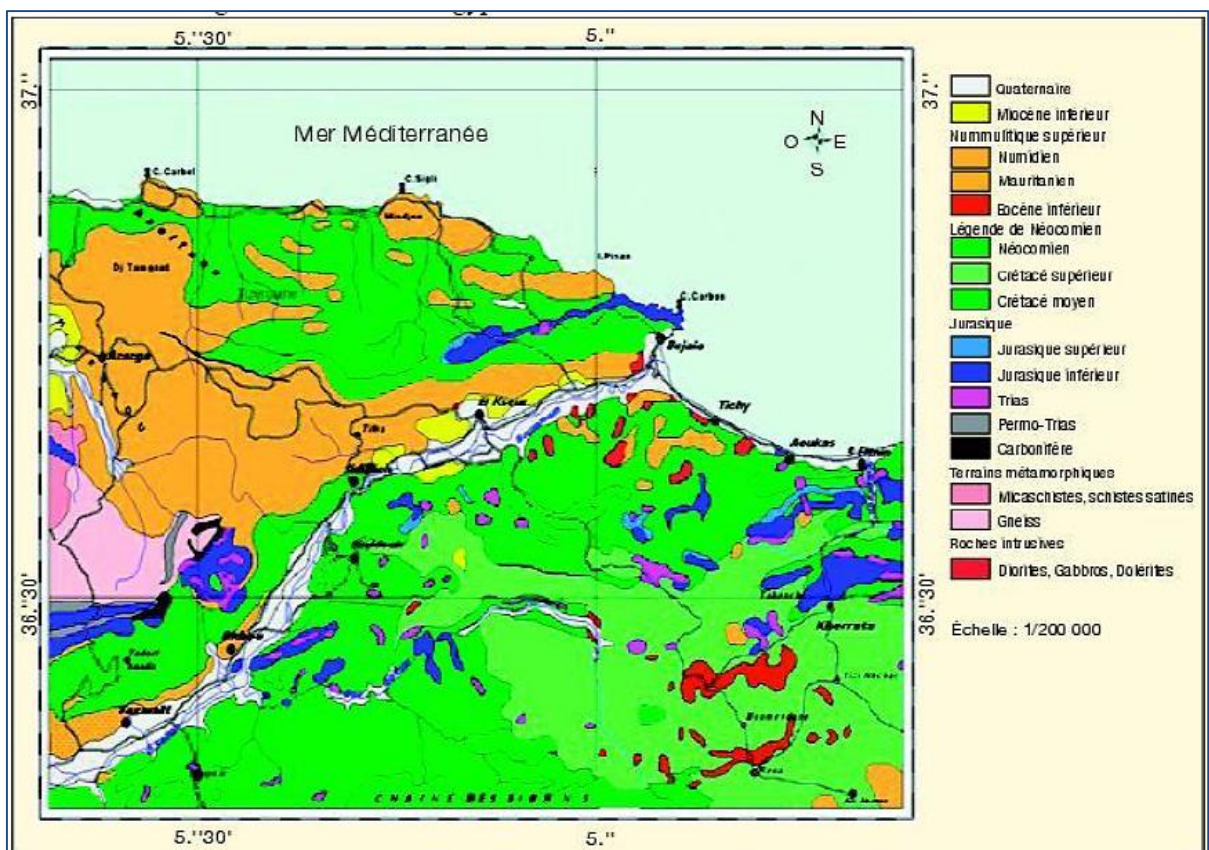


Figure 3.1 : Carte géologique de la wilaya de Bejaia

3.2.4 Etude géotechnique du site voisin

- **Résultats de la campagne géotechnique réalisée dans le cadre du projet du nouveau quai - (MECASOL 1980)**

En mois de mai de l'année 1980, une campagne géotechnique a été effectuée dans le cadre de réalisation du nouveau quai à l'arrière port de Bejaia (figure 3.2).

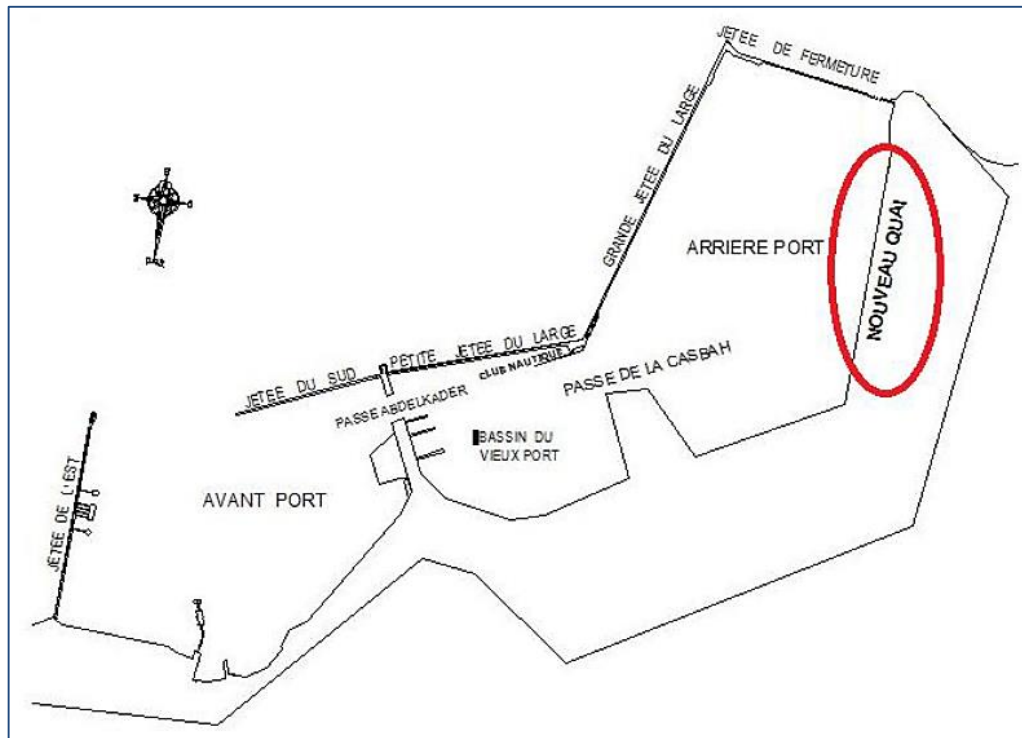


Figure 3.2 : Localisation du nouveau quai du port de Bejaia

Les reconnaissances ont comporté l'exécution de, 14 pénétromètres statiques (dont 06 dans l'alignement du quai), 03 sondages carottés où 49 échantillons intacts ont été prélevés et un programme d'essai complet réalisé au laboratoire Mecasol à Paris. Un essai de préchargement a également été effectué sur une aire d'essai.

La stratigraphie moyenne retenue est :

- Horizon (a) : de l'ancien TN à -25NGA environ : alternances de sables fins silteux et d'argile molle.
- Horizon (b) : de -25NGA au substratum (-35/-38NGA): sables fins silteux avec quelques passées argileuses.
- Horizon (c) : altération du substratum et substratum.

3.3 Météorologie et pluviométrie

La zone du projet représente un climat typiquement méditerranéen. La température moyenne annuelle étant de 12.1 à 24.8°C . Il fait le plus chaud au mois d'Août avec une température

moyenne de 24.8°C . D'autre part, les températures les plus basses de l'année font que le mois de Janvier avec une d'autre part température moyenne de 12.1°C soit le mois le plus froid. (Figure 3.3)

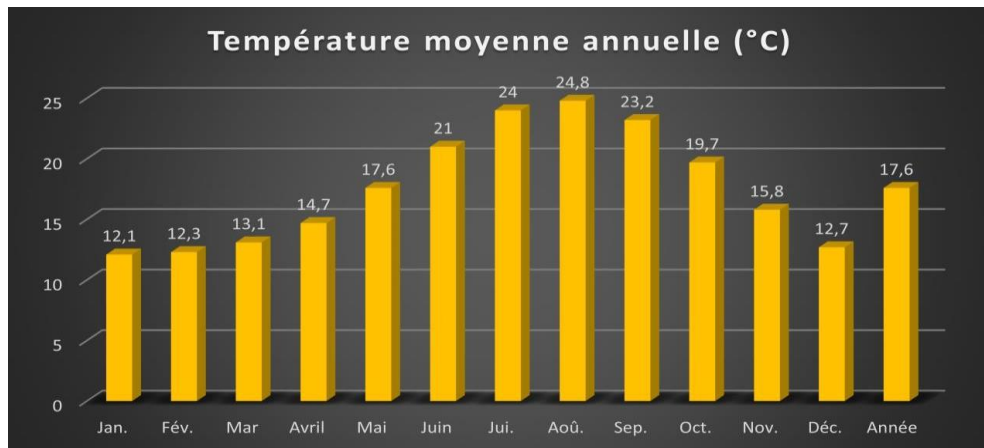


Figure 3.3 : Températures moyennes de la région de Bejaia. (Hong Kong Observatoire)

Les précipitations moyennes en saison sèche, du mois de Mai à Septembre, étant de 5.8 à 40.4 mm dont le plus sec est le mois de Juillet 5.8mm, et en saison pluvieuse du mois d'Octobre au mois d'Avril étant de 85.9 à 100.4 mm dont le plus pluvieux est le mois de Mars 100.4mm

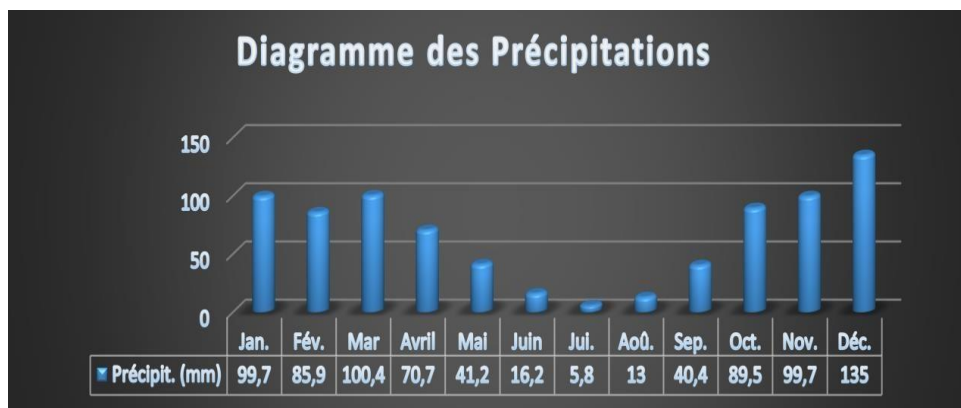


Figure 3.4 : Pluviométrie de la région de Bejaia. (Hong Kong Observatoire)

3.4 Sismicité

Suite au séisme de Boumerdes en 2003, et selon le RPOA 2008, l'Algérie dispose d'un nouveau zonage sismique divisant le territoire national en cinq zones de sismicité croissante en fonction de la probabilité d'occurrence des séismes comme ce qui suit:

- Zone 0 ; Négligeable
- Zone I ; Faible
- Zone II a ; Moyen
- Zone II b ; Elevée
- Zone III ; Très élevée

Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des règles parasismiques algériennes RPA 99/2003 doit être classé dans l'un des quatre groupes définis ci-après:

- Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale ;
- Groupe 1B : Ouvrages de grande importance ;
- Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne ;
- Groupe 3 : Ouvrages de faible importance.

Tableau 3.2 : Zonage et coefficient d'accélération sismique du territoire national (RPA 2003)

Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0.12	0.25	0.30	0.35
1B	0.10	0.20	0.25	0.30
2	0.08	0.15	0.20	0.25
3	0.05	0.10	0.14	0.15

La région d'étude est classée dans la **Zone II.a**, ce qui dénote une vulnérabilité au risque sismique **moyenne**. Le Quai à construire en particulier appartient au groupe **1B** (Ouvrages de grande importance), par conséquent, le coefficient d'accélération à prendre en considération pour le dimensionnement de l'édifice est de **A=0,20g**.

3.5 Campagne géotechnique du site d'étude et reconnaissances des lieux

3.5.1 Campagne géotechnique

Dans le cadre de la présente étude, une campagne géotechnique a été réalisée en mois de juin 2016 par l'entreprise chinoise CHEC (China Harbour Engineering Company LTD).

La campagne d'investigation et de reconnaissance sur site a consisté en exécution du programme suivant:

- Dix (10) sondages préssiométriques notés A-01 à A-10, réalisés jusqu'à 25m à 50m de profondeur, associés à des essais préssiométriques tous les 2.00m de profondeur.
- Cinq (05) sondages carottés nommés B-01, B-03, B-04, B-05 et B-06, poursuivis jusqu'à 25m à 50m de profondeur, associé à des essais SPT tous les 2.00m de profondeur.
- Des essais en laboratoire sur les échantillons prélevés des 05 sondages carottés.

L'implantation des sondages sur la zone de l'étude est illustrée sur la **figure 3.5**, ainsi que les profils et les coupes lithologiques détaillées sont reproduits sur les figures suivantes désignées figure 3.6 à figure 3.12.

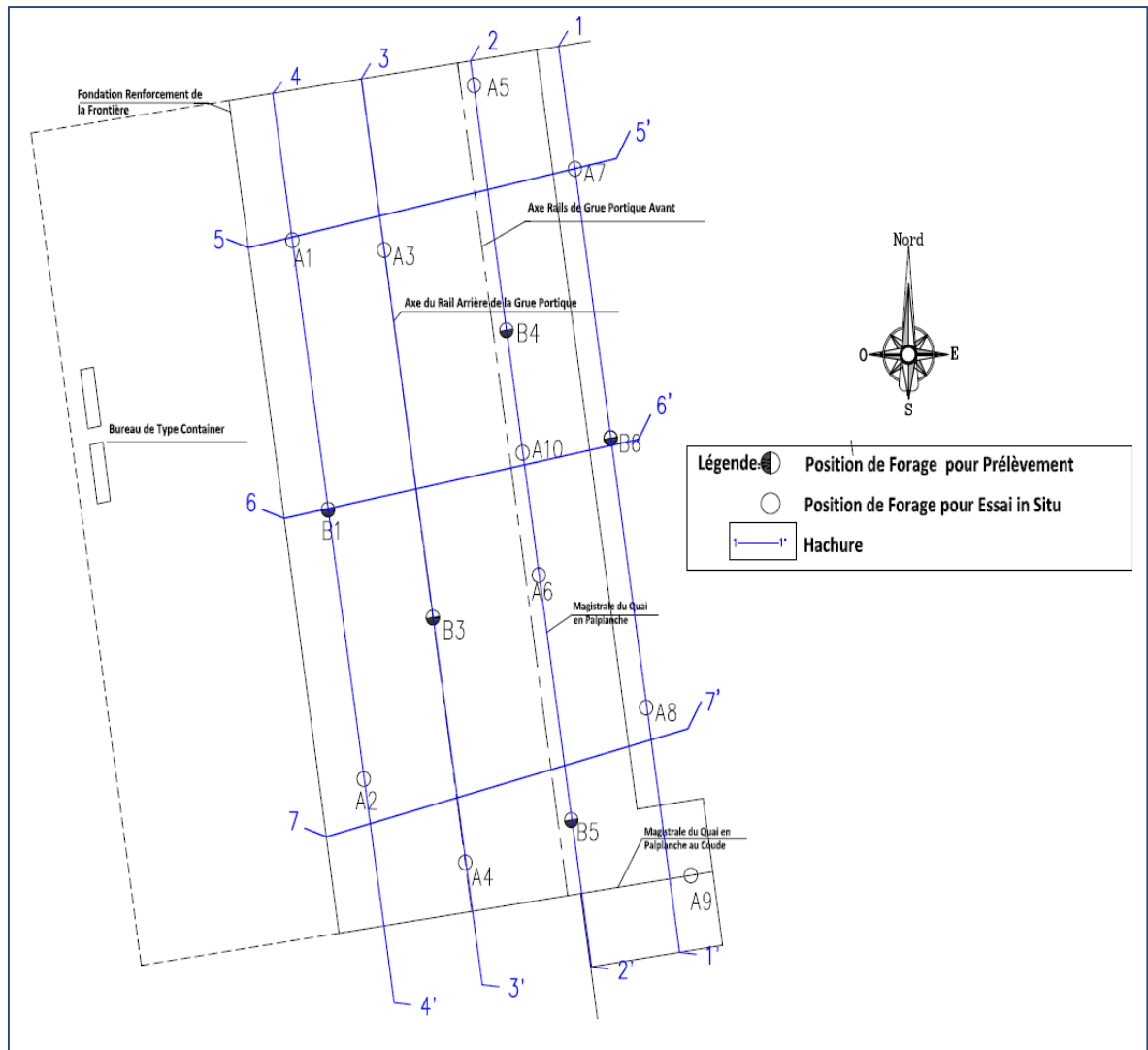


Figure 3.5 : Positionnement des sondages et Profils

3.5.2 Reconnaissance des lieux

Selon le programme des reconnaissances des lieux, il a été effectué, en Janvier 2012 :

- Un levé topographique détaillé du terre-plein, de la jetée de fermeture et de la grande jetée du large. (superficie de cinq (05) hectares),
- Un levé bathymétrique du plan d'eau réalisé suivant des profils parallèles, espacés de 10m. La surface totale levée est de 23 hectares.

Il a été constaté que le site du projet présente une topographie pratiquement plate, représenté par une ancienne plate-forme de raies des chariots. L'élévation moyenne du terrain est de 2.00m.

Le plan topo-bathymétrique est annexé à ce présent rapport. (Voir Annexe B1)

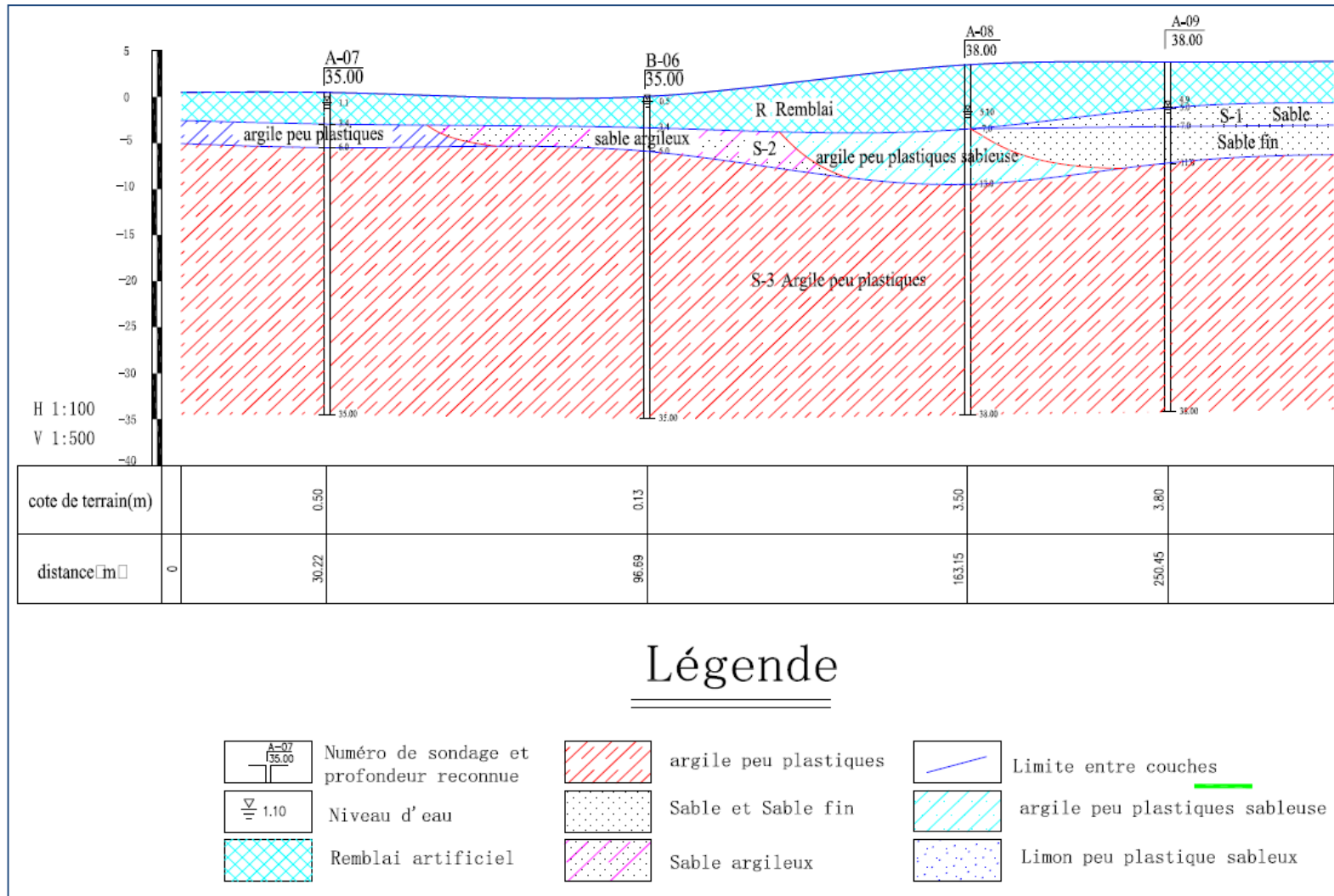


Figure 3.6 : Profil géotechnique 1 -1'

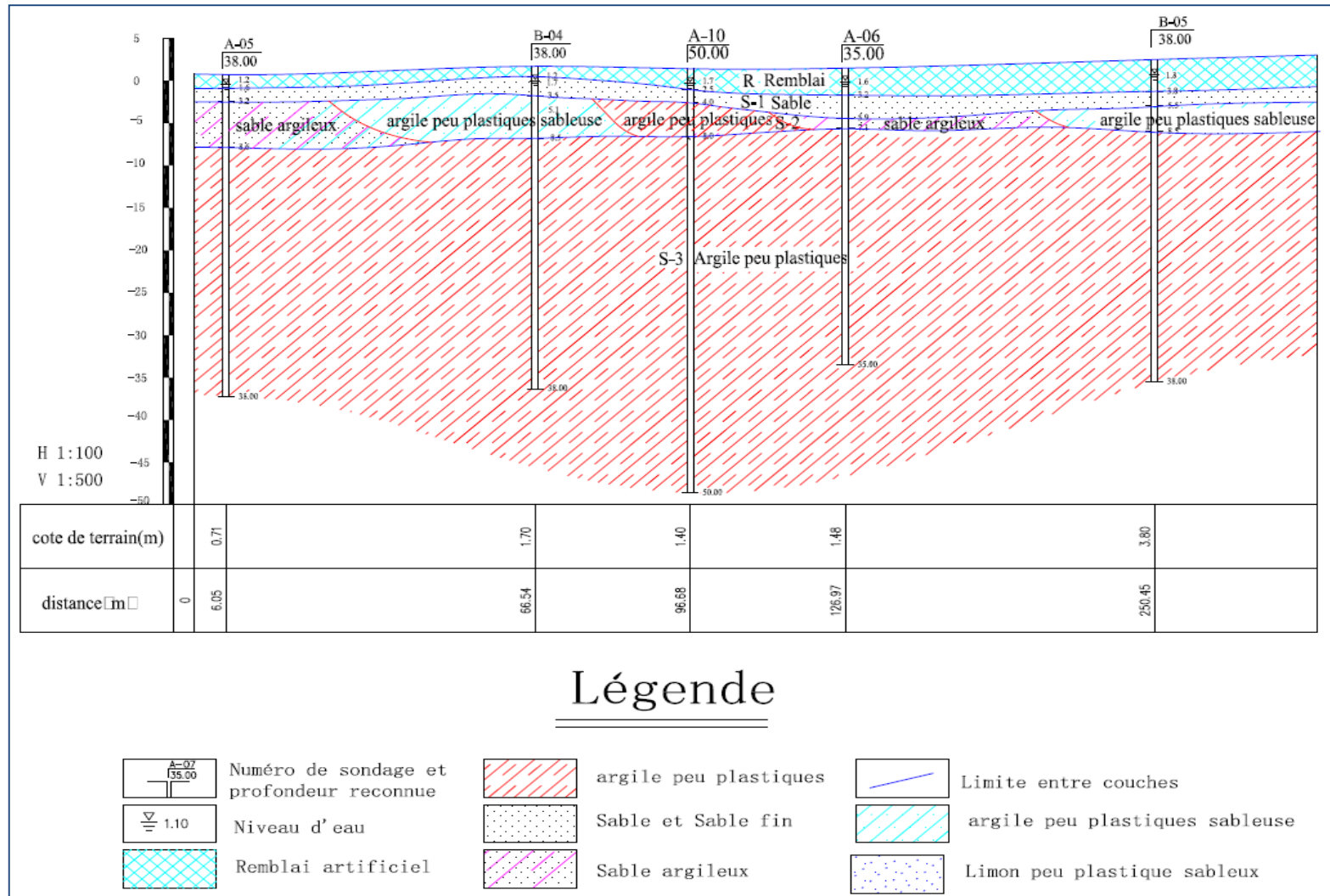


Figure 3.7 : Profil géotechnique 2 -2'

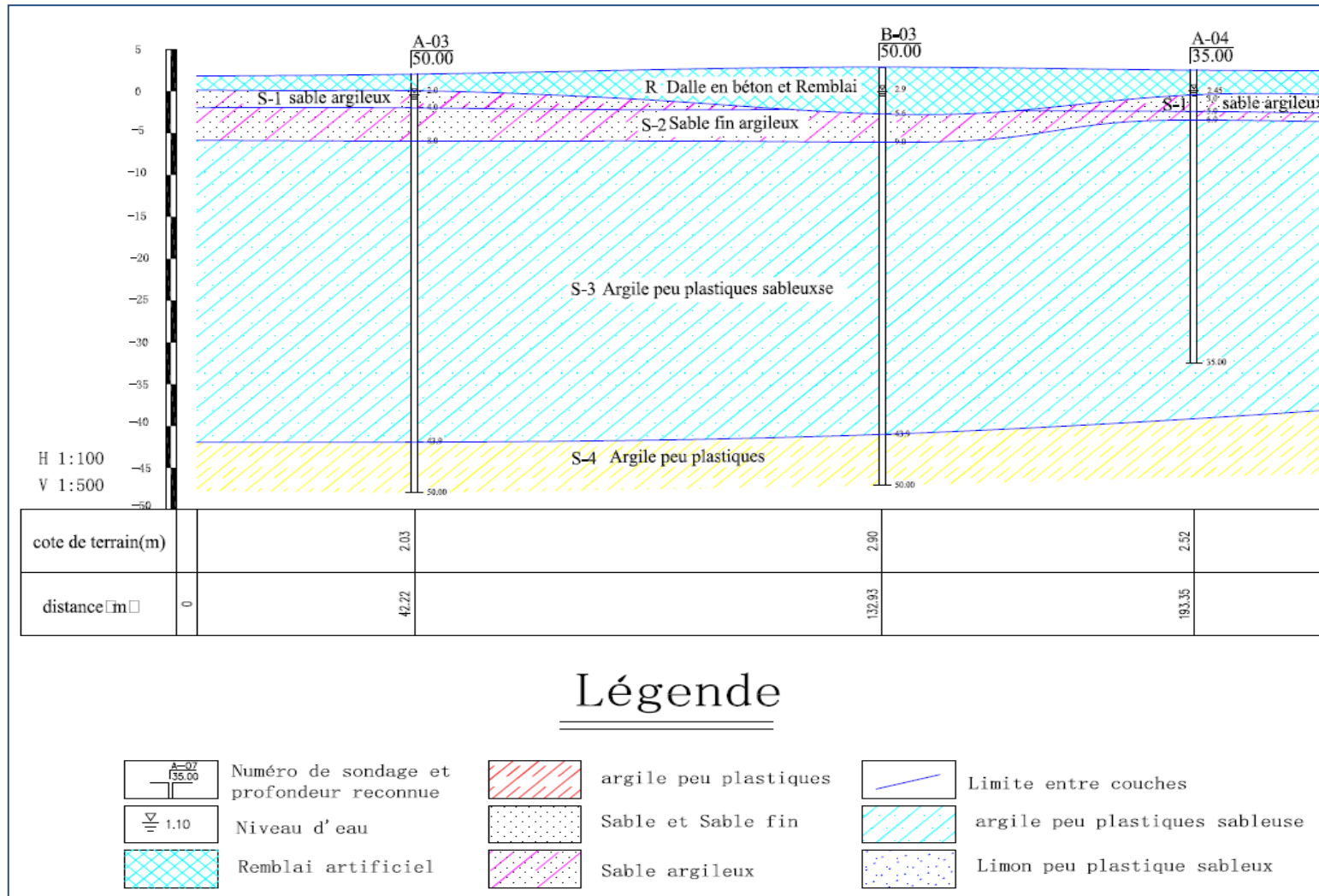


Figure 3.8 : Profil géotechnique 3 -3'

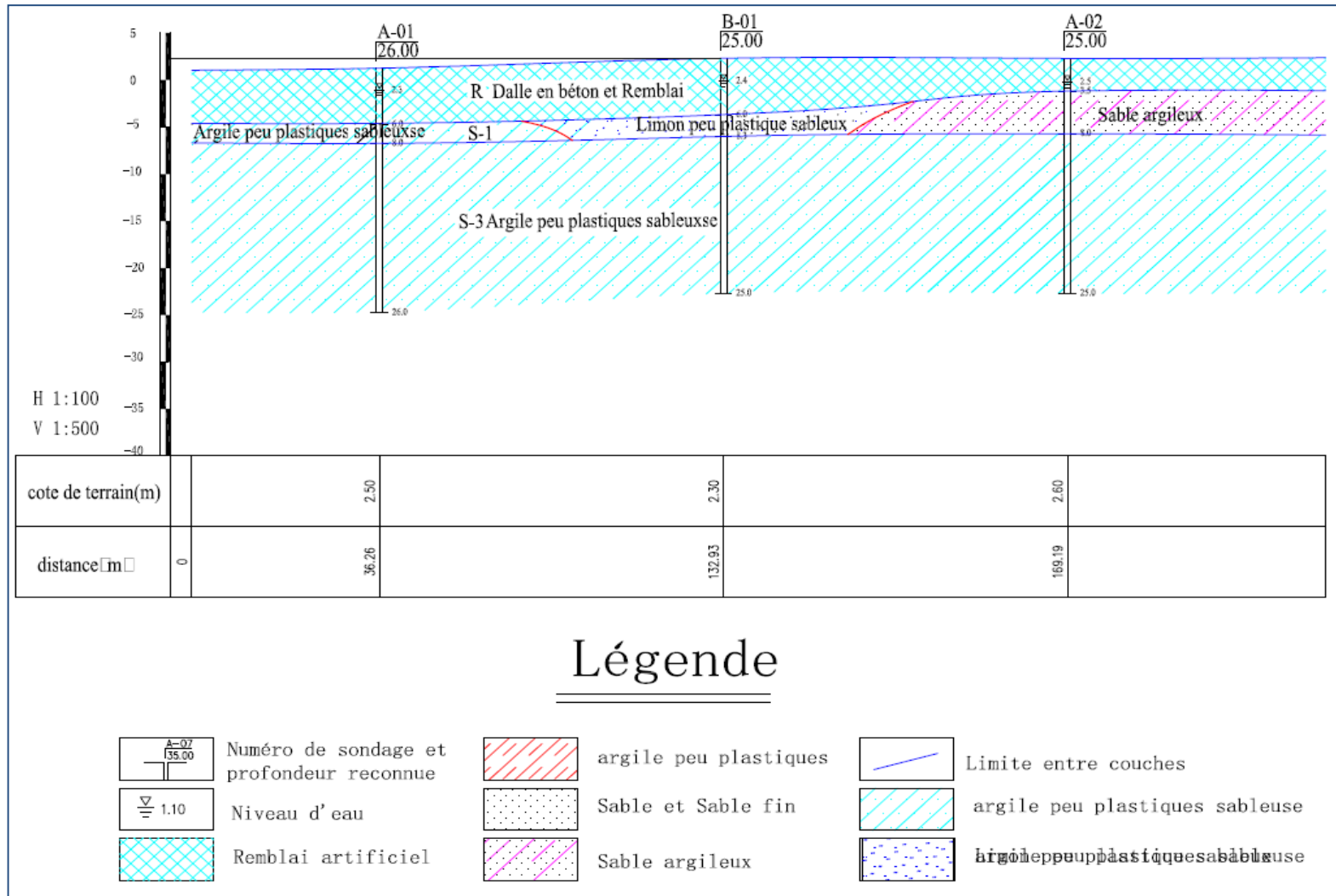


Figure 3.9 : Profil géotechnique 4 -4'

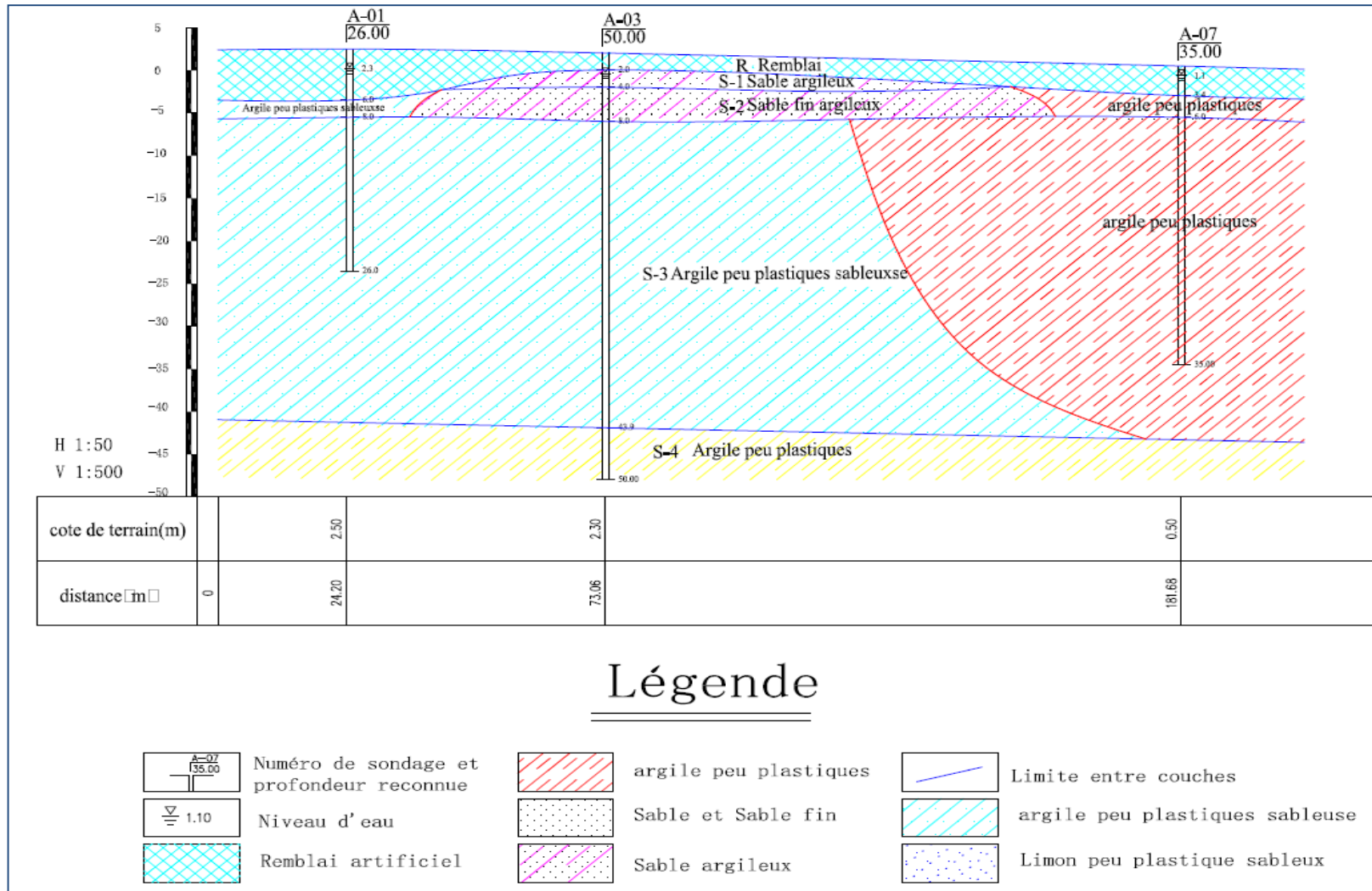


Figure 3.10 : Profil géotechnique 5 -5'

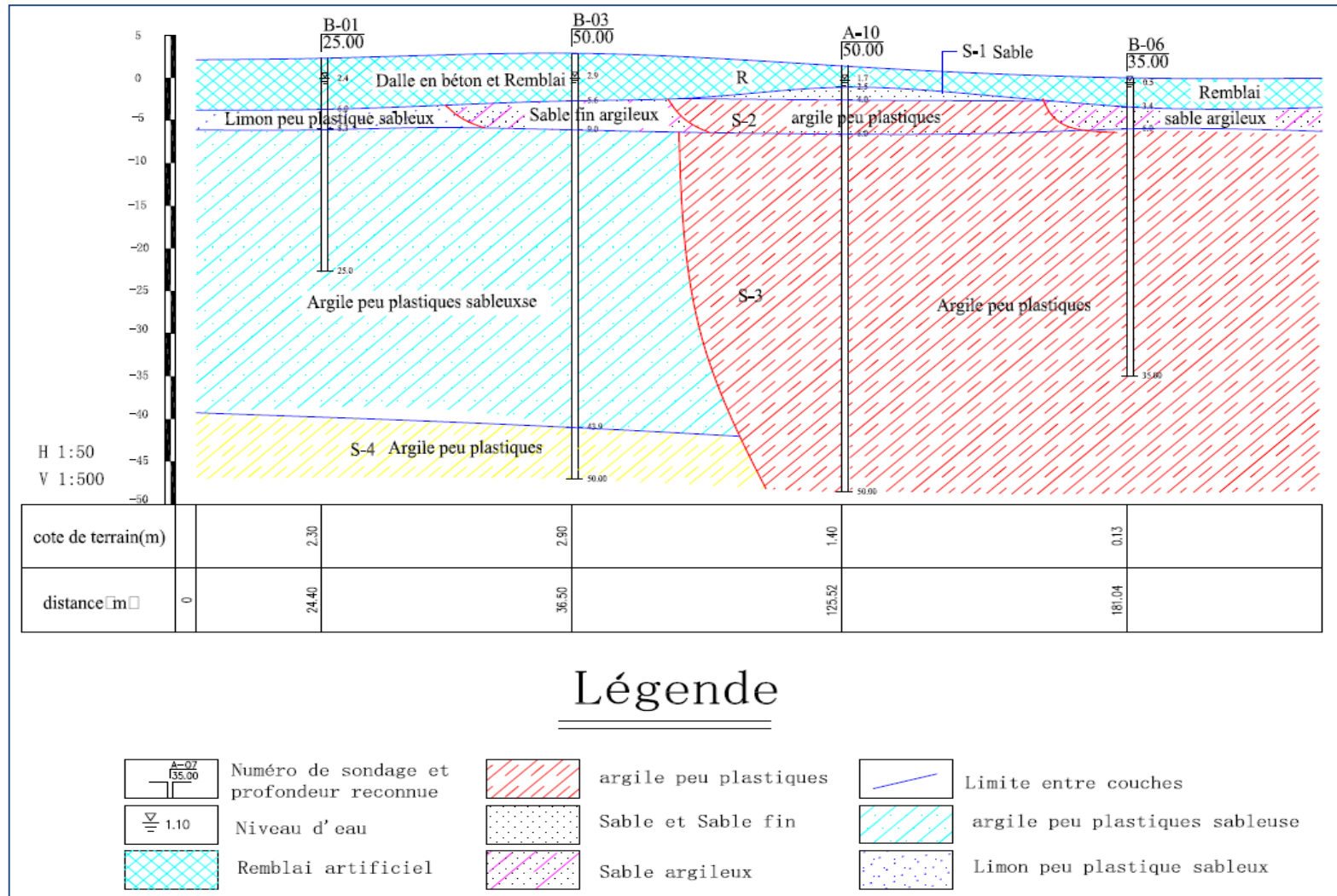


Figure 3.11 : Profil géotechnique 6 -6'

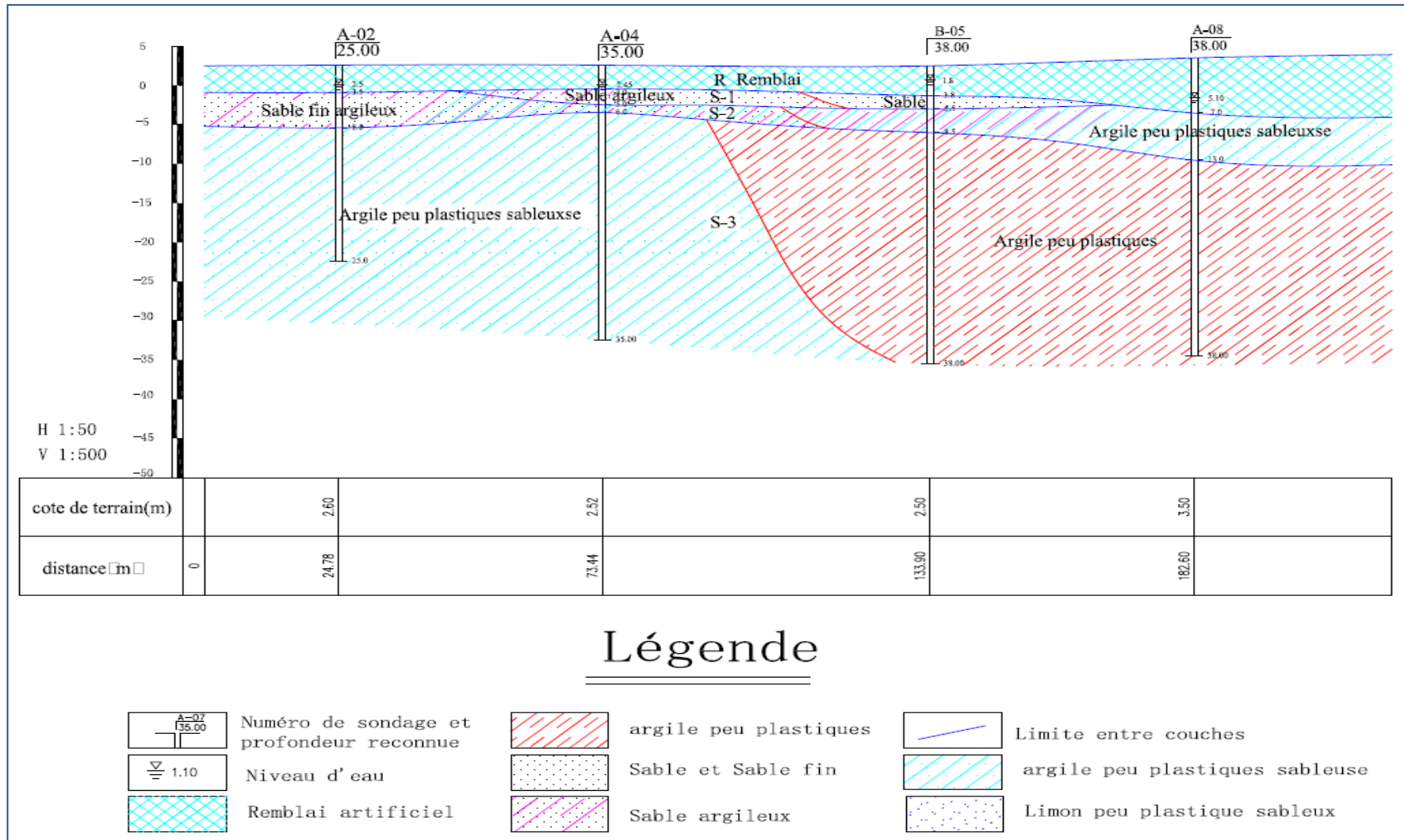


Figure 3.12 : Profil géotechnique 7 -7'

3.6 Résultats des investigations et interprétation







3.6.1 Essais in-situ

3.6.1.1 Sondages carottés

La description de la nature du sol en place a été établie à partir des forages par sondage carotté et sondage pressiométrique. Les échantillons récupérés ont permis la réalisation de quelques essais en laboratoire.

Le tableau 3.3 suivant présente la succession lithologique du haut en bas des différentes couches du sol.

Tableau 3.3 : Lithologie du site et description

Désignation	Description	Log
Remblais Préexistant R	Ces remblais sont représentés par Graves, Cailloux et blocs, subarrondis et lavé, parfois à sable grossier, dans une matrice argileuse, de consistance/densité généralement compacte. La couche présente au niveau de tous les sondages, elle est d'une épaisseur allant de 1.20-7.00m .	 Grave, blocs et cailloux  Sable grossier
Sable marin argileux S - 01	Cette couche est représentée par des Sables marin parfois argileux gris brunâtre, homométrique, de consistance/densité généralement lâche. L'épaisseur de la couche varie de 1.50 m à 2.70m (moyenne 1.90m), elle se trouve localisée au centre de l'assiette du projet, suivant les profils (2-2' et 3-3').	 Sable marin argileux  Sable marin argileux
Argile peu plastique sableuse brune S - 02	Cette couche est représentée par des argiles peu plastiques sableuses, saturée, de consistance généralement molle. Elle se présente au niveau de tous les sondages d'une épaisseur allant de 2.00-6.00m (moyenne 3.60m).	 Argile et limon peu plastique sableuse  Argile et limon peu plastique sableuse

<p>Sable fin argileux brun</p> <p>S-02 - 1</p>	<p>Cette couche est représentée par des sables fins argileux, saturés, de consistance généralement lâche à molle.</p> <p>Elle est présente sur la majeure partie des sondages avec une épaisseur moyenne de 3.20m.</p>	
<p>Argile peu plastique grise noirâtre</p> <p>S - 03</p>	<p>Cette couche est représentée par une Argile peu plastique, saturée, renfermant des débris de coquilles, devienne par endroits sableuse, généralement de consistance ferme.</p> <p>La teinte de cette formation est généralement grise à noirâtre, elle est présente au niveau de tous les sondages. L'épaisseur est comprise entre 16.70 m et 35.90m (moyenne 28.00m).</p>	
<p>Argile peu plastique à petit graves jaunâtre</p> <p>S - 04</p>	<p>Cette couche est représentée par une Argile peu plastique parfois sableuse à petits graves, jaune grisâtre, lithostratifiée, de consistance généralement ferme à très ferme.</p> <p>La valeur minimale de son épaisseur est de 6.10m, elle est présente au niveau de deux sondages B-03 et A-03 à une profondeur de 43.5m.</p>	

- **Conditions de la nappe d'eau**

Le niveau de la nappe phréatique a été détecté à différentes profondeurs sur tous les sondages (carottés et/ou pressiométrique), dont on peut l'interpréter de manière régressive vis-à-vis le front de mer, tel que :

- Suivant le Profil (1 - 1') : Niveau de la nappe est à une moyenne de 0.8m.
- Suivant le profil (2 - 2') : Niveau de la nappe est à une moyenne de 1.50m.
- Suivant le Profil (3 - 3') : Niveau de la nappe est à une moyenne de 2.50m.
- Suivant le Profil (4 - 4') : Niveau de la nappe est à une moyenne de 2.40m.

Dans ce qui suit, pour le calcul, le niveau de la nappe phréatique est considéré en surface.

3.6.1.2 Essais de pénétration standard SPT

L'essai SPT consiste à enfoncer dans le terrain, par battage, un carottier fendu, de conception et de dimensions normalisées, à l'intérieur d'un forage préalablement réalisé.

Le nombre de coups pour chaque enfoncement de 150 mm est mesuré, la valeur SPT (indice N) est le nombre de coups qui enfoncent les 300 derniers millimètres du carottier. Cet indice permet l'estimation de la compacité ou de la consistance des sols traversés.

L'essai SPT est réalisé à intervalles réguliers de 2.00 mètres, conformément à la norme NF P 94-116, et a permis d'une part, de tracer le profil de pénétration (indice SPT en fonction de la profondeur) et, d'autre part, de fournir des informations sur la nature du sol et de prélever des échantillons de sol remaniés destinés à la réalisation d'essais physiques en laboratoire.

Le tableau 3.4 suivant présente les résultats obtenus pour chaque sondage, dont on constate que la valeur des N_{SPT} corrigés augmente en fonction de la profondeur ce qui justifie l'état amélioré de la consistance en allant vers la profondeur. La classification a été effectuée selon les tables suggérées par Terzaghi et Peck (1948), et Mayerhof (1956) pour les sols pulvérulent et argileux. Voir tableau 3.5 et tableau 3.6 ci-après.

Tableau 3.4 : Identification des couches de sol avec la profondeur en fonction des N_{SPT}

Sondage	Profondeur	Désignation	Couche	N_{SPT}	Consistance et Compacité
B-01	6 à 8.3 m	S – 02	Limon sableux	9	Moyenne
	8.3 à 25 m	S – 03	Argile Sableuse	5 à 12	Molle à Ferme en profondeurs
B-03	5.6 à 9.0 m	S – 02	Argile et Limon	5	Molle
	9.0 à 43.9m	S – 03	Argile Sableuse	5 à 38	Molle à Très Ferme en profondeurs
	43.9 à 50 m	S – 04	Argile	25 à 32	Très Ferme à Dure
B-04	1.2 à 3.5 m	S – 01	Sable	5	Lâche
	3.5 à 8.5 m	S – 02	Argile Sableuse	5	Molle
	8.5 à 38 m	S – 03	Argile Sableuse	6 à 19	Molle à Ferme en profondeurs
B-05	5.5 à 8.5 m	S – 02	Argile Sableuse	3 à 5	Molle
	8.5 à 38 m	S – 03	Argile Sableuse	4 à 16	Molle à Ferme en profondeurs
B-06	3.4 à 6 m	S – 02-1	Sable Argileux	1	Lâche
	6 à 35 m	S – 03	Argile Sableuse	4 à 26	Molle à Très Ferme en profondeurs

Tableau 3.5 : Relation entre N et Cu pour les argiles – Terzaghi et Peck [23]

Consistance des argiles	Valeur STPN	Cohésion non drainée Cu (kPa)
Très molle	< 2	< 12,5
Molle	2 à 4	12,5 à 25
Plastique	4 à 8	25 à 50
Ferme	8 à 15	50 à 100
Très ferme	15 à 30	100 à 200
Dure	> 30	> 200

Tableau 3.6 : Etat de densité de sols sableux fonction de N_{spt} selon le CFEM [24]

Marge de N _{spt} mesuré	Etat de densité
0-4	Très lâche
4-10	Lâche
10-30	Compact
30-50	Dense
> 50	Très dense

3.6.1.3 Essai de pressiométrique Ménard

L'essai pressiométrique (PMT), est un essai géotechnique in situ qui fait l'objet de la norme française NF P 94- 110-1. Il s'agit d'un essai de chargement statique du terrain en place, effectué grâce à une sonde cylindrique dilatable radialement qui sera remplie progressivement d'eau une fois introduite dans un forage préalable dans le sol à tester.

L'expansion latérale consécutive du sol ou de la roche autour du trou est considérée comme une dépendance entre le volume d'eau mesuré et l'augmentation progressive de pression dans des intervalles de temps définis a priori.

Les essais pressiométriques fournissent en fonction de la profondeur, le module pressiométrique de Ménard E_m , dépend du type de gaine de la sonde (manchon en caoutchouc, enveloppe perforée) et la pression limite P_{lm} , qui représente l'augmentation de la pression d'eau dans la sonde d'essai en fonction du changement de volume du sol ou de la roche. Le résultat d'essais PMT est un ensemble de points auxquels sont associés le module pressiométrique et la pression limite ; cet ensemble peut être tracé sous forme de graphique.

Dans notre cas d'étude, dix (10) sondages pressiométriques ont été effectués couvrant la zone d'étude dont les résultats détaillés sont présentés en annexe B3.

Le tableau 3.7 suivant résume les résultats des 10 sondages et donne l'état de sol par une classification selon Ménard, conformément aux limites du rapport $\eta = E_m/P^*_i$ définies sur la figure 3.13.

• Argiles	$\eta < 5$:	argile remaniée et triturée
	$5 < \eta < 8$:	argile sous-consolidée
	$8 < \eta < 12$:	argile normalement consolidée
	$12 < \eta < 15$:	argile légèrement surconsolidée
	$\eta > 15$:	argile fortement surconsolidée
• Sables	$\eta < 5$:	sable remanié
	$6 < \eta < 8$:	sables et graviers immergés
	$\eta > 10$:	sables, sables et graviers secs et serrés

Figure 3.13 : Classification des sols selon Ménard [17]

Dans ce qui suit, au niveau de chaque sondage, il est mentionné les valeurs limites (la borne inférieure et supérieure) des pressions limites et des modules pressiométriques au niveau de chaque couche de sol. Cependant, les valeurs du rapport $\eta = E_m/P^*_1$, sont données en fonction de la profondeur, à partir du toit au mur de chaque couche, ainsi la classification correspondante est indiquée en fonction de la profondeur.

Tableau 3.7 : Résultats de l'essai pressiométrique

Sondage	Profondeur	Couche	Couche	P^*_1 [MPa]	E_m [MPa]	E_m/P^*_1	Classification
A-01	0 à 6.0 m	R	Remblai	$1.77 < P^*_1 < 1.97$	$15.2 < E_m < 23.8$	7.7 à 13.4	Normalement serré à serré
	6.0 à 8.0 m	S-02	Argile Sableuse	0.34	1.6	4.7	Remaniée et triturée
	8 à 26 m	S-03	Argile Sableuse	$0.37 < P^*_1 < 1.03$	$1.3 < E_m < 8.6$	9.1 à 3.2	Normalement consolidée à remaniée
A-02	0 à 3.5 m	R	Remblai	2.63	23.0	8.8	Normalement serré
	3.5 à 8.0 m	S-02-1	Sable Argileux	$0.76 < P^*_1 < 1.38$	$8.7 < E_m < 11$	8.0 à 11.4	Normalement consolidé
	8.0 à 25 m	S-03	Argile Sableuse	$0.52 < P^*_1 < 1.25$	$3.5 < E_m < 9.5$	6.7 à 4.8	De sous consolidé à remanié par un passage normalement consolidé
A-03	2.0 à 4.0m	S-01	Sable Argileux	1.98	16.8	8.5	Normalement consolidé
	4.0 à 8.0 m	S-02-1	Sable Argileux	$0.23 < P^*_1 < 0.79$	$0.9 < E_m < 4.4$	5.6 à 3.7	De sous consolidé à remanié
	8.0 à 43 m	S-03	Argile Sableuse	$0.4 < P^*_1 < 1.82$	$2.3 < E_m < 12$	6.9 à 4.6	De sous consolidé à remanié par un passage normalement consolidé
A-03	43 à 50 m	S-04	Argile	$1.56 < P^*_1 < 1.91$	$10.4 < E_m < 19.1$	6.7 à 9.1	De sous consolidé à normalement consolidée
A-04	3.0 à 5.0 m	S-01	Sable Argileux	0.40	1.8	4.5	Remanié
	5.0 à 6.0 m	S-02-1	Sable Argileux	0.18	0.6	3.2	Remanié
	6.0 à 35 m	S-03	Argile Sableuse	$0.19 < P^*_1 < 1.13$	$0.5 < E_m < 5$	2.5 à 5.8	De remanié à sous consolidé intercalé par passage normalement consolidé

A-05	3.2 à 8.6 m	S-02-1	Sable Argileux	$0.33 < P^*1 < 1.53$	$1.2 < Em < 8.5$	5.5 à 3.6	De sous consolidé à remanié
	8.6 à 38 m	S-03	Argile	$0.24 < P^*1 < 1.76$	$1.3 < Em < 18.5$	5.4 à 7.7	Sous consolidé
A-06	0 à 3.2 m	R	Remblai	0.28	1.1	4.0	Remanié
	3.2 à 5.0 m	S-01	Sable	0.43	1.3	2.9	Remanié
	5.0 à 7.1 m	S-02-1	Sable Argileux	0.24	1.0	4.0	Remanié
	7.1 à 35 m	S-03	Argile	$0.32 < P^*1 < 1.21$	$1.2 < Em < 7.9$	3.3 à 5.0	Remanié intercalé par un palier sous consolidé
A-07	0 à 3.40 m	R	Remblai	2.15	12.5	5.8	Remanié
	3.40 à 6 m	S-02	Argile	0.27	1.4	5.1	Sous consolidé
	6 à 35 m	S-03	Argile	$0.22 < P^*1 < 1.37$	$1.3 < Em < 10$	5.9 à 7.8	Remanié à sous consolidé
A-08	0 à 7.0 m	R	Remblai	$0.86 < P^*1 < 2.40$	$7.4 < Em < 20.3$	8.7 à 8.5	Normalement serré
	7.0 à 13.0m	S-02	Sable Argileux	$0.25 < P^*1 < 0.67$	$2.3 < Em < 2.7$	3.9 à 9.2	De remanié à normalement consolidé
	13 à 58 m	S-03	Argile	$0.22 < P^*1 < 1.79$	$1.1 < Em < 12.9$	6.6 à 4.3	Remanié avec passage normalement consolidés
A-09	0 à 5.0 m	R	Remblai	0.76	7.9	10.5	Normalement serré
	5.0 à 7.0 m	S-01	Sable Argileux	0.78	6.7	8.6	Normalement consolidé
	7.0 à 11m	S-02-1	Sable Argileux	$0.19 < P^*1 < 0.29$	$1.5 < Em < 1.9$	6.6 à 8.1	Normalement consolidé
	11.0 à 38 m	S-03	Argile Sableuse	$0.39 < P^*1 < 1.1$	$0.8 < Em < 5.5$	5.6 à 5.7	Sous consolidé
A-10	2.50 à 4.0m	S-01	Sable	0.39	2	5.1	Sous consolidé
	4.0 à 8.0 m	S-02	Argile Sableuse	$0.35 < P^*1 < 0.38$	$1.4 < Em < 2$	5.7 à 3.7	Sous consolidé à remanié
	8.0 à 50 m	S-03	Argile	$0.31 < P^*1 < 1.70$	$1.3 < Em < 14.2$	4.2 à 9.5	Remanié à sous consolidé avec paliers normalement consolidés

Les résultats indiquent que l'état de la couche Argileuse S-03, considérée comme la couche de base, est dans un état sous consolidé qui devient remanié en profondeur.

En résumé et de ce qui précède, une classification générale des couches du sol, en fonction du rapport η , est donnée par le tableau suivant :

Tableau 3.8 : Récapitulatif de la classification des couches de sol selon le rapport η

Couche de sol	Classification
Remblai R	Normalement serré
Sable Argileux S-01	Remanié
Argile Sableuse S-02	Remaniée avec passages sous consolidés
Sable Argileux S-02-1	Remanié
Argile Sableuse S-03	Remaniée avec passages sous consolidés
Argile Sableuse S-04	Sous consolidée

3.6.2 Essais au laboratoire

Des prélèvements d'échantillons ont été faits sur les différents sondages, à savoir, des échantillons intacts le long des forages par sondage carotté et/ou des échantillons remaniés au niveau des sondages pressiométriques.

Les échantillons prélevés représentent les différentes formations traversées par les sondages, ils ont été analysés par des essais physico-chimiques et mécaniques. Les résultats et leurs interprétations sont consignés dans les tableaux récapitulatifs ci-après.

3.6.2.1 Analyse granulométrique et limites d'Atterberg

Les résultats de l'analyse granulométriques des échantillons prélevés ainsi ceux des limites d'Atterberg, ont permis la classification des couches de sol selon la méthode LCPC.

Il a été marqué la nature d'un sol fin saturé, principalement argileux peu plastique avec des passages sableux. Les détails et résultats des essais ainsi que la classification sont annexés à ce mémoire. (voir Annexe B4)

3.6.2.2 Identification physique et chimique

Les essais d'identification effectués dans le cadre de ce projet, au niveau des sondages carottés, sur plusieurs échantillons intacts, ont permis la détermination des poids volumiques des différentes couches du sol, dont les résultats sont :

- La couche d'argile S2 est caractérisée par : $1.55 < \rho_d < 1.94$ (T/m³)
- La couche d'argile S3 est caractérisée par : $1.30 < \rho_d < 2.02$ (T/m³)
- La couche d'argile S4 est caractérisée par : $1.71 < \rho_d < 1.77$ (T/m³)
- La couche sableuse S2-1 est caractérisée par : $\rho_d = 1.63$ (T/m³)

D'autre part, les résultats chimiques sur les sols dénotent :

- Les sulfates (SO_4^{2-}) : Pour tous les sondages le sol appartient à la classe A2 moyennement agressif.
- Matière Organique : Le sol est dans la classe Non-organique ($0.68 \leq \text{CMO} \leq 1.57$)

Les essais chimiques des eaux au niveau des sondages B-05 et A-07 ont révélé ce qui suit :

Au niveau du sondage carotté B-05 :

- Le pH est proche de la neutralité, classe **A1**.
- La valeur CO_2 agressif est nulle.
- Les valeurs de (SO_4^{2-}) et (Mg^{2+}) présentent une agressivité nulle,
- La valeur de (NH_4^+) présente une agressivité nulle.

Au niveau du sondage pressiométrique A-05 :

- Le pH est proche de la neutralité, classe A1.
- La valeur CO_2 agressif est nulle.
- Les valeurs de (SO_4^{2-}) et (Mg^{2+}) est classé en A2 présentent une agressivité moyenne,
- La valeur de (NH_4^+) est dans la classe A3, présente une forte agressivité.

3.6.2.3 Essais de Cisaillement rectiligne et triaxial

Selon les résultats obtenus du rapport géotechnique établi dans le cadre de cette étude, il a été fourni, les paramètres mécaniques du sol suivants :

Tableau 3.9 : Récapitulatif des paramètres mécaniques des couches

Paramètres		R Remblai	S-1 Sable argileux	S-2 Argile sableuse	S-2-1 Sable argileux	S-3 Argile sableuse	S-4 Argile sableuse
Cisaillement Rectiligne	C_{uu} [KN/m ²]	0,0	0,0	10,0	5,0	18,0	-
	Φ_{uu} [°]	28,0	25,0	25,0	28,0	17,5	-
	C_{cu} [KN/m ²]	-	-	12,0	-	16,5	30,0
	Φ_{cu} [°]	-	-	26,0	-	18,5	18,0
Triaxial	C_{uu} [KN/m ²]	-	-	-	-	18,0	30,0
	Φ_{uu} [°]	-	-	-	-	6,0	18,0
	C_{cu} [KN/m ²]	-	-	-	-	25,0	-
	Φ_{cu} [°]	-	-	-	-	16,0	-
	C' [KN/m ²]	-	-	-	-	15,0	-
	ϕ' [°]	-	-	-	-	25,0	-

Nous tenons à préciser, que les résultats des essais de cisaillement à la boîte de Casagrande de type non consolidé-non drainé (UU) et consolidé-non drainé (CU) fournis dans le rapport géotechnique, ne sont pas pris en considération dans nos calculs, du fait que ces types d'essais sont déclarés non conformes à la norme. Conformément à la norme NF P94-071-1, seuls les essais de cisaillement direct en conditions drainées des éprouvettes préalablement consolidées sous des contraintes définies, sont actuellement normalisés. De ce fait, nous allons déterminer ces paramètres par l'utilisation des corrélations adéquates.

3.6.3 Détermination des paramètres mécaniques totaux et effectifs par corrélation

La détermination des caractéristiques mécaniques est souvent rendue difficile par l'impossibilité de prélever des échantillons intacts et représentatifs pouvant être testés au laboratoire. Ces contraintes ont amené l'utilisation courante des essais in situ pour caractériser les sols.

Par défaut des essais de laboratoire donnant les paramètres mécaniques totaux et effectifs des couches de sol, excepté les essais triaxiaux des couches argileuse notées S-03 et S-04, on a eu recours aux corrélations établies par plusieurs auteurs fournissant ces caractéristiques en fonction des résultats obtenues par les différents essais effectués dans le cadre du présent projet.

Dans ce qui suit, on présente les différentes corrélations faites en fonction de la pression limite P_l^* , de l'indice de consistance I_c et de l'indice de plasticité I_p .

- Selon Vaillant et Catteau (2012), les corrélations entre les valeurs de la pression limite P_l^* et les caractéristiques mécaniques à long terme et à court terme sont indiquées dans les tableaux 3.10 et 3.11 suivants :

Tableau 3.10 : Caractéristiques mécaniques effectives (ϕ' et C') en fonction de P_l^* selon Vaillant et Catteau (2012) [21]

Type de sol	Caractéristiques mécaniques		
	P_l^* (MPa)	ϕ' (°)	C' (kPa)
Limon	$P_l^* \leq 0,52$	$\phi' = 5,8P_l^* + 29,0$	$C' = 43,9 - 1,1\phi'$
	$P_l^* \geq 0,52$	$\phi' = 0,67P_l^* + 31,7$	
Argile	$P_l^* \leq 1,46$	$\phi' = 5,8P_l^* + 22,0$	$C' = 33,8 - 0,6\phi'$
	$P_l^* \geq 1,46$	$\phi' = 1,5P_l^* + 28,5$	
Sable	$P_l^* \leq 0,95$	$\phi' = 5,8P_l^* + 29,4$	$C' = 36,7 - 0,8\phi'$
	$P_l^* \geq 0,95$	$\phi' = 1,7P_l^* + 33,7$	

Tableau 3.11 : Caractéristiques mécaniques totales (ϕ_u et C_u) en fonction de P_l^* selon Vaillant et Cateau (2012) [21]

Type de sol	Caractéristiques mécaniques		
	PI^* (MPa)	C_u (MPa)	ϕ_u (°)
Limon	$PI^* \leq 0,3$	$C_u = PI^*/8$	$\phi_u = 20,2 - 0,2C_u$ (C_u en kPa)
	$0,3 \leq PI^* \leq 1$	$C_u = 0,037PI^* + 0,027$	
	$PI^* \geq 1$	$C_u = 0,035PI^* + 0,060$	
Argile	$PI^* \leq 0,3$	$C_u = 0,15PI^*$	$\phi_u = 14,3 - 0,1C_u$ (C_u en kPa)
	$0,3 \leq PI^* \leq 1$	$C_u = 0,067PI^* + 0,024$	
	$PI^* \geq 1$	$C_u = 0,052PI^* + 0,039$	

- La figure 3.14 présente les intervalles, proposés par Wilun & Starzewski (1975), des valeurs approximatives des paramètres totaux et effectifs en fonction de l'indice de consistance I_c et la nature du sol.
- Mitchell (1976) et Arora 2004, proposent les expressions (3.1) et (3.2) respectivement pour la détermination de l'angle de frottement effectif des sols cohésifs en fonction de l'indice de plasticité I_p .

$$\sin \phi' = 0.8 - 0.094 \cdot \ln I_p \tag{3.1}$$

$$\sin \phi' = 0.814 - 0.234 \cdot \log_{10} I_p \tag{3.2}$$

Type of soil		$I_D =$	Density index of cohesionless soils				
			1.0	0.67	0.33	0	
cohesionless	inorganic	gravels, tills, hoggins, etc.	ϕ'	45°-40°	40°-37°	37°-35°	
		sands: coarse and medium	ϕ'	40°-38°	38°-35°	35°-32°	
		sands: fine and silty	ϕ'	37°-35°	35°-32°	32°-28°	
	organic	sands, organic	ϕ'	30°-25°	25°-22°	22°-18°	
			Consistency of cohesive soils				
			hard or very stiff	stiff	firm	soft to very soft	
			$w = w_s$	$I_c = 1.0$	0.75	0.50	0.0
cohesive	inorganic	slightly clayey sands, sandy silts, silts $J < 10\%$	ϕ'	28°-24°	24°-22°	22°-19°	19°-5°
			ϕ_u	40°-30°	30-20	20-15	15-2
			c'	25°-20°	20°-16°	16°-10°	10°-7°
			ϕ_u	25°-20°	20°-16°	16°-10°	10°-7°
		clayey sands, clayey sandy silts, clayey silts, $J = 10-20\%$	ϕ'	26°-22°	22°-19°	19°-15°	15°-12°
		ϕ_u	50-40	40-30	30-20	20-3	
		c'	20°-16°	16°-12°	12°-7°	7°-5°	
		ϕ_u	20°-16°	16°-12°	12°-7°	7°-5°	
	sand-clays, sand-silt-clays, silt-clays $J = 20-30\%$	ϕ'	23°-20°	20°-17°	17°-12°	12°-8°	
		c'	60-50	50-40	40-30	30-5	
		ϕ_u	15°-12°	12°-9°	9°-5°	5°-2°	
	sandy clays, clays, silty clays $J > 30\%$	ϕ'	19°-17°	17°-14°	14°-5°	10°-5°	
		c'	80-60	60-50	50-40	40-10	
		ϕ_u	10°-8°	8°-5°	5°-2°	2°-0°	
organic	organic silts, peats, etc.		all strength parameters to be determined from laboratory tests				

Figure 3.14 : Valeurs typiques de c' , ϕ' et ϕ_u (Wilun et Starzewski, 1975) [22]

- Cassan (1988), a proposé également une relation entre la cohésion non drainée mesurée au scissomètre C_u et la pression limite nette à l'essai pressiométrique P_l^* donnée par la figure 3.15. Dont, $P_l^* = P_{LM} - \sigma_{hs}$, où σ_{hs} désigne P_0 qui la pression horizontale des terres au repos.

$$c_U = \frac{P_{LM} - \sigma_{hs}}{C_{ste}}$$

avec: $C_{ste} = 5,5$ si $P_{LM} - \sigma_{hs} \leq 0,4$ MPa
 $C_{ste} = 8$ si $0,4$ MPa $< P_{LM} - \sigma_{hs} < 1$ MPa
 $C_{ste} = 15$ si $P_{LM} - \sigma_{hs} \geq 1$ MPa

Figure 3.15 : Cohésion non drainée C_u en fonction de la pression limite nette P_l^* (Cassan, 1988) [16]

Par l'application des corrélations présentées ci-dessus, on obtient les résultats inscrits sur le tableau 3.12 pour chacune des couches de sol.

Tableau 3.12 : Résultats des corrélations

Paramètres mécaniques	R Remblai	S-1 Sable argileux	S-2 Argile sableuse	S-2-1 Sable argileux	S-4 Argile sableuse
Corrélations avec P_l^* - Vaillant & Catteau 2012					
P_l^* [Mpa]	1.24	0.39	0.27	0.25	1.67
Cohésion non drainée C_u / Angle de frottement non drainé ϕ_u					
C_u [KN/m ²]	-	-	40	-	*
ϕ_u [°]	-	-	10	-	*
Cohésion drainée C' / Angle de frottement drainé - ϕ'					
C' [KN/m ²]	8	11	20	12	15
ϕ' [°]	36	32	24	31	31
Corrélations avec I_c - Wilun & Starzewski 1975					
I_c	-	0.59	0.41	0.47	0.95
Cohésion non drainée - C_u					
ϕ_u [°]	-	16 - 10	2 - 0°	10 - 7°	*
Cohésion drainée C' / Angle de frottement drainé - ϕ'					
C' [KN/m ²]	-	20 - 15	40 - 10	15 - 2	60 - 50
ϕ' [°]	-	22 - 19°	10 - 5°	19 - 5°	17 - 14°
Corrélations avec I_p - Mitchel 1976 & Arora 2004					
I_p [%]		6,5	13,2	8,1	23,8
Angle de frottement drainé - ϕ'					
ϕ' [°]	-	38,63	33,90	37,13	30,15
ϕ' [°]	-	38,61	33,51	36,99	29,48
Corrélations avec P_l^* - Cassan 1988					
P_l^* [Mpa]	1.24	0.39	0.27	0.25	1.67
Cohésion non drainée - C_u					
C_u [KN/m ²]	82.67	70.91	49.09	45.45	*

*Résultat fourni par l'essai triaxial

Finalement, il convient de choisir les valeurs représentatives des différentes couches du sol, tout en évitant de surestimer ou de sous-estimer la résistance de notre sol. De ce fait, les valeurs retenues des paramètres mécaniques totaux et effectifs sont celles obtenues par les corrélations proposées par Vaillant & Catteau (2012), données en fonction de la pression limite pressiométrique.

Pour les couches de sol sableuses, le comportement drainé a été considéré, de ce fait, les paramètres totaux ont été confondus avec les paramètres drainés et réduits par un coefficient de 20% par mesure de sécurité.

Le tableau 3.13 résume les caractéristiques retenues et qui vont être utilisées dans les calculs présentés dans le chapitre 4.

Tableau 3.13 : Paramètres mécaniques totaux et effectifs retenus

Paramètres mécaniques	R Remblai	S-1 Sable argileux	S-2 Argile sableuse	S-2-1 Sable argileux	S-3 Argile sableuse	S-4 Argile sableuse
C_u [KN/m ²]	6	9	40	10	18	30
ϕ_u [°]	29	25	10	25	6	18
C' [KN/m ²]	8	11	20	12	15	15
ϕ' [°]	36	32	24	31	25	30

3.7 Synthèse des données de sol

Compte tenu des investigations menées, le site est marqué par la succession lithologique et les caractéristiques suivantes :

Tableau 3.14 : Description des couches de sol

Couche R : Remblai
Issue des dépôts de sols avoisinant le projet, cette couche sommitale est formée principalement d'éléments grossiers (graves, cailloux et blocs sub-arrondis et lavé) liés par une matrice argilo-sableuse, caractérisées par d'un poids volumique d'environ 21 KN/m³ . L'épaisseur moyenne est de 3.85m .
Couche S-1 : Sable marin parfois argileux gris brunâtre
Une mince couche d'une épaisseur moyenne de 1.90m , de consistance généralement lâche et se trouve localisée au centre de l'assiette du projet.
Couche S-2 : Argile peu plastique sableuse brune
La couche parfois devient sable argileux, d'une épaisseur moyenne de 3.60m , peu dense ($\gamma_a = 1.56$ T/m ³), dans un état non-plastique ($I_p = 13.2\%$), de consistance molle ($I_c = 0.41$), moyennement compressible ($C_c = 0.151$) et peu gonflante ($C_s = 0.013$), avec une faible résistance à la compression simple ($R_c = 48$ KPa).
Couche S-2-1 : Sable argileux brun
D'une épaisseur moyenne de 3.20m , de consistance généralement lâche.

Couche S-3 : Argile peu plastique gris noirâtre

La couche devient par endroits sableuse, elle est d'une épaisseur moyenne de plus de **35.4m**. Peu dense ($\gamma_d=1.51 \text{ g/cm}^3$), dans un état Peu-plastique ($I_p=15.9\%$), de consistance molle à ferme ($I_c=0.54$), moyennement compressible ($C_c=0.178$) et non gonflante ($C_s=0.019$), avec une faible résistance à la compression simple ($R_c=67 \text{ KPa}$).

Couche S-4 : Argile peu plastique parfois sableuse

La couche est jaune grisâtre présentant des petits graves, d'une épaisseur moyenne supérieure à **6.10m**, dense ($\gamma_d=1.74 \text{ g/cm}^3$), dans un état Peu-plastique ($I_p=23.9\%$), de consistance généralement très ferme à dure ($I_c=0.95$), à une résistance au cisaillement triaxial ($C_{cu}=30.0 \text{ KN/m}^2$, $\phi_{cu}=18.0^\circ$).

Le tableau 3.15 indique les caractéristiques physico-mécaniques retenues des différentes couches de sol.

Tableau 3.15 : Caractéristiques physiques et mécaniques des couches constituant le sol

Paramètres mécaniques	R Remblai	S-1 Sable argileux	S-2 Argile sableuse	S-2-1 Sable argileux	S-3 Argile sableuse	S-4 Argile sableuse
N60	-	5,4	4,4	1,36	10	28,4
P*lm [MPa]	1,24	0,39	0,27	0,25	0,75	1,67
Em [MPa]	10,96	1,3	1,66	1,15	4,67	14,8
γ [T/m ³]	2,1	2	1,96	2	1,93	2,08
γ' [T/m ³]	1,1	1	0,96	1	0,93	1,08
γ_d [T/m ³]	-	-	1,56	1,63	1,51	1,74
γ_s [T/m ³]	-	-	2,7	2,71	2,72	2,74
e	-	-	0,728	0,667	0,806	0,576
W	-	20,1	25,6	20	28,1	19,7
WL [%]	-	23,9	31,6	24,8	36,2	44,7
WP [%]	-	17,4	18,3	16,7	21,7	23,5
Ip [%]	-	6,5	13,2	8,1	15,9	23,8
Ic	-	0,59	0,41	0,47	0,54	0,95
VBS			< 2.30		0.7 à 2.4	< 5.80
Pc [KN/m ²]	-	-	173,8	210	184,3	-
Cc	-	-	0,151	0,129	0,178	-
Cs	-	-	0,013	0,011	0,019	-
Cv [200KPa] [x10 ⁻³ cm ² /s]	-	-	11,2	16,6	7	-
Cu [KN/m ²]	6	9	40	10	18	30
ϕ_u [°]	29	25	10	25	6	18
C' [KN/m ²]	8	11	20	12	15	15
ϕ' [°]	36	32	24	31	25	30

CHAPITRE 04 : DIMENSIONNEMENT ET CALCUL

4.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons calculer en premier lieu la capacité portante et les tassements du sol naturel sans le traitement par les colonnes ballastées. Ensuite, on fait le dimensionnement des colonnes ballastées, en déterminant le diamètre, la longueur, l'espacement entre les colonnes, les différents paramètres caractéristiques des colonnes ; une fois les paramètres fixés on procède au calcul de la capacité portante des colonnes ballastées à partir des essais pressiométriques selon la méthode définie dans les recommandations de COPREC 2011. On termine par l'application de modèle sur le logiciel STONEC pour l'estimation des tassements après traitement du sol et interpréter les résultats obtenus.

Dans la dernière partie de ce chapitre, on va présenter les résultats de calcul des palplanches, où on a considéré deux modèles, selon les caractéristiques du sol, à savoir, un modèle avec les caractéristiques initiales du sol et un deuxième modèle, dont les paramètres équivalents du sol traité par les colonnes ballastées ont été considérés.

4.2 Données du projet

4.2.1 Zone d'étude

Au préalable, on divise la zone d'étude en trois zones A, B et C selon la profondeur du sol à traiter, ce qui permet d'avantage de mieux figure 4.1

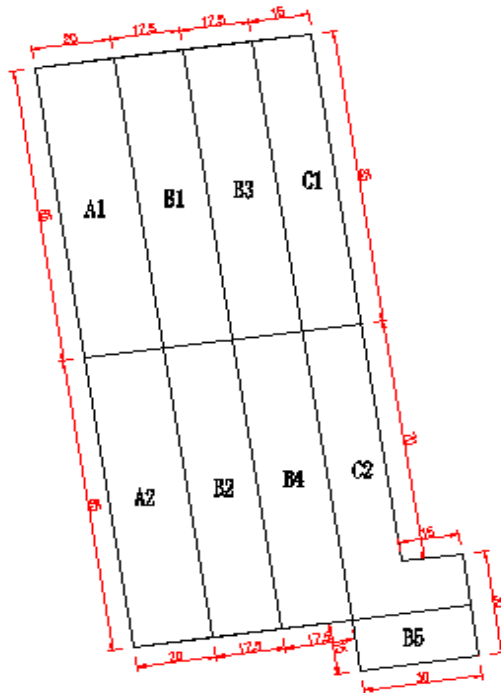


Figure 4.1 : Zonage de la consolidation

4.2.2 Caractéristique des différentes couches du sol

Pour rappel, les paramètres géotechniques des différentes couches de sol considérés dans nos calculs présentés dans ce chapitre sont résumés dans le tableau 4.1 suivant :

Tableau 4.1 : Caractéristiques des différentes couches du sol

Paramètres	R	S-1	S-2	S-2-1	S-3	S-4
N_{60}	-	5.4	4.4	1.36	10	28.4
P^*_{lm} [MPa]	1.24	0.39	0.27	0.25	0.75	1.67
E_m [MPa]	10.96	1.3	1.66	1.15	4.67	14.8
E_m/P_1	7.73	2.77	3.69	3.33	4.36	6.3
γ [T/m ³]	2.1	2	1.96	2	1.93	2.08
γ' [T/m ³]	1.1	1	0.96	1	0.93	1.08
γ_d [T/m ³]	-	-	1.56	1.63	1.51	1.74
γ_s [T/m ³]	-	-	2.7	2.71	2.72	2.74
σ_p [KN/m ²]	-	-	173.8	210	184.3	-
C_c	-	-	0.151	0.129	0.178	-
C_s	-	-	0.013	0.011	0.019	-

4.2.3 Aperçu général des travaux

Le poste 25 sera construit en structure de palplanche, raccordé avec le poste 24 existant du côté de l'est, la fondation du terre-plein en arrière du quai pour le dépôt de conteneur après l'exploitation sera consolidée au moyen de la colonne ballastée virbo-compactée, le nivellement du terrain existant est environ de +2.0m, l'excaver jusqu'à +1.00m pour l'exécution de la consolidation par la colonne, la superficie de consolidation est environ de 12575m², le nivellement de la réception du terrain à consolidation est de +0.00m. Ensuite la réalisation du revêtement du terre-plein d'une épaisseur de 2m, pour la partie ayant la cote excessive de +0.50m par rapport au nivellement de réception, sera compactée par le rouleau vibrant selon une épaisseur de 50m pour couche, pour que la densité sèche doive atteindre au moins à 95% de celle maximale. Les travaux de terrassement fera finalement niveler le terre-plein en arrière du quai jusqu'à le nivellement de référence +1.6m.

Dans ce qui suit, pour le calcul nous considérons la phase des travaux correspondante au remblaiement de la couche de TVC (Tout venant de carrière) d'une épaisseur de 2,0m d'enrochement.

4.3 Calcul de la capacité portante du sol non traité par la méthode de l'essai préssiométrique

Par analogie à l'expansion d'une sonde pressiométrique dans le sol, une proportionnalité entre la pression verticale limite q_1 d'une fondation et la pression pressiométrique limite P_1

est constatée, ce qui a permis l'utilisation de la méthode semi-empirique formulée par Luis Ménard en 1955 et développée depuis par divers organismes.

Selon les résultats des essais pressiométrique réalisés dans la zone d'études, on procède au calcul de la capacité portante du sol en place avant le traitement par la technique d'amélioration.

Le calcul a été établi au niveau des dix (10) sondages pressiométrique et se fait selon la méthodologie suivante : [17]

La contrainte limite q_l du sol est obtenue par la formule :

$$q_l = K_p P_{le}^* + q_0 \quad (4.1)$$

Avec :

K_p : Le facteur de portance pressiométrique fonction de la catégorie du sol étudié (Tableau 4.2), la fiche équivalente D_e et les dimensions de la fondation. Il est donné par la Tableau 4.4 conformément au fascicule 62 Titre V.

P_{le}^* : La pression limite équivalente, est la valeur moyenne géométrique des pressions limites nettes P_l^* dans la zone utile, soit égale à 1.5 fois la largeur B de la fondation qui s'étale de $[D, D+3.B/2]$ indiquée sur la figure 4.2. Elle est donnée par moyenne la formule (3.2) selon le fascicule 62 Titre V.

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{P_{l1}^* P_{l2}^* \dots P_{ln}^*} \quad (4.2)$$

q_0 : La contrainte verticale initiale à la base de la fondation après travaux de fondation.

P_l^* : La pression limite nette qui est égale à la différence entre la pression pressiométrique P_l et la pression horizontale des terres au repos à une profondeur donnée au moment de l'essai. Dans la zone utile, si $P_l^* > 1.5 P_{lmin}^*$, elle est limitée et remplacée par $1.5 P_{lmin}^*$.

D_e : La fiche équivalente, est la hauteur à partir de la surface du sol, le long de laquelle les pressions limites nettes P_l^* peuvent être remplacées par P_{le}^* .

Au final, la contrainte admissible q_a du sol est définie par l'expression :

$$q_a = K_p P_{le}^* / 3 + q_0 \quad (4.3)$$

Pour le cas de notre étude, la charge transmise au sol est de 146 KPa, correspondant à l'état limite ultime, déduite de la charge d'exploitation de 65 KPa et du remblai de 2m caractérisé par son poids volumique sec de 18KN/m³.

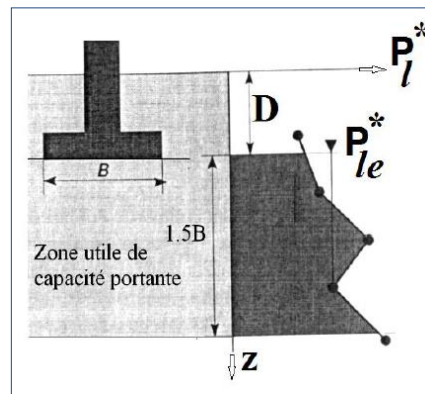


Figure 4.2 : Résistance limite équivalente nette en zone utile selon le DTU 13-12 [17]

Tableau 4.2 : Catégories conventionnelles des sols [17]

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

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

Tableau 4.3 : Valeurs du coefficient K_p (fascicule 62) [17]

TYPE DE SOL	EXPRESSION DE k_p
Argiles et limons A, craies A	$0,8 \left[1 + 0,25 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_f}{B} \right]$
Argiles et limons B	$0,8 \left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_f}{B} \right]$
Argiles C	$0,8 \left[1 + 0,50 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_f}{B} \right]$
Sables A	$\left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_f}{B} \right]$
Sables et graves B	$\left[1 + 0,50 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_f}{B} \right]$
Sables et graves C	$\left[1 + 0,80 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_f}{B} \right]$
Craies B et C	$1,3 \left[1 + 0,27 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_f}{B} \right]$
Marnes, marno-calcaires, roches altérées	$\left[1 + 0,27 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_f}{B} \right]$

Pour nos calculs, on a considéré d'un radier correspondant à un plot de 10x10m du revêtement rigide du terre-plein de 35cm d'épaisseur en béton armé, à la côte d'arase des colonnes ballastées à +0.00. D'où, la fiche équivalente est nulle, et la zone utile de la capacité portante du sol sous la fondation $D+1.5B$ est de 15m située à la cote -17.00m.

Le tableau 4.4 présente les valeurs des contraintes admissibles calculées au niveau de chaque sondage pressiométrique, dont la valeur minimale est de **126.9 KPa** au droit de sondage **A4**. Cependant, les valeurs de la contrainte admissible au niveau des autres sondages, mis à part les sondages A-06 et A-09, sont relativement satisfaisantes.

Les détails et résultats de calcul sont donnés par les tableaux joints en **Annexe C1** pour chaque sondage.

**Tableau 4.4 : Récapitulatif des contraintes admissibles au niveau des sondages
pressiométrique**

Sondage pressiométrique	q_a [KPa]	Sondage pressiométrique	q_a [KPa]
A 01	258.3	A 06	142.9
A 02	304.4	A 07	151.8
A 03	225.0	A 08	196.7
A 04	126.9	A 09	141.8
A 05	184.0	A 10	173.1
La contrainte admissible minimale [KPa]			126.9

4.4 Calcul des tassements du sol avant renforcement

Afin de déterminer les tassements du sol avant le traitement par la technique d'amélioration, on a opté pour deux approches. La méthode à partir de l'essai in-situ pressiométrique qui correspond le mieux aux sols pulvérulents qu'aux sols fins saturés existant dans la formation géologique de notre site. Et la méthode des tassements à partir de l'essai au laboratoire, l'essai œdométrique pour les couches de sol fin (S2, S3) constituant le sol du site.

Pour une meilleure précision, on évalue le tassement dans chacune des trois (03) zones de site vu l'hétérogénéité aussi verticale que latérale du sol.

4.4.1 Méthode pressiométrique

Dans cette partie, on procède au calcul des tassements pour les dix (10) sondages réalisés dans les trois (03) zones d'étude du sol avant le traitement par la technique d'amélioration. Le tassement total par la méthode pressiométrique est évalué par l'expression générale suivante, qui englobe le tassement sphérique et déviatorique :

$$S = \frac{4}{18 E_{md}} (q - \sigma_{v0}) B_0 \left[\lambda_d \frac{B}{B_0} \right]^\alpha + \frac{\alpha}{9 E_{ms}} (q - \sigma_{v0}) \lambda_s B \quad (4.4)$$

Dans laquelle :

B_0 : Largeur de référence égale à 60cm,

B : Largeur de fondation,

q : Composante normale de la contrainte du sol sous la fondation pour l'Etat Limite de Service exprimée en MPa,

σ_{v0} : Contrainte verticale due au poids des terres avant travaux de fondation,

λ_d, λ_s : Coefficients de forme, fonction de la géométrie de la fondation (Tableau 4.5),

α : Coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol (Tableau 4.6),

E_{md}, E_{ms} : Modules pressiométriques définis dans les domaines déviatoriques et sphériques respectivement.

Le calcul des modules équivalents E_{md} et E_{ms} est mené conformément aux recommandations de Ménard, comme ce qui suit en divisant le sol sous la fondation en 16 tranches, chacune épaisse de $B/2$: [17]

- $E_{ms} = E_1 =$ Moyenne harmonique des n modules pressiométrique dans l'hémisphère, déterminé par la formule suivante:

$$\frac{n}{E_1} = \sum_{k=1}^n \frac{1}{E_k} \tag{4.5}$$

- E_{md} peut être déterminé aussi par l'expression suivante :

$$\frac{4}{E_{md}} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85 \cdot E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} + \frac{1}{2.5 \cdot E_{6-8}} + \frac{1}{2.5 \cdot E_{9-16}} \tag{4.6}$$

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

D'autre part, dans le cas où les valeurs de E_9 à E_{16} ne sont pas connues, mais considérées supérieures aux valeurs sus-jacentes, E_{md} se calcule par la formule :

$$\frac{3.6}{E_{md}} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85 \cdot E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} + \frac{1}{2.5 \cdot E_{6-8}} \tag{4.7}$$

De la même manière, si E_6 à E_8 ne sont pas connues, E_{md} est donné par :

$$\frac{3.2}{E_{md}} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85 \cdot E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} \tag{4.8}$$

Tableau 4.5 : Valeurs des coefficients de forme [17]

L/B	cercle	1	2	3	5	20
λ_s	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50
λ_d	1.00	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65

Tableau 4.6 : Valeurs du coefficient α selon Ménard [17]

Type	Tourbe		Argile		Limon		Sable		Grave	
	E_m/P_1	α	E_m/P_1	α	E_m/P_1	α	E_m/P_1	α	E_m/P_1	α
Surconsolidé ou très serré	---	---	> 16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalement consolidé ou normalement serré	---	1.0	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Sous-consolidé altéré et Remanié ou lâche	---	---	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	---	---

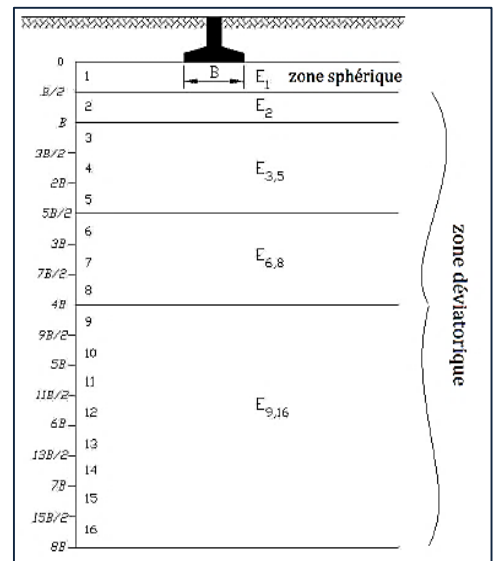


Figure 4.3: Décomposition du terrain pour le calcul des modules équivalents [17]

Afin de procéder au calcul, un plot de dallage de 10mx10m a été considéré, et les résultats ont révélé, une valeur maximale de tassement est de **12.60cm** au niveau de sondage pressiométrique **A-04**, et la valeur minimale est de 1.4cm qui désigne une hétérogénéité des déformations de l'assiette du projet, le tableau 4.7 suivant résume les valeurs trouvés pour chaque sondage préssiométrique.

Les détails et résultats de calcul sont donnés par les tableaux joints en **Annexe C2.1** pour chaque sondage.

Tableau 4.7 : Récapitulatif des tassements calculés par la méthode pressiométrique

Sondage pressiométrique	Tassement [cm]	Sondage pressiométrique	Tassement [cm]
A 01	3.3	A 06	8.8
A 02	1.4	A 07	5.9
A 03	4.6	A 08	2.4
A 04	12.6	A 09	4.0
A 05	4.9	A 10	6.0

4.4.2 Tassement à partir de l'essai de compressibilité œdométrique

Cette méthode permet d'évaluer le tassement des couches de sol fin à la fin de consolidation sous une surcharge d'où le raisonnement par les contraintes effectives. [15]

En prenant la référence des profondeurs à la base de la fondation, et découpant le sol en N couches suffisamment minces jusqu'à la base du sol étudié.

Le tassement au niveau de chaque couche sous la contrainte σ'_v , dépend de la position de la contrainte effective σ'_v par rapport à la contrainte de préconsolidation σ'_c , tel que :

- Si $\sigma'_{v0} < \sigma'_p$ et $\sigma'_v > \sigma'_p$, état surconsolidé, on a :

$$S_c(i) = \frac{H(i)}{1+e_0(i)} (C_s(i) \text{Log}_{10} \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}} + C_c(i) \text{Log}_{10} \frac{\sigma'_v}{\sigma'_c}) \quad (4.9)$$

- Si $\sigma'_{v0} < \sigma'_p$ et $\sigma'_v < \sigma'_p$, état surconsolidé, on a :

$$S_c(i) = \frac{H(i)}{1+e_0(i)} (C_s(i) \text{Log}_{10} \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}) \quad (4.10)$$

- Si $\sigma'_{v0} > \sigma'_p$ et évidemment $\sigma'_v > \sigma'_p$, état sous consolidé, on a :

$$S_c(i) = \frac{H(i)}{1+e_0(i)} (C_c(i) \text{Log}_{10} \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}) \quad (4.11)$$

Avec : $\sigma'_v = \sigma'_0 + \Delta\sigma_v$

e_0 : Indice des vides

Cs: Indice de compression

Cc: Indice de gonflement

σ'_v : Contrainte effective à la profondeur calculée

σ'_0 : Contrainte effective due au poids des terres

$\Delta\sigma_v$: Contraintes dues aux surcharges

Pour tenir compte des déformations latérales, le tassement œdométrique est corrigé par le facteur μ_k correspondant à chaque couche k du sol selon sa compressibilité.

Au final, le tassement total est donné par la somme des tassements des n couches considérées.

$$S_c = \sum \mu_k \cdot S_c^{oed} = [\alpha' \cdot (1 - A) + A] \cdot S_c^{oed} \quad (4.12)$$

Avec :

μ_k : Facteur de correction de la couche k

α' : Coefficient de la géométrie et l'épaisseur de la couche de sol donnée par le Tableau 4.8

A : Coefficient de pression interstitielle ou coefficient de Skempton, donné par le Tableau 4.9

Tableau 4.8 : Valeurs du coefficient α' [15]

H/B	0.0	0.25	0.50	1.0	2.0	4.0	10.0	∞
Fondation circulaire	$\alpha=1.0$	0.67	0.50	0.38	0.30	0.28	0.26	0.25
Fondation continue	$\alpha=1.0$	0.74	0.53	0.37	0.26	0.20	0.14	0.00

Tableau 4.9 : Marge recommandées du coefficient A de Skempton [15]

Sol	Marge de A
Argile molle	$A > 1.00$
Argile normalement consolidée	0.50-1.00
Argile surconsolidée	0.25-0.50
Argile sableuse fortement surconsolidée	0.00-0.25

Dans notre cas, le calcul est établi à la phase de réalisation de terrassement à la cote +0.00 NGA (Nivellement Général Algérien), dans laquelle le remblai de 2m d'épaisseur mis en place est pris comme une surcharge. Il a été considéré également comme une surcharge, les couches (la couche de remblai R préexistant et la couche sableuse S1) surmontantes la couche argileuse S2.

De ce fait, l'augmentation de surcharge appliquée pour le calcul au niveau des sondage carottés, est considérée comme la somme de, la charge d'exploitation (65 KPa) , la charge du remblai à mettre en place caractérisé par son poids volumique de 18KN/m³, ainsi la charge des couches supérieures suscitées.

La référence des profondeurs a été considérée au niveau de la limite supérieure de la première couche argileuse S2.

La méthode des tranches a été appliquée dans cette partie de calcul, où le sol est découpé en tranche d'épaisseur $H_i = 2m$ et les contraintes sont estimées au milieu de chacune d'elles.

L'épaisseur totale du sol considérée est de 35 m, ce qui mène à l'utilisation de la méthode de Newmark pour l'évaluation de l'augmentation des contraintes au niveau de chaque couche du sol estimé d'une épaisseur infinie ($H > 2B+L$).

Les résultats de calculs de tassement œdométriques ont donné des valeurs non admissibles, où la valeur maximale de 12.7 cm a été trouvée au niveau du sondage pressiométrique B-01 dans la zone A à l'arrière du terre-plein, qui désigne une hétérogénéité des déformations de l'assiette du projet, le tableau 4.10 suivant résume les valeurs des tassements œdométriques trouvés :

Les détails et résultats de calcul des tassements oedométriques pour les sondages carottés (B-01, B-03, B-04, B-05) sont donnés par les tableaux joints en **Annexe C2.2**.

Tableau 4.10 : Récapitulatif des tassements œdométriques

Sondage carotté	Surcharge [KPa]	$S_{c\ oed}$ [cm]	Tassement [cm]
B-01	185	12.7	9.4
B-03	166	11.3	8.5
B-04	145	9.0	6.9
B-05	162	11.9	8.9

4.4.3 Conclusion :

Selon les résultats des calculs menés dans cette partie de chapitre, du sol caractérisé par ses paramètres initiaux, sous la charge d'exploitation projetée pour le fonctionnement du quai qui est de l'ordre de 65 KPa , au niveau des sondages pressiométriques et sondages carottés, il en résulte, ce qui suit :

Concernant la capacité portante du sol, les résultats des calculs par la méthode pressiométriques ont été variables d'une zone à l'autre, où on trouve des valeurs moyennes à de faibles et inadmissibles valeurs.

D'autre part, les tassements retrouvés sur la majorité de la zone d'étude, sont d'amplitudes supérieures à la valeur de tassement admissible de 5 cm exigée par le maître d'ouvrage vu la sensibilité des installations projetées au niveau du quai et leur fonctionnement.

Par conséquent, une amélioration de sol est nécessaire dans le but de réduire voir éliminer les tassements au niveau de terre-plein du quai et d'augmenter la capacité portante du sol. La granulométrie du sol, la nature et l'environnement du site, nous mène à opter pour le renforcement du sol par les colonnes ballastées.

Cette technique de renforcement du sol, non seulement répond aux exigences du projet, en réduisant les tassements du sol et améliorant sa capacité portante, mais aussi correspond le mieux pour ce type d'ouvrage dans un milieu marin. D'autre part, elle offre une célérité de la réalisation des travaux et une durée de vie relativement longue comparée à d'autres techniques d'amélioration du sol vis-à-vis l'agressivité particulière de ce milieu.

4.5 Dimensionnement et justification des colonnes ballastées

Selon les résultats, des essais in-situ (essai pressiométrique et essai de pénétromètre standard SPT) et les essais au laboratoire, l'amélioration du sol par les colonnes ballastées peut être adoptée conformément aux exigences des limites du domaine d'application de ce type de traitement du sol à savoir, la granulométrie du sol et la pression limite nette P_1 comprise entre 150 et 400 KPa. (cf tableau 1.1).

Pour le cas de notre projet, le matériau d'apport des colonnes est un ballast de catégorie **15 mm à 40mm** caractérisé par un angle de frottement φ_c de **40°** et un module élastique E_c de **60 MPa**.

4.5.1 Dimensions et disposition des colonnes ballastées

4.5.1.1 Dimensions des colonnes ballastées

La méthode de réalisation des colonnes ballastées choisie dans le cas de notre projet est la voie humide, qui convient le mieux à la nature de site situé en zone côtière et l'aisance de sa mise en œuvre vue l'hétérogénéité du sol. De ce fait, le diamètre des colonnes ballastées est relativement supérieur si la réalisation serait par la méthode sèche.

Une étude paramétrique a été établie à l'aide d'un logiciel spécialisé dans le calcul des colonnes ballastée, StoneC version v.6.2.1.2 qu'on va présenter dans le chapitre 4.5.2.2.i, dont les résultats ont montré qu'un diamètre de 80 cm donne des résultats satisfaisants pour les tassements et la capacité portante du sol (Tableau 4.11).

Tableau 4.11 : Etude paramétrique de Diamètres des colonnes ballastées

Var. Diam. (m)	Settle wo. (cm)	Settle with impr. (cm)	Bear. Cap. FS	Var. Diam. (m)	Settle wo. (cm)	Settle with impr. (cm)	Bear. Cap. FS
0.50	12.72	7.78	8.20	0.55	12.72	7.26	8.26
0.60	12.72	6.75	8.31	0.65	12.72	6.16	8.37
0.70	12.72	5.67	8.43	0.75	12.72	5.21	8.48
0.80	12.72	4.78	8.54	0.85	12.72	4.38	8.59
0.90	12.72	4.01	8.63	0.95	12.72	3.66	8.68
1.00	12.72	3.34	8.72	1.05	12.72	3.05	8.76
1.10	12.72	2.77	8.80	1.15	12.72	2.53	8.84
1.20	12.72	2.30	8.87				

Au final, on a opté pour un diamètre des colonnes ballastées égale à **0,80 m** et une longueur de **15m** pour les colonnes positionnées dans la zone A, qui sont d'un tassement moyen par rapport à la zone du milieu et celle proche de la ligne d'implantation de la magistrale du quai où on opte pour une longueur de **25m** au niveau des zones B et C.

4.5.1.2 Disposition des colonnes ballastées

i. Mailles de référence :

Selon les recommandations du COPREC 2011, la maille du réseau de colonnes doit vérifier les critères des deux mailles de référence :

- Maille maximale de 9 m^2 avec un taux de substitution supérieur à 3 %;
- Maille minimale de $2,25\text{m}^2$.

Un maillage carré a été adopté pour la disposition des colonnes ballastées, et trois (03) valeurs d'entraxes ont été proposées, 1.6m, 1.8m et 2.00m, correspondant respectivement aux taux de substitution de 19.62%, 15,50% et 12,56%. Dans le cadre des essais de calibrage, trois (03) planches d'essais ont été mises en œuvre avec les différents entraxes, dont cinq (05) essais de pénétration dynamique lourd (PDL) ont été réalisés au niveau de chacune des planches d'essai. (figure 4.4)

Les résultats des essais (voir Annexe C3) ont révélé que l'entraxe de 1.60m des colonnes qui a adonné le résultat acceptable, où une résistance à la pointe R_d a atteint la valeur de **10 MPa** exigée par les recommandations.

La zone traitée s'étale sur $12\,575 \text{ m}^2$ et le nombre total des colonnes est d'environ 5 433 colonne avec un taux de substitution $a = 19.62\%$.

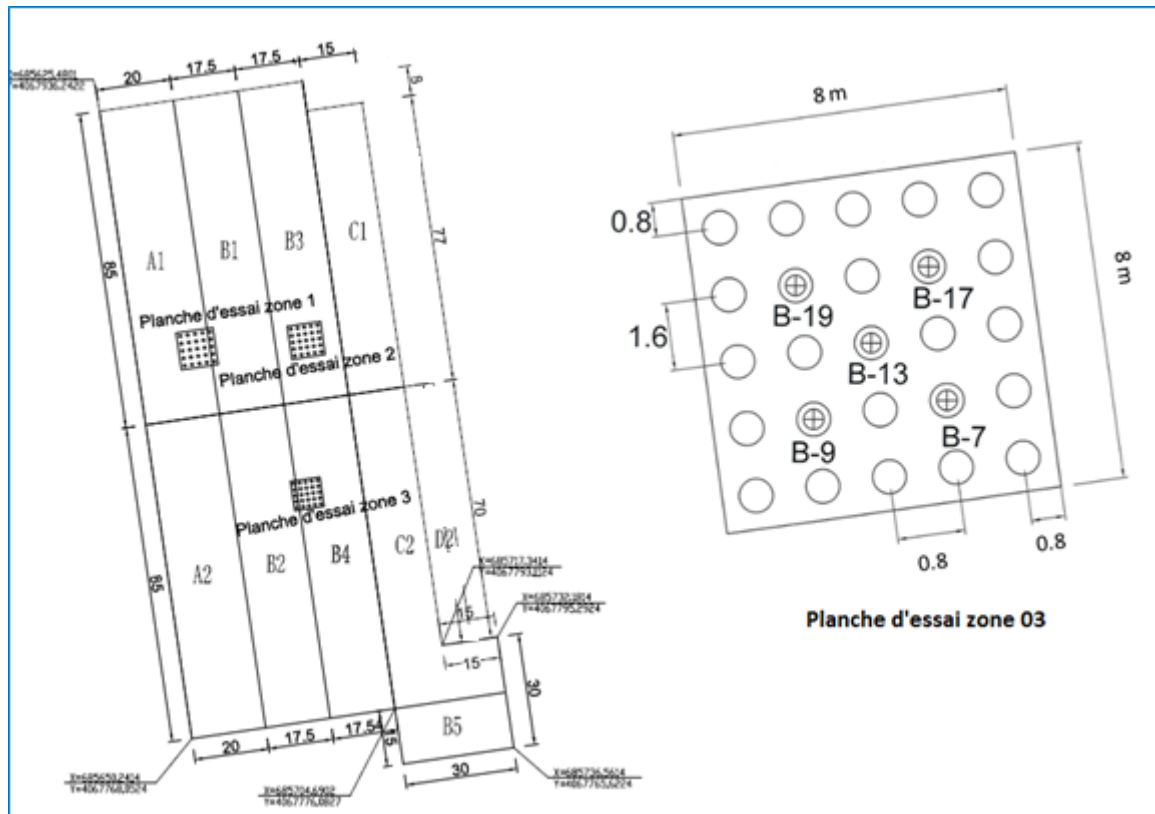


Figure 4.4 : Disposition des planches d'essais et détails de la planche N°03

4.5.2 Justification des colonnes ballastées

Au niveau du quai de poste 25, les charges a considérées dans nos calculs sont 100 KPa et 146 KPa correspondantes aux états limites de service et ultime respectivement.

4.5.2.1 Justification en termes des contraintes :

Afin d'estimer la contrainte admissible des colonnes ballastées, on détermine en premier lieu la contrainte de rupture en utilisant les formules déjà mentionnées dans le chapitre 1.3.5, selon les modes de rupture des colonnes.

Pour procéder au calcul de la contrainte de rupture par expansion latérale, on détermine la pression limite nette équivalente P_{le}^* au niveau de chaque sondage pressiométrique sur toute la hauteur du profil à traiter, qui est d'une valeur de 15m pour les sondages A-01 et A-02, et une hauteur de 25 m pour les autres sondages.

Conformément aux recommandations COPREC 2011, la pression limite nette équivalente P_{le}^* est déterminée comme ce qui suit : [7]

- Le sol est décomposé en tranche d'épaisseur égale à deux fois le diamètre D des colonnes ballastées.

- Soit Z la profondeur du milieu de la tranche qui s'étale de $[D-Z \text{ à } D+Z]$, on détermine P_{le}^* au niveau de chaque tranche notée $P_{le}^*(z)$ et qui égale à la moyenne géométrique des P_l^* sur une hauteur de $2 \phi_{CB}$ centrée sur z , mais limitée à 1,5 fois la plus faible valeur des P_l^* sur cette hauteur $2 \phi_{CB}$.
- On retient la valeur de P_{le}^* minimale de toutes les tranches et soit $P_{le\ min}^*$

Les résultats détaillés de chaque sondage sont donnés dans l'Annexe C4.

Le tableau 4.12 suivant résume les valeurs des pressions limites nettes équivalentes trouvées et la valeur retenue $P_{le\ min}^*$ qui représente l'étreinte du sol σ_r .

Tableau 4.12 : Récapitulatif des pressions limites équivalentes

Sondage pressiométrique	P_{le}^* [Kpa]	Sondage pressiométrique	P_{le}^* [Kpa]
A 01	371.0	A 06	302.5
A 02	567.2	A 07	247.8
A 03	286.6	A 08	177.6
A 04	186.0	A 09	181.3
A 05	283.6	A 10	346.8
L'étreinte du sol $\sigma_r = P_{le\ min}^*$ [Kpa]			177.6

i. Rupture par expansion latéral :

Selon la formule (1.14) : $q_{re} = \sigma_r \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_c}{2}\right)^2$,

avec :

$$\sigma_r = P_{le\ min}^* = 177.6 \text{ Kpa},$$

et comme l'angle de frottement des ballasts ϕ_c' est de l'ordre de 40° , on a donc :

$$q_{re} = 4.60 * \sigma_r$$

De ce fait, la contrainte de rupture par expansion est égale à :

$$q_{re} = 817 \text{ Kpa}$$

ii. Rupture par poinçonnement :

Selon les recommandations du COPREC 2011, la longueur minimale à adopter pour la colonne ballastée permet d'éviter le risque de son poinçonnement en assurant l'équilibre de la résistance du sol, tel que :

$$\text{ELU : } L_c \geq R_c [(\gamma_{ELU} \cdot \sigma_{0ELU} / C_u) - 9]/2 \quad (1.16a)$$

$$\text{ELS : } L_c \geq R_c [(\gamma_{ELS} \cdot \sigma_{0ELS} / C_u) - 9]/2 \quad (1.16b)$$

Et pour notre cas d'étude, on a : $\sigma_{0ELU} = 146 \text{ kPa}$ et $\sigma_{0ELS} = 100 \text{ kPa}$

$R_c = 0.4 \text{ m}$, $\gamma_{ELU} = 1.5$, $\gamma_{ELS} = 2$ et $\gamma_c = 24.35 \text{ KN/m}^3$ et $C_u = 9 \text{ KPa}$

Ce qui donne : $L_{c \min} = 3.10 \text{ m}$ à l'ELU et $L_{c \min} = 2.70 \text{ m}$ à l'ELS,

On constate que les longueurs de colonne choisies sont conformes vis-à-vis le poinçonnement. De ce fait, le risque de poinçonnement est considéré éliminé.

On a aussi un sol multicouche, et selon les recommandations COPREC 2011, il convient alors d'utiliser la formule (1.16) suivante pour le calcul de la contrainte de rupture au poinçonnement:

$$q_{rp} = 9C_{up} + L_c (2C_{um} / R_c - \gamma_c)$$

avec :

γ_c : poids volumique de la colonne,

L_c : longueur de la colonne,

R_c : rayon moyen de la colonne,

C_{up} : cohésion du sol à la base de la colonne,

C_{um} : cohésion moyenne du sol sur la hauteur de la colonne.

Pour $C_{up} = 18 \text{ KPa}$ et $C_{um} = 9 \text{ KPa}$, on obtient les valeurs suivantes pour chaque longueur :

- Pour $L_c = 15\text{m}$, $q_{rp} = 501.75 \text{ KPa}$
- Pour $L_c = 25\text{m}$, $q_{rp} = 728.25 \text{ KPa}$

iii. Rupture par cisaillement généralisé

Dans notre cas, d'une part, les colonnes ballastées sont d'une longueur minimale de 15m ce qui est supérieur à quatre fois le diamètre ($4 \cdot D_c$) des colonnes, ce qui ne correspond pas au cas d'une colonnes courte. D'autre part, les caractéristiques du sol et celles du ballast utilisé sont différents, ce qui exclut le risque de rupture par cisaillement généralisé des colonnes ballastées conformément aux recommandations de COPREC 2011.

iv. Contrainte admissible des colonnes ballastées

A partir des contraintes de rupture par expansion latérale et de poinçonnement déterminées ci-dessus, la contrainte de rupture de la colonne est de :

$$q_r = \sigma_{c \text{ lim}} = \text{Min} \{ q_{re}, q_{rp}, 1,6 \text{ MPa} \}$$

Ce qui en résulte :

- $q_r = 501.75 \text{ KPa}$ pour les colonnes de 15 m de longueur ;
- $q_r = 728.25 \text{ KPa}$ pour les colonnes de 25 m de longueur ;

On déduit les contraintes admissibles aux états limites pour chaque type de colonnes, qui sont résumées dans le tableau 4.13 suivant :

Tableau 4.13 : Récapitulatif des contraintes admissible des colonnes

Colonne ballastée	q_r [KPa]	$q_{aELU} = q_r / 1.5$ [KPa]	$q_{aELS} = q_r / 2$ [KPa]
L = 15 m	501.75	334.5	250.875
L = 25 m	728.25	485.5	364.125

Dans notre cas les contraintes du projet sont de l'ordre de 100 KPa à l'état limite de service et de 146 KPa pour l'état limite ultime.

On constate que la contrainte admissible de la colonne ballastée est nettement supérieure aux valeurs exigées. Par conséquent le prédimensionnement des colonnes ballastées est retenues à ce stade de vérification.

Il convient de rappeler que seul l'essai de chargement des colonnes ballastées qui donnera le résultat final de la capacité de la colonne par mesure de tassements tout en appliquant une charge de une fois et demi la charge d'exploitation.

4.5.2.2 Justification en termes de tassements

Pour le calcul du tassement dans les colonnes ballastées, il est nécessaire d'utiliser un logiciel pour établir un calcul numérique, de ce fait, on a utilisé le programme StoneC de version v.6.2.1.2 développé par le groupe grec Geologismiki.

i. Aperçu sur le logiciel StoneC

Ce logiciel a été testé et approuvé par The Vibroflotation Group, et a fait ces preuves en donnant des résultats généralement cohérents. Tous les calculs sont faits selon la méthode publiée par Heinz J.Priebe dans la revue « Ground Engineering » en décembre 1995.

Les principales caractéristiques du programme StoneC sont :

- Exécute les calculs de dimensionnement selon la méthode de Priebe,
- Permet d'effectuer les maillages rectangulaires et triangulaires des colonnes ballastées,
- Indique la variation du diamètre le long d'une colonne selon les couches de sol,
- Permet d'introduire les fondations de type rectangulaire ou circulaire,
- Calcul les tassements selon la norme DIN 4019, pour les charges verticales centrées,
- Calcul la capacité portante selon la méthode décrite par Priebe, en introduisant ou sans les facteurs partiels de l'Eurocode 7 (Final EN 1997-1 : 2004)
- Etablie un rapport des résultats de calculs.

ii. Caractéristiques des couches du sol

Avant de lancer les calculs, il y a lieu de définir les caractéristiques de chacune des couches de sol ainsi des ballasts. On procède au calcul au niveau des quatre sondages carottés, le sondage B-01 de la zone A, le sondage B-03 de la zone B, et les sondages B-04 et B-05 de la zone C.

Il a été considéré, dans ces modèles, une surcharge de 100 KPa correspondant à l'état limite de service, incluant la couche de remblai située au-dessus de la côte d'arase des colonnes ballastées à +0.00.

Le tableau suivant présente les paramètres des couches de sol sur lesquels le calcul a été lancé au niveau des sondages B-01 de la zone A, le sondage B-03 de la zone B, et les sondages B-04 et B-05 de la zone C.

Tableau 4.14 : Paramètres des couches du sol-Sondage carotté-B 01, B 03, B 04 et B 05

Sondage carotté - B 01 - Zone A									
Z [m]	Lithologie	E_m [MPa]	E_m/P_1	α	E_s [MPa]	γ [KN/m ³]	ν	C'	ϕ'
4	R	10.96	7.73	0.33	32.88	21	0.33	8	36
6.3	S2	1.66	3.69	0.50	3.32	19.6	0.33	20	24
15	S3	4.67	4.36	0.50	9.34	19.3	0.33	15	25
25*		4.67	4.36	0.5	9.34	19.3	0.33	15	25
Sondage carotté - B 03 - Zone B									
Z [m]	Lithologie	E_m [MPa]	E_m/P_1	α	E_s [MPa]	γ [KN/m ³]	ν	C'	ϕ'
3.6	R	10.96	7.73	0.33	32.88	21	0.33	8	36
7	S2	1.66	3.69	0.50	3.32	19.6	0.33	20	24
25	S3	4.67	4.36	0.50	9.34	19.3	0.33	15	25
41.9*	S3	4.67	4.36	0.50	9.34	19.3	0.33	15	25
48*	S4	14.8	6.3	0.5	29.6	20.8	0.33	15	30
Sondage carotté - B 04 - Zone C									
Z [m]	Lithologie	E_m [MPa]	E_m/P_1	α	E_s [MPa]	γ [KN/m ³]	ν	C'	ϕ'
1.5	S1	1.3	2.77	0.33	3.9	20	0.33	11	32
6.5	S2	1.66	3.69	0.50	3.32	19.6	0.33	20	24
25	S3	4.67	4.36	0.50	9.34	19.3	0.33	15	25
35*	S3	4.67	4.36	0.50	9.34	19.3	0.33	15	25
Sondage carotté - B 05 - Zone C									
Z [m]	Lithologie	E_m [MPa]	E_m/P_1	α	E_s [MPa]	γ [KN/m ³]	ν	C'	ϕ'
1.8	R	10.96	7.73	0.33	32.88	21	0.33	8	36
3.5	S1	1.3	2.77	0.33	3.9	20	0.33	11	32
6.5	S2	1.66	3.69	0.50	3.32	19.6	0.33	20	24
25	S3	4.67	4.36	0.50	9.34	19.3	0.33	15	25
35*	S3	4.67	4.36	0.5	9.34	19.3	0.33	15	25

*Couche de sol non traité par les colonnes ballastées.

iii. Données relatives aux colonnes ballastées

Le matériau d'apport est caractérisé par un poids volumique $\gamma_{col}^{sat} = 24.35 \text{ kN/m}^3$, un angle de frottement $\phi' = 40^\circ$ (matériau concassé), un module élastique $E_{col} = 60 \text{ MPa}$ et un coefficient de poisson $\nu = 0.33$.

Le niveau de la nappe est supposé à +0.00 NGA

Les colonnes sont d'un diamètre de 80cm, elles sont implantées avec un maillage carré de 1.60m x 1.60m. Les colonnes sont de 15m de longueur au niveau de la zone A, par ailleurs, au niveau de la zone B et la zone C, elles sont fondées à -25m.

iv. Interprétation des résultats

Les résultats de calcul des tassements à l'aide du logiciel StoneC selon la méthode Priebe après traitement du sol par les colonnes ballastées sont résumés sur le tableau 4.15 suivant :

Tableau 4.15 : Tassement du sol traité et facteur de la capacité portante calculés par le logiciel StoneC

Sondage N°	Longueur de colonne	Maillage	Tassement du sol calculé *	Tassement du sol traité	F capacité **	Remarques
B-01	15 m	Carrée 1.6 m x 1.6m	12.7	3.39	10.38	Acceptable
B-03	25 m	Carrée 1.6 m x 1.6m	11.3	3.77	10.06	Acceptable
B-04	25 m	Carrée 1.6 m x 1.6m	9.0	6.58	7.27	Non admissible
B-05	25 m	Carrée 1.6 m x 1.6m	11.9	4.83	9.11	Acceptable

*Tassements calculés par méthode œdométrique, voir tableau 2.5 et Annexe C2.

**Facteur de sécurité de la capacité portante

On constate une réduction remarquable des tassements et une augmentation du coefficient de la capacité portante, au niveau des zones des trois sondages carottés B-01, B-03 et B-05. Cependant, au niveau de la zone du sondage carotté B-04, les tassements restent non admissibles. Afin de diminuer ces tassements, on a opté pour un maillage triangulaire local au niveau de la zone de sondage B-04 au lieu d'augmenter le diamètre. Le résultat s'avère satisfaisant, où le tassement est réduit jusqu'à **3.97 cm** au lieu de **6.58cm** avec une augmentation du coefficient de la capacité portante d'un facteur de sécurité amélioré d'une valeur de **7.57**. On retient alors, le résultat final de l'amélioration par les colonnes ballastées de notre site tel que résumé par le tableau suivant :

Tableau 4.16 : Tassement du sol traité et facteur de capacité portante calculés par le logiciel StoneC

Sondage N°	Longueur de colonne	Maillage	Tassement du sol calculé *	Tassement du sol traité	F capacité **	Remarques
B-01	15 m	Carrée 1.6 m x 1.6m	12.7	3.39	10.38	Acceptable
B-03	25 m	Carrée 1.6 m x 1.6m	11.3	3.77	10.06	Acceptable
B-04	25 m	Triangulaire 1.6m	9.0	3.97	7.57	Acceptable
B-05	25 m	Carrée 1.6 m x 1.6m	11.9	4.83	9.11	Acceptable

4.5.2.3 Conclusion

D'après les résultats obtenus dans cette partie de présent chapitre de calcul, où on détermine le taux d'amélioration de notre sol par l'introduction des inclusions souples, il a été trouvé des résultats satisfaisants vis-à-vis le tassement, où la valeur maximale est de 4.83cm qui reste admissible ainsi que la capacité portante du sol, avec un facteur de sécurité minimal égale à 7.57.

Au final, il a été retenu un diamètre de 80cm pour toutes les colonnes ballastées espacées de 1.60m, et un maillage carré au niveau de tout le site avec un taux de substitution de 24.6%, mis à part la zone au tour du sondage B-04 de la zone C, où les colonnes seront implantées selon un maillage triangulaire d'un taux de substitution égale à 44.8%.

4.5.2.4 Détermination des paramètres équivalents

Afin de pouvoir estimer l'impact du renforcement par les colonnes ballastées sur la structure du quai, on va procéder dans la dernière partie de ce chapitre au calcul de dimensionnement de la structure du quai qui s'agit d'un écran de soutènement en rideau de palplanche.

Afin de définir le modèle du sol traité, il y a lieu de déterminer les caractéristiques équivalentes du sol amélioré en fonction du coefficient d'amélioration calculé par la méthode de Priebe, dont on va déterminer par le logiciel StoneC.

De ce fait, on a choisi la coupe lithologique au droit de sondage pressiométrique du profil 6-6' au milieu du site et qui est croisée par le profil 2-2' (voir figure 3.11 et 3.7) qui passe par l'implantation de la magistrale du quai ou seront implantées les palplanches.

Les caractéristiques des couches de sol à considérer dans le calcul des paramètres d'amélioration sont résumées dans le tableau 4.17 suivant :

Tableau 4.17 : Paramètre du sol - Sondage carotté – A 10 - Zone C

Sondage pressiométrique A10 - zone C - paramètres homogénéisés											
Z [m]	Lithologie	E_m [MPa]	E_m/P_1	α	E_s [MPa]	γ [KN/m ³]	ν	C_u [KPa]	C' [KPa]	ϕ_u°	ϕ'°
1.6*	R	10.96	7.73	0.33	32.88	21	0.33	6	8	29	36
2.7	R	10.96	7.73	0.33	32.88	21	0.33	6	8	29	36
4.2	S1	1.3	2.77	0.33	3.9	20	0.33	9	11	25	32
8.2	S2	1.66	3.69	0.50	3.32	19.6	0.33	40	20	10	24
26.6	S3	4.67	4.36	0.50	9.34	19.3	0.33	18	15	6	25
36*	S3	4.67	4.36	0.5	9.34	19.3	0.33	18	15	6	25

*Couche de sol non traitée par les colonnes ballastées.

Après calcul à l'aide du logiciel StoneC, on a défini le facteur d'amélioration n_1 (cf formule (1.28)) pour chacune des couches de sol au niveau du sondage pressiométrique A-01, qui se trouve au droit de la ligne d'implantation du rideau de palplanche.

Dans ce qui suit, nous allons appliquer la méthode de Priebe du modèle du sol équivalent par l'homogénéisation en utilisant le facteur d'homogénéisation m' , défini en fonction du facteur d'amélioration n_1 et le taux d'incorporation a . Les formules suivantes de 1.36 à 1.40 préalablement définies dans le chapitre 1 seront utilisées :

$$\gamma_e = a\gamma_c + (1 - a)\gamma_s \quad (1.36)$$

$$c_e = (1 - a)c_u \quad (1.37)$$

$$\tan \varphi_e = m' \tan \varphi_c + (1 - m') \tan \varphi_s \quad (1.38)$$

$$m' = \frac{n_1 - 1}{n_1} \quad (1.39)$$

$$\bar{E}' = \frac{E'_{col} A_{col} + E'_s (A - A_{col})}{A} \quad (1.40)$$

Avec :

γ_e, c_e : Paramètres équivalents du sol composite homogénéisé,

γ_s, c_u : Paramètres du sol sans traitement,

φ_c, φ_s : Angle de frottement interne des ballasts et du sol,

m' : Facteur d'homogénéisation dit aussi coefficient de proportionnalité,

a : Taux d'incorporation,

n_1 : Facteur d'amélioration. (cf formule (1.28))

\bar{E}', E'_{col} et E'_s : Les module elastiques equivalent, de la colonne et du sol respectivement.

Les caractéristiques équivalentes du modèle homogène équivalent obtenues par la méthode d'homogénéisation de Priebe sont résumées sur le tableau 4.18 ci-après, où on constate une amélioration des paramètres, une augmentation des modules de déformation, des poids volumiques ainsi que les angles de frottement interne.

Tableau 4.18 : Paramètres équivalents du modèle homogène équivalent

Modèle homogène équivalent														
Litho	E_s [MPa]	γ_c [KN/m ³]	γ_s [KN/m ³]	a	\bar{E}' [MPa]	γ_e [KN/m ³]	C_u [KPa]	C_c [KPa]	φ_c	n_1	m	φ_u °	$\tan \varphi_e$	φ_e °
R	32.88	24.35	21	0.246	39.55	21.83	6	5	40	1.54	0.35	29	0.65	33
S1	32.88	24.35	20	0.246	39.55	21.07	9	7	40	2.4	0.58	25	0.68	34
S2	3.9	24.35	19.6	0.246	17.70	20.77	40	30	40	2.42	0.59	10	0.56	29
S3	3.32	24.35	19.3	0.246	17.26	20.54	18	14	40	2.21	0.55	6	0.51	27

4.6 Calcul des palplanches

4.6.1 Introduction

Cette partie, a été établie dans le but d'estimer l'impact du renforcement du sol par la technique des colonnes ballastées, sur le dimensionnement et la stabilité de l'écran de soutènement qui est construit dans notre cas par un rideau de palplanche.

Le renforcement du sol par les colonnes ballastée est reconnu par son comportement vis-à-vis les charge verticales, en améliorant la capacité portante du sol, réduisant l'amplitude des tassements et en accélérant la consolidation primaire du sol.

Dans ce qui suit, nous allons établir deux modèles de calcul de dimensionnement de l'écran de soutènement, le premier sera fait avec les caractéristiques initiales du sol en place avant son traitement par les colonnes ballastées, et puis un deuxième modèle avec les paramètres équivalents du sol renforcé par les colonnes ballastées, dont les paramètres ont été déterminés dans le chapitre 4.5.2.3 précédant.

Les logiciels qui nous ont permis le calcul de dimensionnement du rideau de palplanche sont le logiciel Geo5 – Conception des écrans de soutènement 2021, et le logiciel K-rea Version V4 qu'on va présenter ci-après.

4.6.2 Présentation des logiciels utilisés

Le développement des logiciels en éléments finis tels que GEO5, et des logiciels de dimensionnement tel que K-rea ou d'autres logiciels ont donnés à la géotechnique des outils efficaces permettant l'analyse fine du comportement des soutènements, soit par pieux, rideaux de palplanches ou murs de soutènement.

La simulation à l'aide de ces logiciels nous permet d'évaluer des modèles compliqués et de considérer différentes hypothèses tout en élaborant une multitude de modèles à enregistrer.

4.6.2.1 Logiciel Geo5 – Conception des écrans de soutènements 2021

GEO5 est un logiciel géotechnique intuitif comportant une suite de programmes pour l'analyse géotechnique basée sur les méthodes analytiques et la méthode des éléments finis. Il permet le traitement de la majorité des problèmes géotechniques : stabilité des pentes, fondations superficielles, fondations profondes, écrans de soutènements, murs poids, cantilever, maçonnés, en massif renforcé.

Les programmes interagissent entre eux, par exemple on pourra exporter le mur vérifié en stabilité interne, vers le programme de stabilités des pentes (stabilité globale).

Parmi ces programmes, nous allons donner une brève présentation de certains d'eux, à savoir :

- **Analyse de stabilité** : est le programme de base pour l'analyse de stabilité. Le programme résout des problèmes de stabilité de pentes en supposant soit des surfaces de glissement circulaires ou polygonales, incluant une recherche automatique de la surface critique. Le programme communique avec tous les programmes utilisés pour l'analyse des Structures de soutènements et des Murs de soutènement. Il est possible d'introduire des ancrages, des géotextiles, des surcharges et d'effectuer la modélisation des effets sismiques.
- **Vérification des écrans de soutènement** : permet la conception avancée des murs de soutènement ancrés ou encastrés. Il facilite la modélisation du comportement réel des structures en utilisant les étapes de construction, le calcul des déformations et des pressions appliquées sur la structure, la vérification de la stabilité interne des tirants d'ancrage, des sections en acier, en béton armé et en bois, ainsi la capacité portante des tirants d'ancrage.
- **Calculs de tassement** : analyse le tassement du terrain produit par la surcharge ou par le remblai réalisé. Il facilite également l'analyse de consolidation par la méthode analytique (Terzhagi).
- **Conception des écrans de soutènement** : permet la conception des écrans de soutènement par la méthode de calcul de poussée/butée des écrans auto-stables, et une conception préliminaire des écrans ancrés.

Il permet de déterminer la fiche du mur ainsi que l'effort et la stabilité de l'ancrage, la vérification de la résistance de la structure en déterminant les efforts internes de la structure.

Le calcul des pressions des terres dans le logiciel se fait selon plusieurs théories à savoir, théorie de Coulomb, théorie de Caquot, théorie de Rankine ainsi la méthode mononobe-okabe pour le cas de séisme. Et de plus de la méthode standard de vérification par les coefficients de sécurité, le logiciel offre plusieurs autres standards conformes aux différentes normes.

Dans ce qui suit, nous allons utiliser ce logiciel pour le prédimensionnement de notre écran de soutènement.

4.6.2.2 Logiciel k-rea de Terrasol

K-Réa permet le dimensionnement des écrans de soutènement par la méthode aux coefficients de réaction : parois moulées, rideaux de palplanches, parois berlinoises, etc.

Le logiciel a intégré les vérifications selon la norme NF P 94-282, qui laisse à l'opérateur du logiciel le choix de certaines hypothèses mais également de la méthode dimensionnement, en offrant la possibilité de vérification selon les trois approches de calcul (1, 2 et 3) de l'Eurocode 7.

L'utilisation d'une méthode au coefficient de réaction notée, Méthode Interaction Sol Structure MISS dans la norme NF P 94 282, nécessite de déterminer le coefficient de poussée horizontale des terres noté k_h , dont le logiciel, offre trois méthodes pour le déterminer : la méthode de Schmitt (1995), La méthode Balay (1984) ou Chadeisson (in Monnet 1994).

Selon la norme, la vérification du défaut de butée d'un écran de soutènement avec un niveau d'appui peut être réalisée selon l'une des méthodes :

- Classique notée Méthode d'Equilibre Limite (MEL)
- Aux coefficients de réaction notée Méthode Interaction Sol Structure (MISS)
- Aux éléments finis notée MISS EF

K-Réa permet d'analyser deux types de projets : (Figure 4.5)

- Ecran simple : comprenant un seul écran de soutènement,
- Double-écran : comprenant deux écrans liés par un ensemble de liaisons, qui correspond à la fois au cas de double-écrans et les contre-écrans.

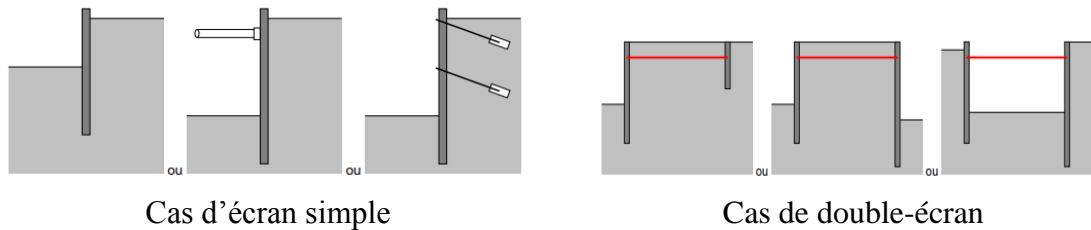


Figure 4.5 : Type d'écrans pris en charge par le logiciel K-rea [20]

4.6.3 Présentation de la coupe du quai

Le quai du poste 25 est destiné à accueillir des navires de type porte-conteneurs d'un tirant d'eau nécessitant un fond marin à une côte de -11.00m à -11.50m. De ce fait, une fouille de 12.50m est nécessaire pour le fonctionnement du quai selon les différents niveaux de la mer.

Les charges appliquées au niveau de ce quai, sont résumées au cas défavorable qui s'agit de l'application simultanée de la charge d'exploitation de **65 KPa** et de la force d'amarrage des navires de **50 KN/ml** correspondante au bollard de 100T.

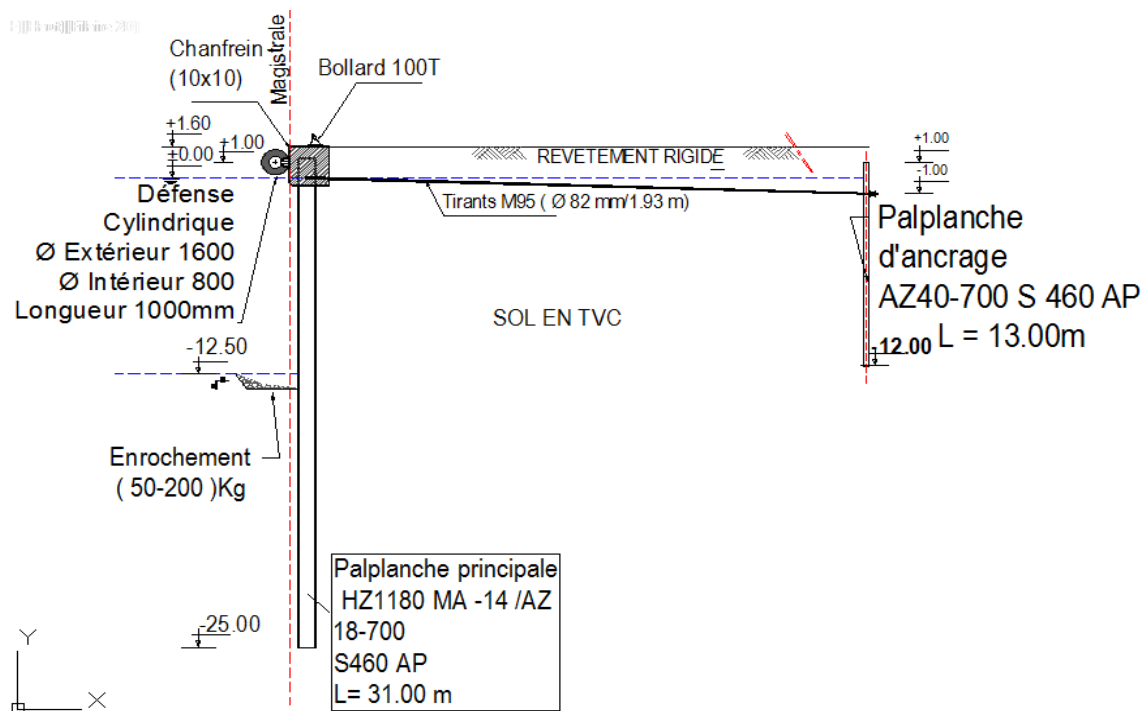


Figure 4.6 : Coupe du quai prévue du poste 25 [18]

4.6.4 Dimensionnement des palplanches et résultats

L'objet du travail de cette partie du chapitre porte sur la modélisation numérique et l'analyse du comportement d'un écran de soutènement en palplanche, fiché dans le sol étudié dans les chapitres précédents avec ses caractéristiques initiales et caractéristiques équivalentes.

Nous allons procéder au prédimensionnement du rideau de palplanche par la méthode d'équilibre limite – poussée/butée à l'aide du logiciel « Conception des écrans de soutènement » de GEO5, par la suite et en utilisant la méthode du coefficient de réaction à l'aide du logiciel K-Réa nous procédons à la vérification de l'écran, et ce pour les deux modèles de sol, à savoir sol traité et non traité afin de pouvoir évaluer l'impact du renforcement du sol par la techniques des colonnes ballastées.

Pour les deux méthodes, on procède aux différentes simulations lorsque le sol soutenu est sollicité par la charge d'exploitation et la force d'amarrage.

4.6.4.1 Prédimensionnement des palplanches

Afin de procéder au prédimensionnement de l'écran de soutènement, les paramètres de calcul suivants ont été choisis :

- Méthode de vérification : Standard – coefficient de sécurité
- Calcul de poussée active : Théorie de Coulomb
- Calcul de la poussée passive : Théorie de Caquot et Kerisel
- Calcul du séisme : Mononobe-Okabe

Les données du sol prises en considération sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 4.19 : Caractéristique des couches de sol de la coupe retenue pour le calcul des palplanches

Sondage carotté - zone C - paramètres initiaux									
Z [m]	Lithologie	α	Es [MPa]	γ (T/M3)	γ (KN/M3)	Cu	C'	ϕ u°	ϕ'
2.7	R	0.33	32.88	2.1	21	6	8	29	36
4.2	S1	0.33	3.9	2	20	9	11	25	32
8.2	S2	0.50	3.32	1.96	19.6	40	20	10	24
	S3	0.50	9.34	1.93	19.3	18	15	6	25

i. Résultats de prédimensionnement

Phase 1 : excavation à -12.50m

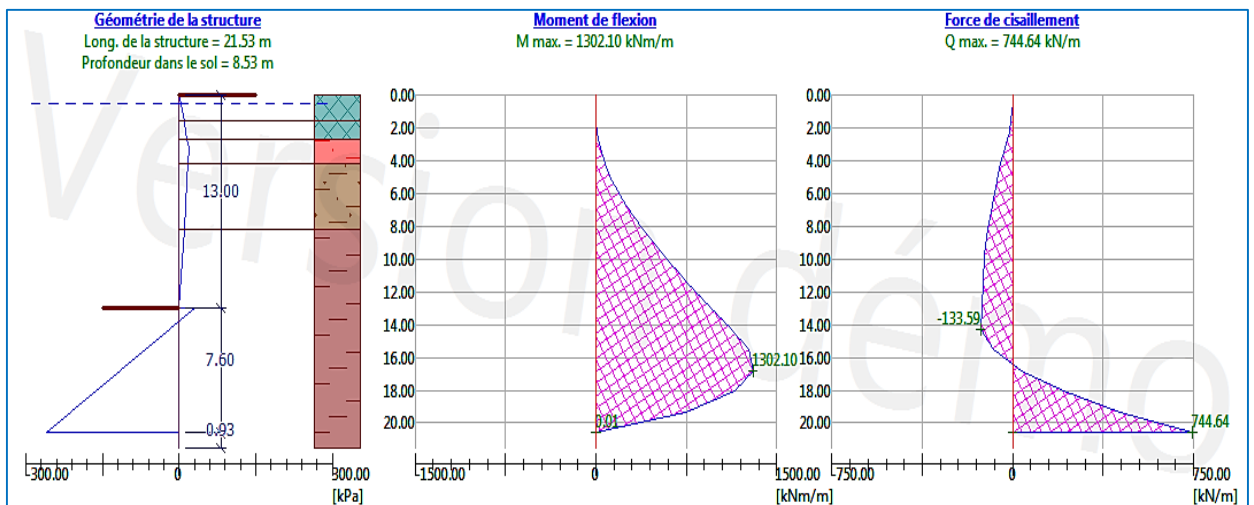


Figure 4.7 : Résultats de la phase 1 – excavation à -12.50m

Phase 2 : chargement avec une charge d'exploitation de 65KPa + un amarrage de 50 KN/ml

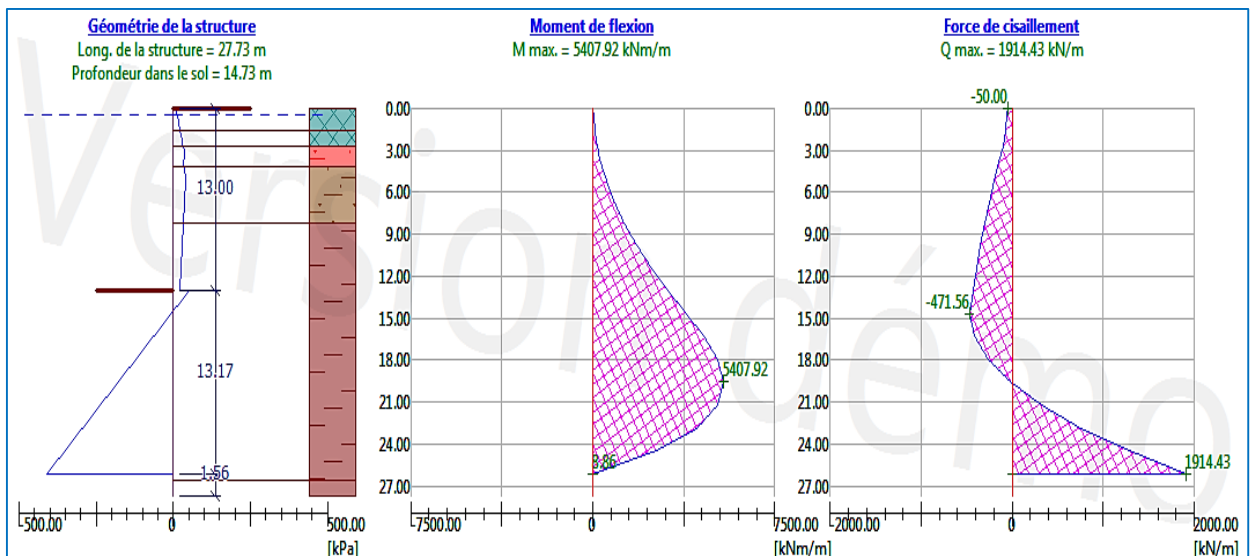


Figure 4.8 : Résultats de la phase 2 – chargement du terre-plein

D'après les résultats de prédimensionnement indiqués dans les figures 4.7 et 4.8, une fiche minimale de la palplanche de 14.73m est nécessaire, et afin de réduire cette fiche, on procède à la mise en place des tirants d'ancrage en tête de la palplanche.

Dans le but de vérifier les déplacements de la structure, introduire et vérifier les ancrages, avec la méthode des coefficients de réaction du sol, on utilise le logiciel K-rea.

4.6.4.2 Vérification des palplanches à l'aide du logiciel K-rea - Terrasol

Dans cette partie, le travail consiste à réaliser deux modèles de calcul, le premier avec les caractéristiques initiales du sol, le deuxième modèle, avec les caractéristiques équivalentes du sol traité. Pour les deux simulations de calcul, les paramètres à introduire dans les modèles sont les suivants.

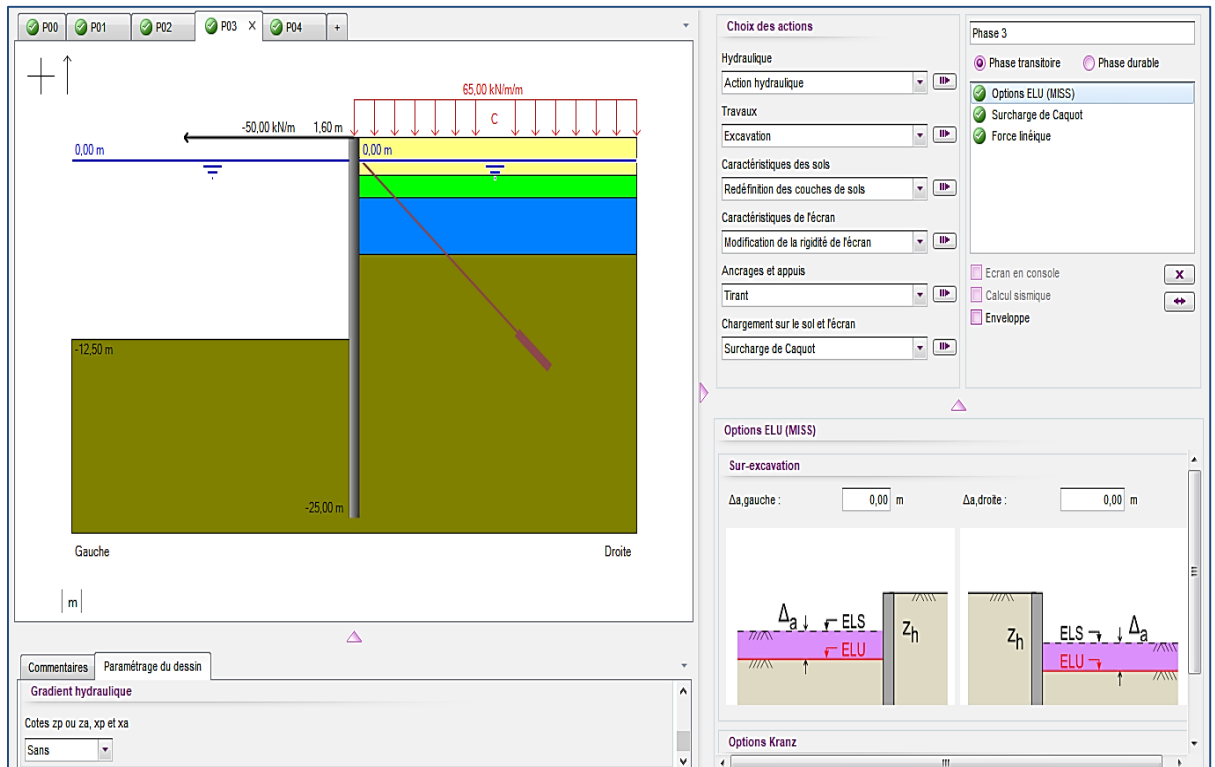


Figure 4.9 : Schéma du modèle de calcul sur K-rea

Cette figure donne le schéma adopté pour les calculs et les vérifications de stabilité du système de soutènement (palplanche + tirant d'ancrage) conçu pour retenir les remblais et les charges d'exploitations induites par la grue et le plus grand navire qui fréquente le quai. A cet effet, et pour bien mener les calculs, il a été adopté cinq (05) phases qui tiennent compte de la réalisation, de l'exploitation et le cas accidentel lié à l'action sismique.

Phase 1 : Battage de la palplanche dans le sol en place,

Phase 2 : Mise en place des tirants d'ancrages,


Phase 3 : Excavation jusqu'à la côte de -12.5m pour assurer le tirant d'eau,

Phase 4 : Prise en compte des charges d'exploitations surfacique et celle du navire,

Phase 5 : Cas sismique.

Les caractéristiques des palplanches ainsi que les tirants d’ancrages constituant le soutènement choisi pour les calculs sont données par le tableau 4.20 suivant :

Tableau 4.20 : Caractéristiques des tirants et palplanche AZ 50-700

Tirant d’ancrage	Palplanche
<ul style="list-style-type: none"> - Module de Young : $2.1 \times 10^5 \text{MPa}$ - Section = 0.003146 m^2 - Force maximale = 500KN - Force maximale /mètre linéaire = 167KN/ml - Longueur du bulbe = 5m - Longueur totale du tirant 30m - Espacement des tirants = 3m - Inclinaison du tirant = 30° 	<ul style="list-style-type: none"> - Type AZ 50-700  <ul style="list-style-type: none"> - Cote supérieure = +0.5m - Cote inférieure = -25m - Longueur totale de la palplanche = 25.5m - Moment d’inertie = $4955 \text{cm}^3/\text{ml}$

i. Modélisation avec paramètres initiaux du sol non traité

- **Modèle avec palplanche de type AZ 50 -700 :**

Les résultats sont donnés à l’ELU et à l’ELS tels que :

- A l’ELS : on s’intéresse aux déplacements,
- A l’ELU : on vérifie la résistance et la stabilité de la structure.

La figure 4.10 illustre les graphes donnant les déplacements et les efforts, où les valeurs détaillées sont inscrites sur les tableaux 4.21 et 4.22 suivants :

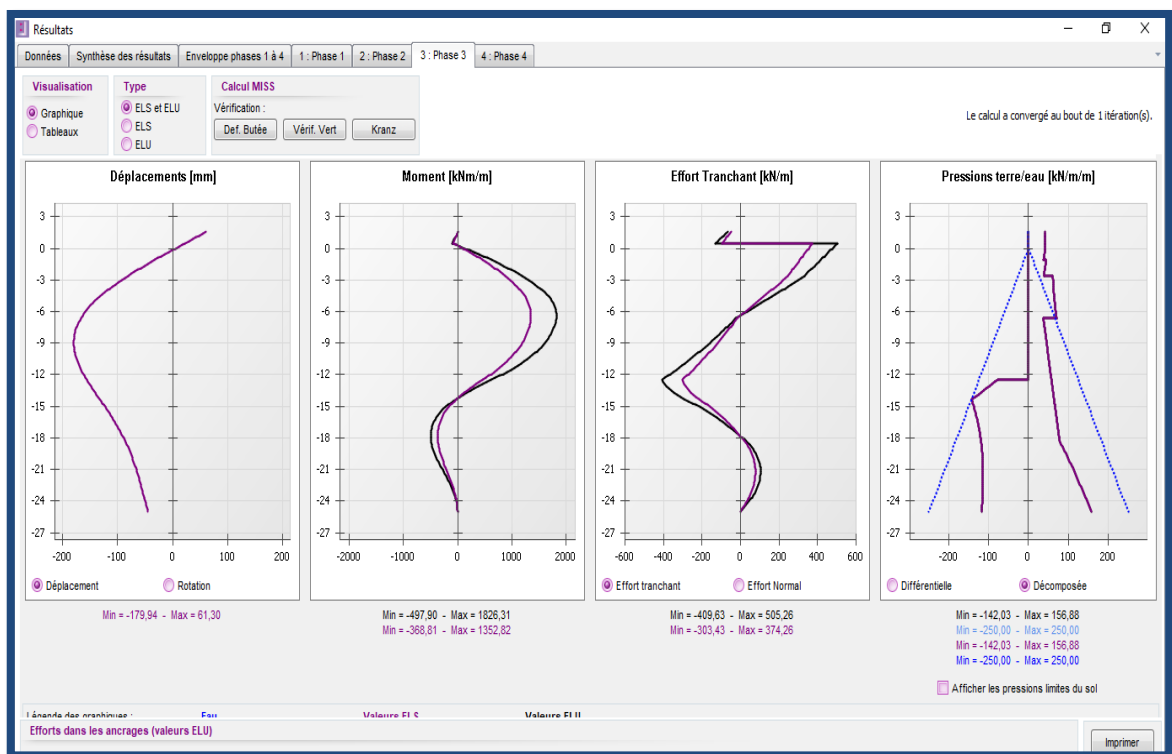


Figure 4.10 : Diagrammes des efforts et déplacements à l’ELU et ELS – Modèle initial avec palplanche AZ 50-700

Tableau 4.21 : Synthèse des résultats à l'ELS – Modèle initial avec palplanche AZ 50-700

Données		Synthèse des résultats		Enveloppe phases 1 à 4				1 : Phase 1	2 : Phase 2	3 : Phase 3	4 : Phase 4
Type <input type="radio"/> ELS et ELU <input checked="" type="radio"/> ELS <input type="radio"/> ELU											
N° PHASE	Déplacement en tête [mm]	Déplacement maximal [mm]	M,k max écran [kNm/m]	N,k max écran [kN/m]	V,k max écran [kN/m]	Rapport butées	F,k tirant n°1 [kN/m]				
1	87,61	87,61	290,03	110,02	119,22	7,048	166,67				
2	85,37	85,37	787,56	200,66	218,00	3,317	276,69				
3	61,30	-179,94	1352,82	393,90	374,26	2,509	532,32				
4	34,56	-159,94	1067,04	259,47	291,10	3,375	432,43				
Extrema	87,61	-179,94	1352,82	393,90	374,26	2,509	532,32				

Tableau 4.22 : Synthèse des résultats à l'ELU – Modèle initial avec palplanche AZ 50-700


Données		Synthèse des résultats		Enveloppe phases 1 à 4				1 : Phase 1	2 : Phase 2	3 : Phase 3	4 : Phase 4
Type <input type="radio"/> ELS et ELU <input type="radio"/> ELS <input checked="" type="radio"/> ELU											
N° PHASE	Type	M,d max écran [kNm/m]	N,d max écran [kN/m]	V,d maxi écran [kN/m]	F,d tirant n°1 [kN/m]	Vérif. Def. Butée	Bilan Vert	Vérif. Kranz			
1	MISS	391,54	148,52	160,95	225,00	OK	148,52	OK			
2	MISS	1063,20	270,89	294,30	373,54	OK	209,35	OK			
3	MISS	1826,31	531,76	505,26	718,63	OK	425,31	OK			
4	MISS	1287,26	318,78	341,35	510,26	OK	-7,56	OK			
Extrema		1826,31	531,76	505,26	718,63						

Selon des résultats obtenus ci-dessus, on remarque bien que le déplacement maximal en tête est de 8.5cm **et 18cm** à environ -9m. **Ces résultats ne peuvent pas être acceptés (il y a un risque d'entraver le fonctionnement du quai surtout avec une déformation de 18cm).** Par conséquent, on opte pour une palplanche de caractéristiques supérieures, soit des palplanches composées de type HZ 1080 MD-12 / AZ 18 800 D. cette dernière fait l'objet des vérifications ci-après.

- **Modèle avec palplanche composée de type HZ 1080 MD-12 / AZ 18 800 D :**

Dans cette partie on a opté pour le type de palplanche composée HZ 1080 MD-12 / AZ 18-800 D et même caractéristique du tirant présenté dans le tableau 4.23 suivant :

Tableau 4.23 : Caractéristiques des tirants et palplanche HZ 1080 MD-12/AZ 18-800D

Tirant d’ancrage	Palplanche
<ul style="list-style-type: none"> - Module de Young : $2.1 \times 10^5 \text{MPa}$ - Section = 0.003146 m^2 - Force maximale = 500KN - Force maximale / mètre linéaire = 167KN/ml - Longueur du bulbe = 5m - Longueur totale du tirant 30m - Espacement des tirants = 3m - Inclinaison du tirant = 30° 	<p style="text-align: center;">HZ 1080 MD-12 / AZ 18-800 D</p>  <ul style="list-style-type: none"> - Moment d’inertie = $8880 \text{cm}^3/\text{ml}$ - Cote supérieure = +0.5m - Cote inférieure = -25m - Longueur totale de la palplanche = 25.5m

La figure 4.11 illustre les graphes donnant les déplacements engendrés et les efforts obtenus sollicitant la palplanche composée.

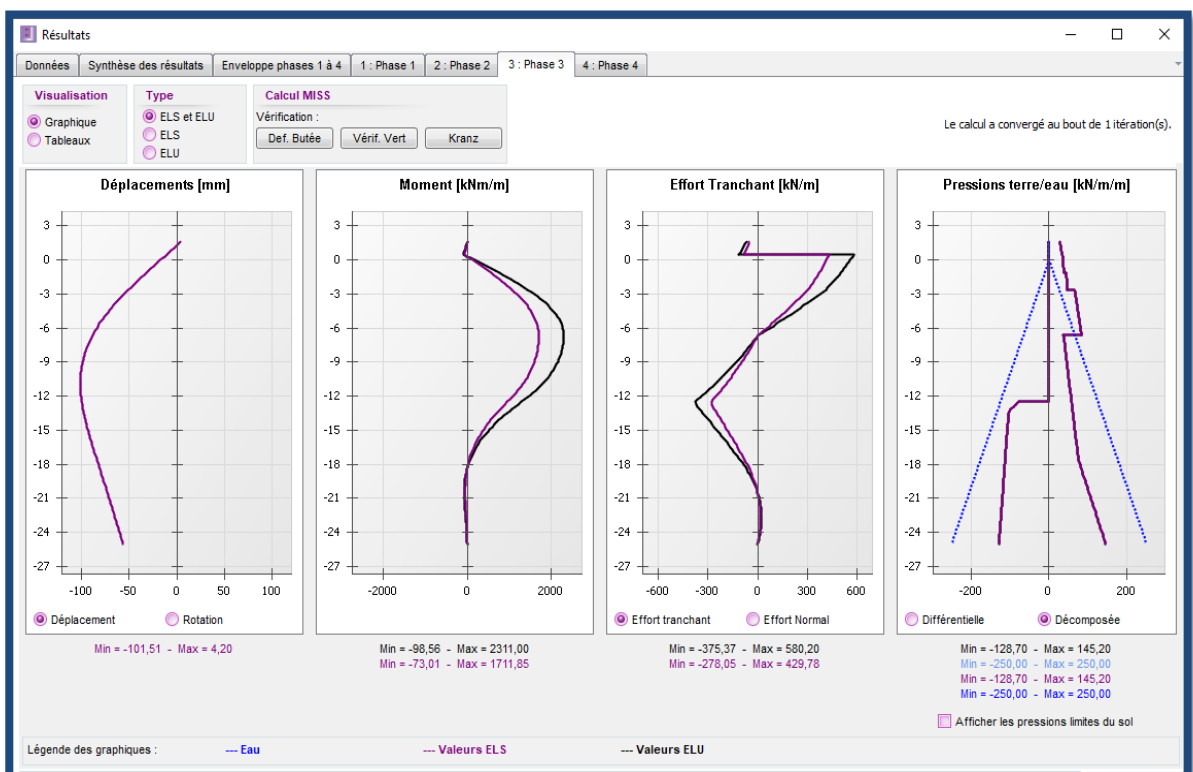


Figure 4.11 : Diagrammes des efforts et déplacements à l’ELU et ELS – Modèle initial avec palplanche HZ 1080 MD-12 / AZ 18-800 D

Les résultats obtenus à l'ELS et l'ELU sont donnés par les tableaux 4.24 et 4.25 suivants :

Tableau 4.24 : Synthèse des résultats à l'ELS – Modèle initial avec palplanche HZ 1080 MD-12 / AZ 18-800 D

Résultats							
Données		Synthèse des résultats		Enveloppe phases 1 à 4			
				1 : Phase 1	2 : Phase 2	3 : Phase 3	4 : Phase 4
Type							
<input type="radio"/> ELS et ELU <input checked="" type="radio"/> ELS <input type="radio"/> ELU							
N° PHASE	Déplacement en tête [mm]	Déplacement maximal [mm]	M,k max écran [kNm/m]	N,k max écran [kN/m]	V,k max écran [kN/m]	Rapport butées	F,k tirant n°1 [kN/m]
1	56,36	56,36	489,56	122,02	126,43	7,069	166,67
2	41,35	-56,07	1088,64	227,33	255,63	3,391	310,34
3	4,20	-101,51	1711,85	427,24	429,78	2,612	588,46
4	-15,08	-90,64	1202,67	276,69	313,22	3,547	449,96
Extrema	56,36	-101,51	1711,85	427,24	429,78	2,612	588,46

Tableau 4.25 : Synthèse des résultats à l'ELU – Modèle initial avec palplanche HZ 1080 MD-12 / AZ 18-800 D

Résultats								
Données		Synthèse des résultats		Enveloppe phases 1 à 4				
				1 : Phase 1	2 : Phase 2	3 : Phase 3	4 : Phase 4	
Type								
<input type="radio"/> ELS et ELU <input type="radio"/> ELS <input checked="" type="radio"/> ELU								
N° PHASE	Type	M,d max écran [kNm/m]	N,d max écran [kN/m]	V,d max écran [kN/m]	F,d tirant n°1 [kN/m]	Vérif. Def. Butée	Bilan Vert	Vérif. Kranz
1	MISS	660,91	164,73	170,68	225,00	OK	164,73	OK
2	MISS	1469,66	306,89	345,09	418,96	OK	261,54	OK
3	MISS	2311,00	576,77	580,20	794,42	OK	514,60	OK
4	MISS	1322,71	328,64	350,99	511,50	OK	40,87	OK
Extrema		2311,00	576,77	580,20	794,42			

Les vérifications de la fiche et de tirant d’ancrage sont basées sur les approches données par EC7 où il a été considéré la phase la plus défavorable.

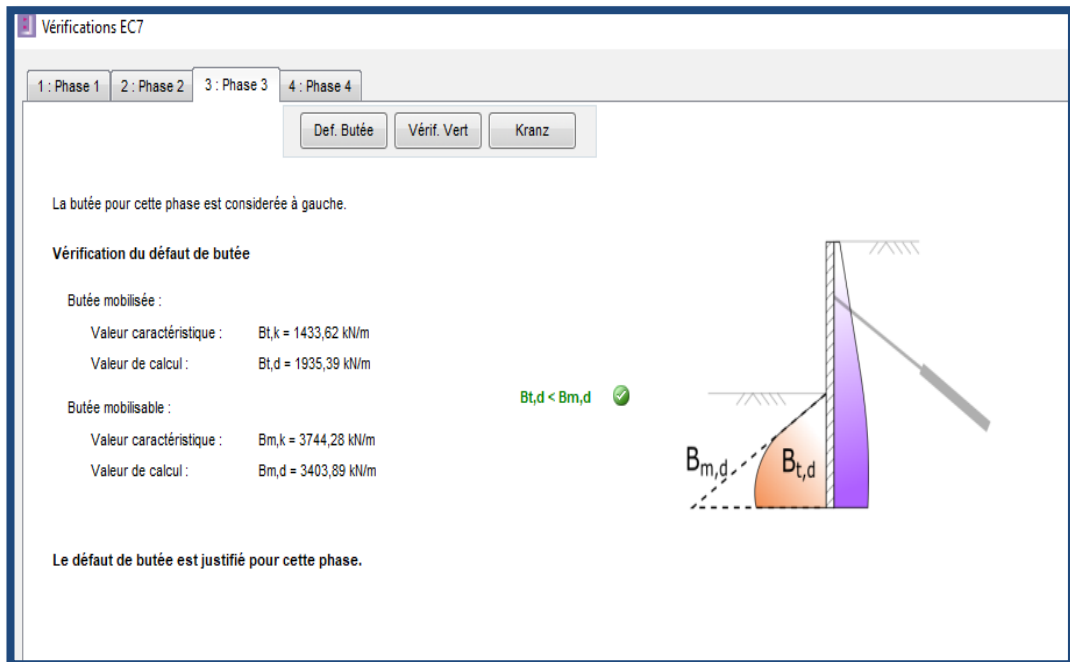


Figure 4.12 : Fiche vérifiée de la phase la plus défavorable – Modèle initial

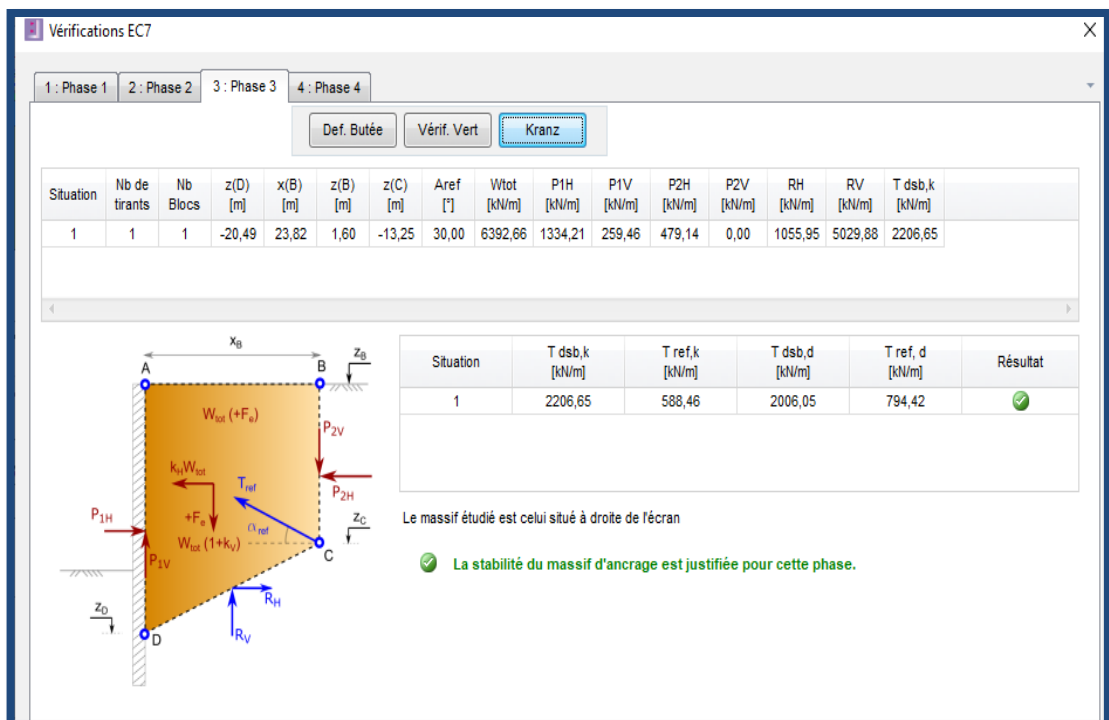



Figure 4.13 : La stabilité du massif d’ancrage est vérifiée – Modèle initial

ii. Modèle avec caractéristiques équivalentes du sol homogène équivalent

Dans cette partie on a opté pour le même type de palplanche composée HZ 1080 MD-12 / AZ 18-800 D et même caractéristique du tirant présenté dans le tableau 4.26 suivant :

Tableau 4.26 : Caractéristiques des tirants et palplanche HZ 1080 MD-12/AZ 18-800D

Tirant d'ancrage	Palplanche
<ul style="list-style-type: none"> - Module de Young : $2.1 \times 10^5 \text{MPa}$ - Section = 0.003146 m^2 - Force maximale = 500KN - Force maximale/mètre linéaire = 167KN/ml - Longueur du bulbe = 5m - Longueur totale du tirant 30m - Espacement des tirants = 3m - Inclinaison du tirant = 30° 	<p>HZ 1080 MD-12 / AZ 18-800 D</p>  <ul style="list-style-type: none"> - Moment d'inertie = $8880 \text{cm}^3/\text{ml}$ - Cote supérieure = +0.5m - Cote inférieure = -18m - Longueur totale de la palplanche = 18.5m

Les diagrammes donnant les déplacements engendrés et les efforts obtenus sollicitant la palplanche composée sont présentés dans la figure 4.14.

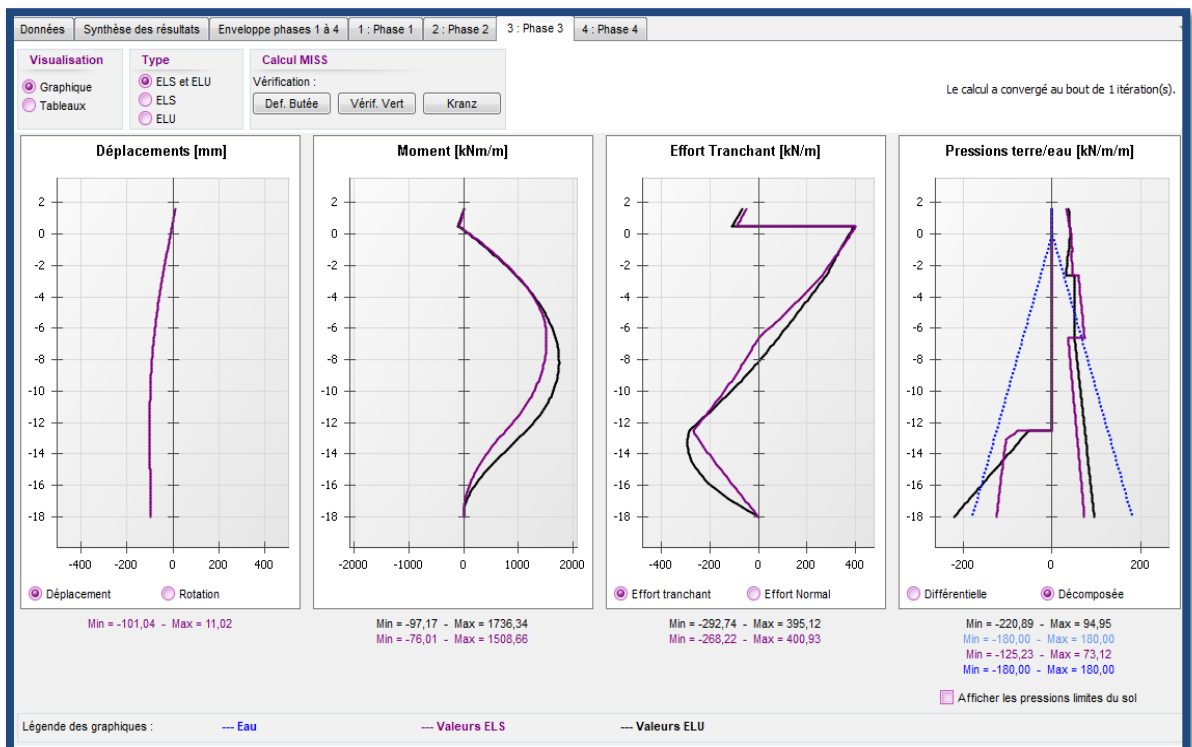


Figure 4.14 : Diagrammes des efforts et déplacements à l'ELU et ELS – Modèle équivalent

Les résultats de calcul à l'ELU et à l'ELS sont donnés par les tableaux 4.27 et 4.28 suivants :

Tableau 4.27 : Les efforts et déplacements à ELS – Modèle équivalent

Données		Synthèse des résultats		Enveloppe phases 1 à 4		1 : Phase 1	2 : Phase 2	3 : Phase 3	4 : Phase 4
Type <input type="radio"/> ELS et ELU <input checked="" type="radio"/> ELS <input type="radio"/> ELU									
N° PHASE	Déplacement en tête [mm]	Déplacement maximal [mm]	M,k max écran [kNm/m]	N,k max écran [kN/m]	V,k max écran [kN/m]	Rapport butées	F,k tirant n°1 [kN/m]		
1	59,74	59,74	431,87	100,23	124,83	9,075	166,67		
2	46,70	-63,26	960,84	219,76	239,67	2,578	294,62		
3	11,02	-101,04	1508,66	414,92	400,93	1,709	562,01		
4	-9,14	-91,89	1069,64	272,77	298,53	2,284	439,31		
Extrema	59,74	-101,04	1508,66	414,92	400,93	1,709	562,01		

Tableau 4.28 : Les efforts à l'ELU – Modèle équivalent

Données		Synthèse des résultats		Enveloppe phases 1 à 4		1 : Phase 1	2 : Phase 2	3 : Phase 3	4 : Phase 4
Type <input type="radio"/> ELS et ELU <input type="radio"/> ELS <input checked="" type="radio"/> ELU									
N° PHASE	Type	M,d max écran [kNm/m]	N,d max écran [kN/m]	V,d maxi écran [kN/m]	F,d tirant n°1 [kN/m]	Vérif. Def. Butée	Bilan Vert	Vérif. Kranz	
1	MISS	436,36	117,82	124,67	166,67	OK	117,82	OK	
2	MISS	1066,45	241,38	249,87	305,98	OK	212,88	OK	
3	MISS	1736,34	454,00	395,12	572,19	OK	387,09	OK	
4	MISS	1113,08	259,30	242,63	383,16	OK	120,41	OK	
Extrema		1736,34	454,00	395,12	572,19				

Les déplacements obtenus sont admissibles, d'où la vérification de la butée et du tirant d'ancrage selon la méthode de Kranz. Les figures ci-après donnent les résultats des vérifications faites.

Les figures 4.15 et 4.16, illustrent que la butée mobilisée engendrée par la fiche choisie de 5.5m est suffisante, ainsi que les tirants choisis répondent aux exigences de stabilité de tout le système de soutènement

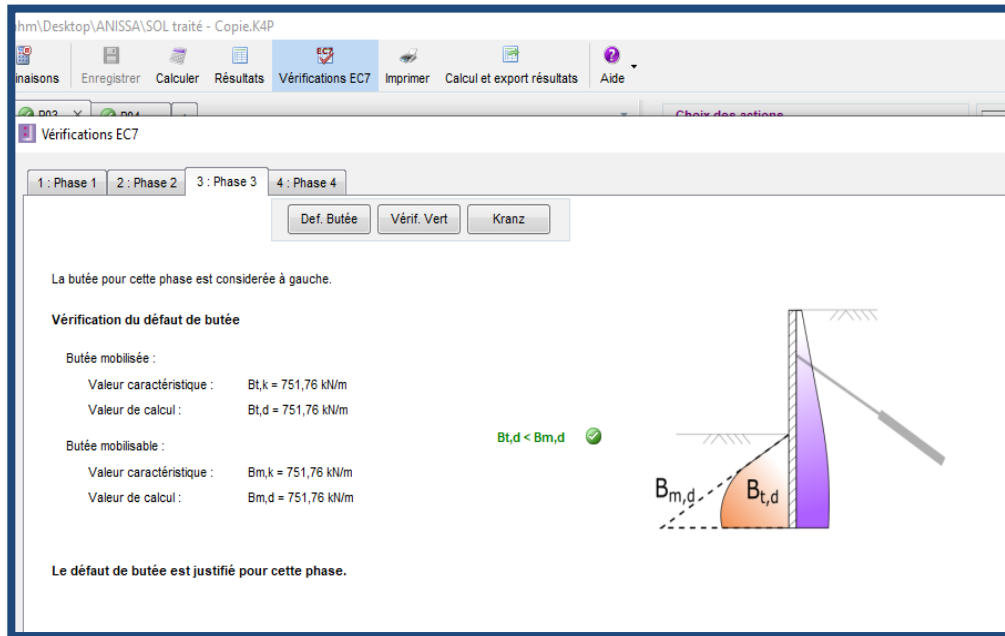


Figure 4.15 : Fiche vérifiée de la phase la plus défavorable– Modèle équivalent

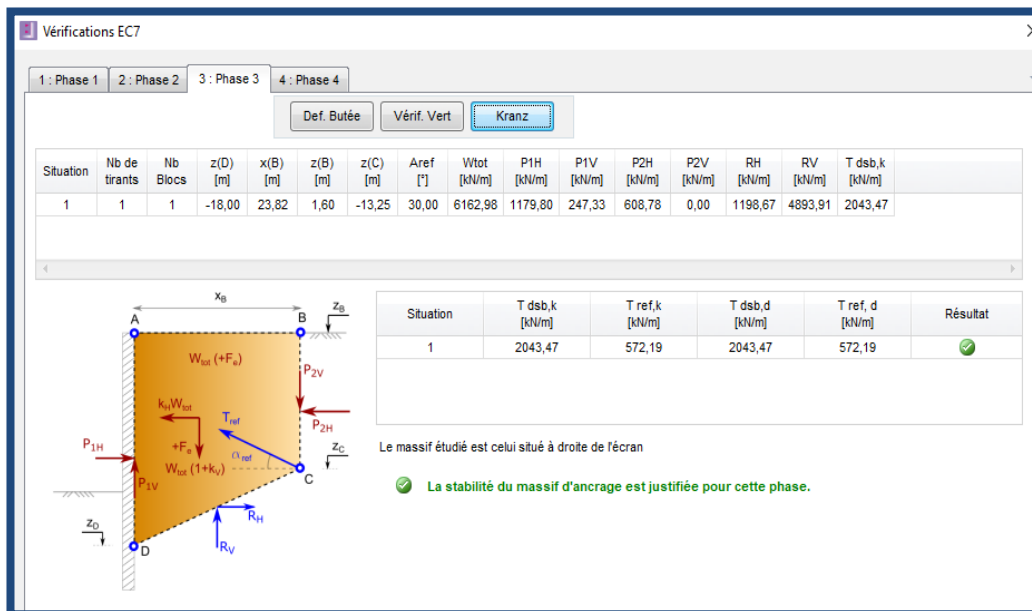


Figure 4.16 : La stabilité du massif d'ancrage est vérifiée– Modèle équivalent

4.6.5 Synthèse des résultats obtenus

L'analyse des résultats se focalise sur la déformée de la paroi, les moments fléchissant, les déplacements horizontaux.

4.6.5.1 Sol non traité - soutènement avec palplanche simple et palplanche composée

Sur la base des résultats obtenus, on peut conclure ce qui suit :

1) Palplanche type AZ 50 – 700

- Déplacement maximum en tête = 87.61m
- Déplacement maximum = 179mm
- Effort maximum dans le tirant = 718KN/ml
- Fiche de la palplanche ancrée à - 25m NGA

2) Palplanche composée de type HZ 1080 MD - 12 / AZ 18 800 D

- Déplacement maximum en tête = 56.36mm
- Déplacement maximum = 101.51mm
- Effort maximum dans le tirant = 794.42KN/ml
- Fiche de la palplanche ancrée à - 25m

On remarque bien que le changement du type de la palplanche a un impact significatif sur les déplacements que ce soit en tête ou bien dans la partie courante. Mais nécessite la même une longueur de palplanche de **25,5m**

A cet effet, on conclut que la palplanche composée nous a permis de réduire les déplacements qui peuvent avoir un impact très défavorables sur l'exploitation du quai et sur la linéarité de la magistrale

4.6.5.2 Sol traité - soutènement avec palplanche composée de type HZ 1080 MD-12 / AZ 18 800 D

Les résultats obtenus sont :

- Déplacement maximum en tête = 59.74mm
- Déplacement maximum = 101.04mm
- Effort maximum dans le tirant = 572.19KN/ml
- Fiche de la palplanche ancrée à - 18m

4.6.6 Conclusion

Les résultats montrent que les nouvelles caractéristiques équivalentes du sol amélioré par les colonnes ballastées ont permis d'optimiser, d'un côté, dans l'effort de traction dans les tirants qui est passé de 794.42KN/ml à 572.19KN/ml. Cette différence permettra de soulager l'ouvrage, augmenter la longévité du soutènement et réduire les coûts des travaux en choisissant des tirants d'une capacité moindre.

D'autre part, l'amélioration du sol par des colonnes ballastées nous a permis de réduire la fiche des palplanches en passant de la côte de battage de -25m à -18 m soit un gain de 7m de fiche d'ancrage. Cela induira forcément à une optimisation significative dans les coûts des travaux et dans les délais de réalisation.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

La réalisation de l'extension du poste 24 au niveau de l'arrière port de Bejaia par un nouveau poste nommé « poste 25 » a été projeté sur un linéaire de 170 ml afin de délimiter une surface de terre-plein de 1.3 Ha.

L'objet de notre travail est d'identifier en un premier lieu, les caractéristiques du sol présent sur place et de proposer par la suite, une solution de renforcement du sol en évaluant l'impact apporté sur sa capacité portante et de vérifier la stabilité de la structure qui sera projetée. L'ensemble de ces examens constituent les principaux volets de cette présente thèse.

Les calculs d'évaluation des tassements au niveau du sol et la vérification de la capacité portante doivent répondre aux sollicitations dues à des charges d'exploitation d'un terminal à conteneur, dont la valeur est de l'ordre de 65 KPa.

Les résultats de la campagne géotechnique menée ont révélés une faible portance et des tassements non admissibles au niveau des différents sondages pressiométriques et sondages carottés effectués.

Le renforcement du sol a consisté en la mise en place de plusieurs colonnes ballastées de 80cm de diamètres espacées de 1.60m selon un maillage carré sur toute la surface traitée (sauf au niveau de la zone du sondage carotté B-04 où un maillage triangulaire plus raffiné a été adopté pour réduire d'avantage les tassements dans cette zone).

Le niveau d'amélioration a permis de passer des valeurs minimales de tassement de l'ordre de 80 mm à une valeur maximale de 46mm après traitement du sol qui est inférieur à la valeur admissible exigée par les recommandations et le maitre de l'ouvrage.

En deuxième partie, l'impact de l'amélioration du sol sur la structure du quai réalisé en rideau de palplanche a été établie par des modèles numériques avec l'utilisation des deux logiciels Geo5 et K-rea Terrasol ont permis de dimensionner et de vérifier la stabilité de l'écran de palplanche pour deux modèles du sol. Le premier modèle est établi sur la base des caractéristiques initiales du sol, et le seconde modèle du sol traité et caractérisé par les paramètres équivalents après amélioration. Ces derniers ont été déterminés par l'utilisation de la théorie d'homogénéisation de Priebe, 1995, qui consiste à affecter au sol composite engendré par l'amélioration du sol par les inclusions souples et par le principe du transfert

des charge entre les colonnes et le sol, ainsi le taux d'incorporation, qui permet de déterminer le coefficient d'amélioration qui avec de simple formules on peut déterminer les nouvelles caractéristiques équivalentes du sol homogène après traitement par les colonnes ballastées.

Les résultats ont révélé, qu'en deuxième modèle avec le sol homogène équivalent, la stabilité de la structure est atteinte par une fiche de l'écran réduite de 7m comparé au premier modèle avec les caractéristiques initiales.

Le renforcement du sol par les colonnes ballastées, a non seulement, permis d'apporter une meilleurs portance au sol en réduisant les tassements jusqu'à des valeurs admissibles par les normes ; mais aussi de participer d'une manière significative sur l'augmentation des paramètres de résistance du sol en réduisant la fiche des palplanches.

On conclue qu'une bonne synthèse des données, associées à une bonne maitrise des procédés de calcul permettent d'opter pour la meilleure solution envisageable tout en réduisant ainsi, les frais de construction et une livraison de l'ouvrage dans les délais. Cela est l'objectif noble d'un ingénieur qualifié et responsable.

Références bibliographiques

- [1] F.SCHLOSSER, Article « Le renforcement du sol (1) », La revue française de géotechnique N°29, pp 7-33.
- [2] Brochure Keller – Travaux spéciaux – Sika projet.
- [3] Rapport d'expertise (2017) – Bureau d'études, Slim KERKAR - Terra Kerra.
- [4] Ammar DHOUIB & Francis BLONDEAU (2004), Colonnes ballastées - Technique de mise en œuvre, domaine d'application, comportement, justification, contrôle axes de recherche et développement », Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées.
- [5] Slim KERKAR (2015), Mémoire de fin d'étude, Université de Saad Dahleb de Blida.
- [6] Bertrand SOYEZ (1985), Article « Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées » Bull, liaison Labo P. et Ch. - 135 - Réf. 295.
- [7] Recommandations CFMS, Recommandations sur la Conception, le Calcul, l'Exécution et le Contrôle des Colonnes Ballastées sous Bâtiments et sous Ouvrages Sensibles au Tassement, version n° 2 du 16 mars 2011.
- [8] Keller, Colonnes ballastées sous la mer - Extension du Port de Patras - Phase II.
- [9] Norme NF P 11-212 (DTU 13.2), Fondation profondes pour le bâtiment.
- [10] Klaus KIRSCH and Fabian KIRSCH (2010), Ground improvement by vibratory deep compaction.
- [11] DHOUIB et al (2004), Article «Méthode de Priebe : Origine, développement et applications », ASEP-GI 2004, presse de l'ENPC/LCPC, Paris.
- [12] Heinz J. PRIEBE (2004), Article « Le dimensionnement des colonnes ballastées », ASEP-GI 2004 – Vol.2, presse de l'ENPC/LCPC, Paris.
- [13] DHOUIB et al. (2004), Article « comportement des semelles sur colonnes ballastées », ASEP-GI 2004, presse de l'ENPC/LCPC, Paris.
- [14] ARCELOR, Catalogue des palplanches.
- [15] Ali BOUAFIA - Livre électronique - Calcul des ouvrages géotechniques : Problèmes résolus.
- [16] Gérant PHILIPPONANAT & Bertrand HUBERT (2019), Fondations et ouvrages en terre.
- [17] Ali BOUAFIA (2004), Les essais in-situ dans les projets de fondations.
- [18] Avant Projet Sommaire (2011), Etude d'extension du poste 24 - Port de Bejaia. LEM.
- [19] Manuel K-réa version 4.
- [20] DHOUIB et al (2004), Article « Procédé d'amélioration des sols: Historique, Méthode de reconnaissance, Application et données économiques », ENPC/LCPC, Paris.

- [21] VAILLANT et CATTEAU (2012), Article « Corrélation entre les résultats des essais pressiométriques et les caractéristiques intrinsèques des sols du nord de la France », JNGG-Bordeaux.pp.777-784.
- [22] WILUN et STARZEWSKI (1975), Soil mechanics in foundation engineering : Properties of soils and site investigation, volume 1, 2nd edition.
- [23] H. GONIN (1992), Article « Etude sur les corrélations entre le standard penetration test et le pressiomètre », Revue. Française. Géotechnique. N° 58, pp. 67-78.
- [24] Ali BOUAFIA (2015), Introduction à la réglementation géotechnique : Fondations superficielles et profondes.

ANNEXES

ANNEXE A

Abaques de dimensionnement de Priebe (1995)

ANNEXE A : Abaques de dimensionnement de Priebe (1995)

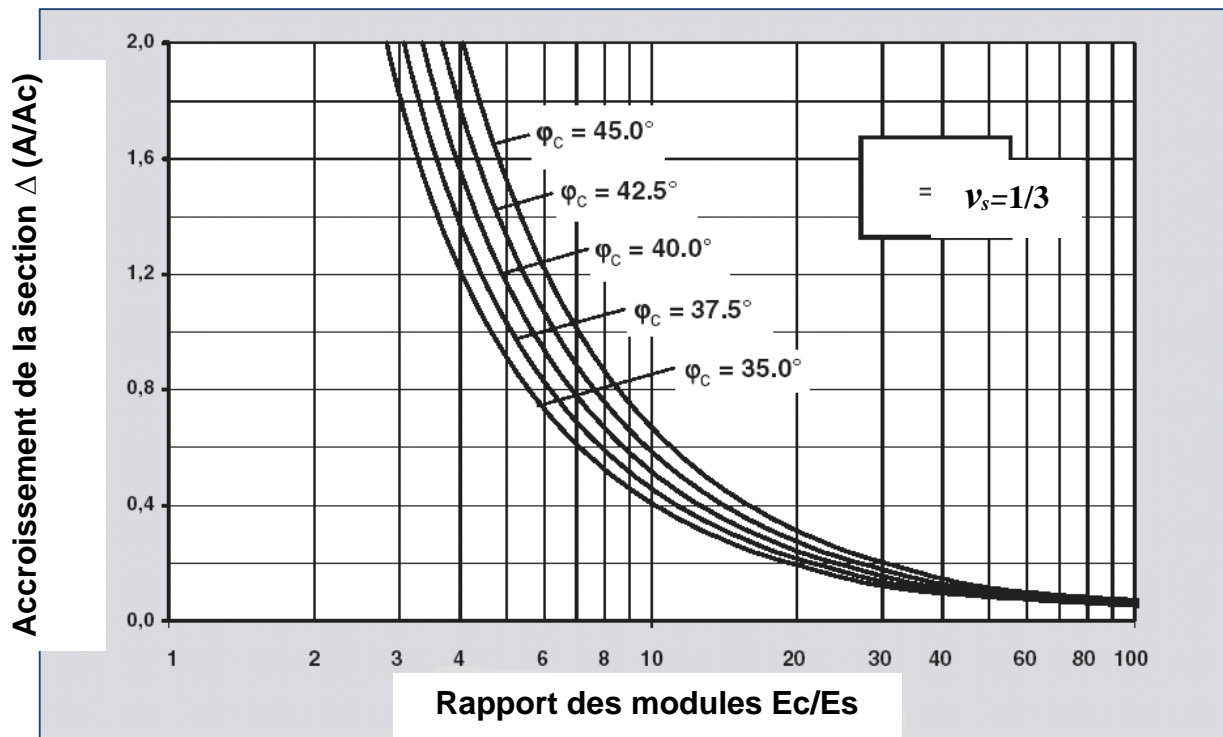


Figure A.1 : Incidence de la compressibilité relative colonne/sol [11]

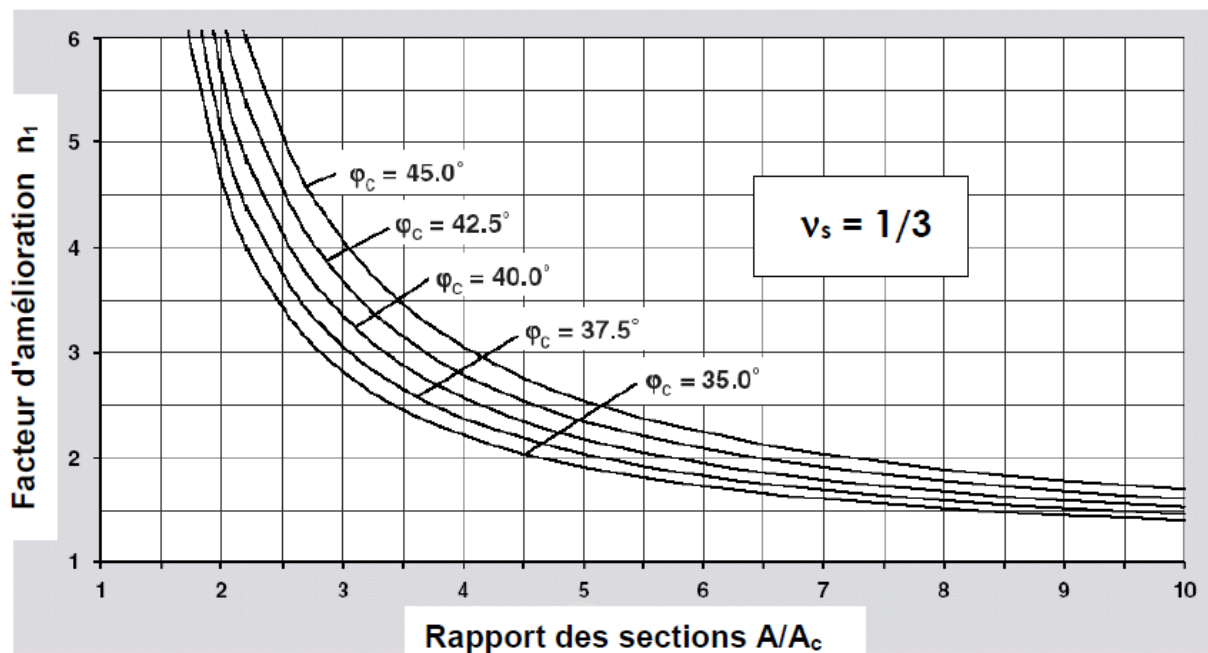


Figure A.2 : Facteur d'amélioration (n_1) en fonction du taux d'incorporation (A_c/A) [11]

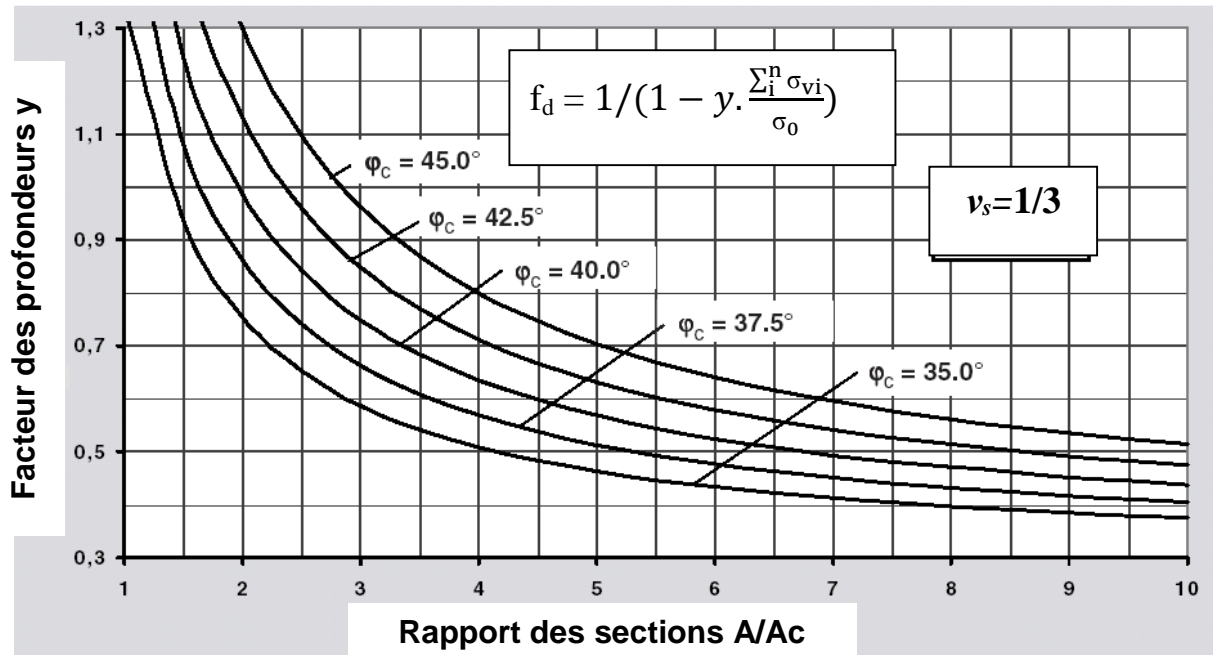


Figure A.3 : Influence de la profondeur [11]

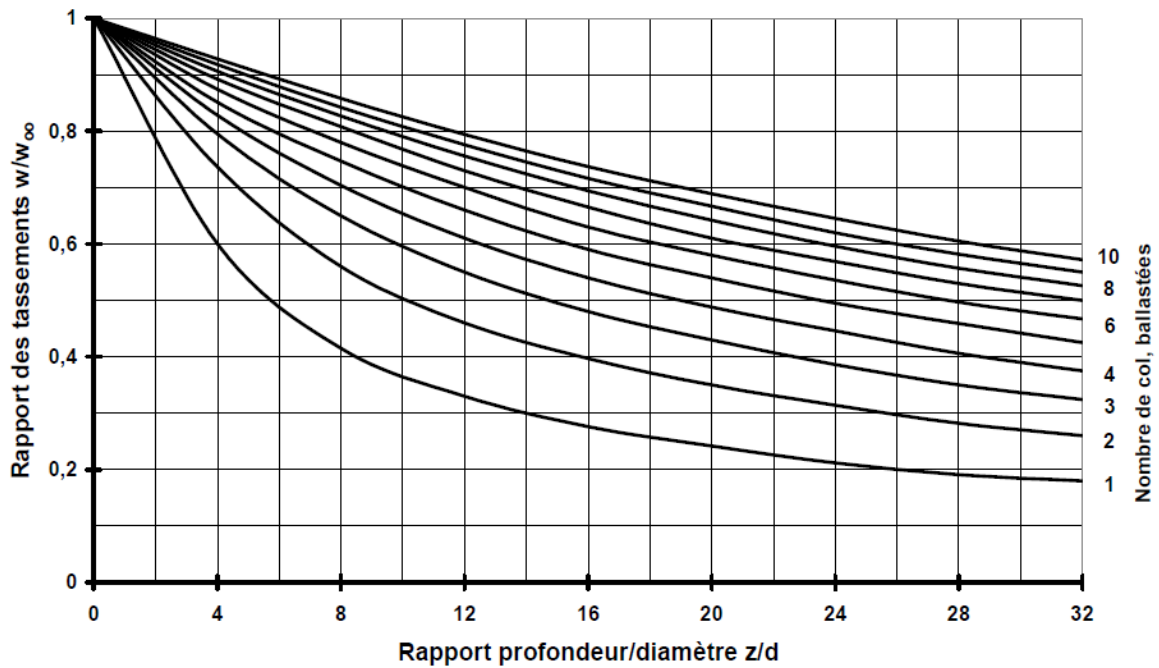


Figure A.4 : Rapport des tassements pour semelles carrées [12]

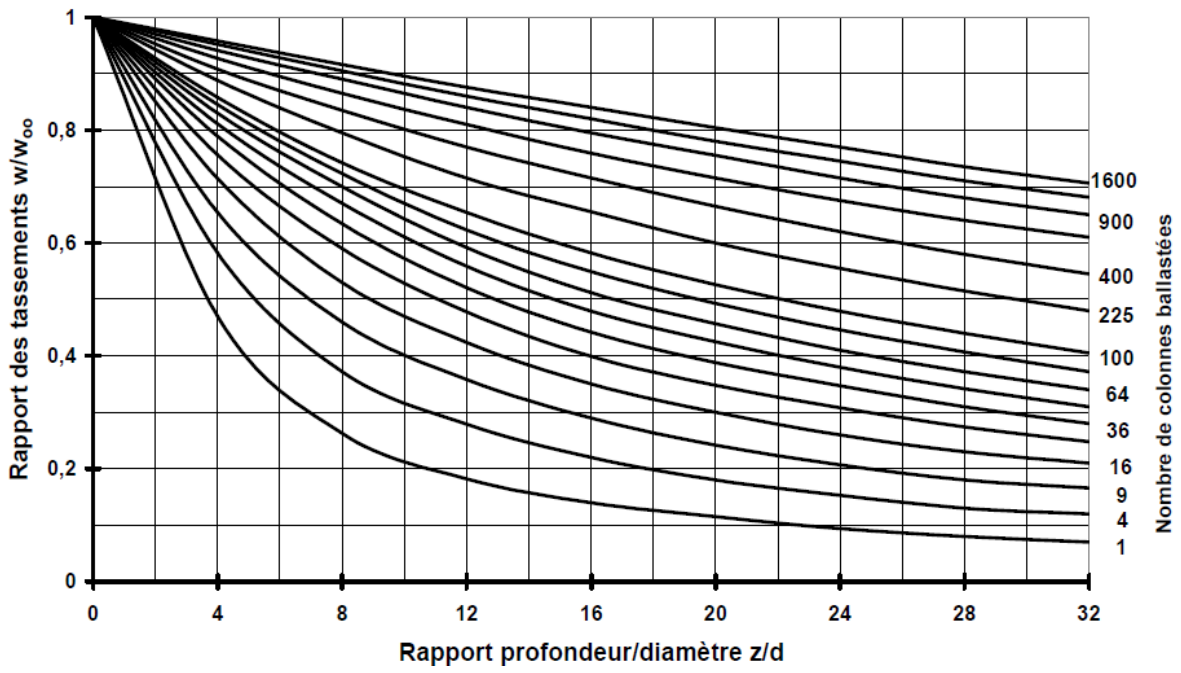


Figure A.5 : Rapport des tassements pour semelles filantes [12]

ANNEXE B : Résultats des reconnaissances et investigations géotechniques

1. Levés topographique
2. Résultats de l'essai de pénétration standard SPT
3. Résultat de l'essai pressiométrique PMT
4. Classification du sol selon la méthode LCPC

ANNEXE B1 : Levé topographique de la zone d'étude

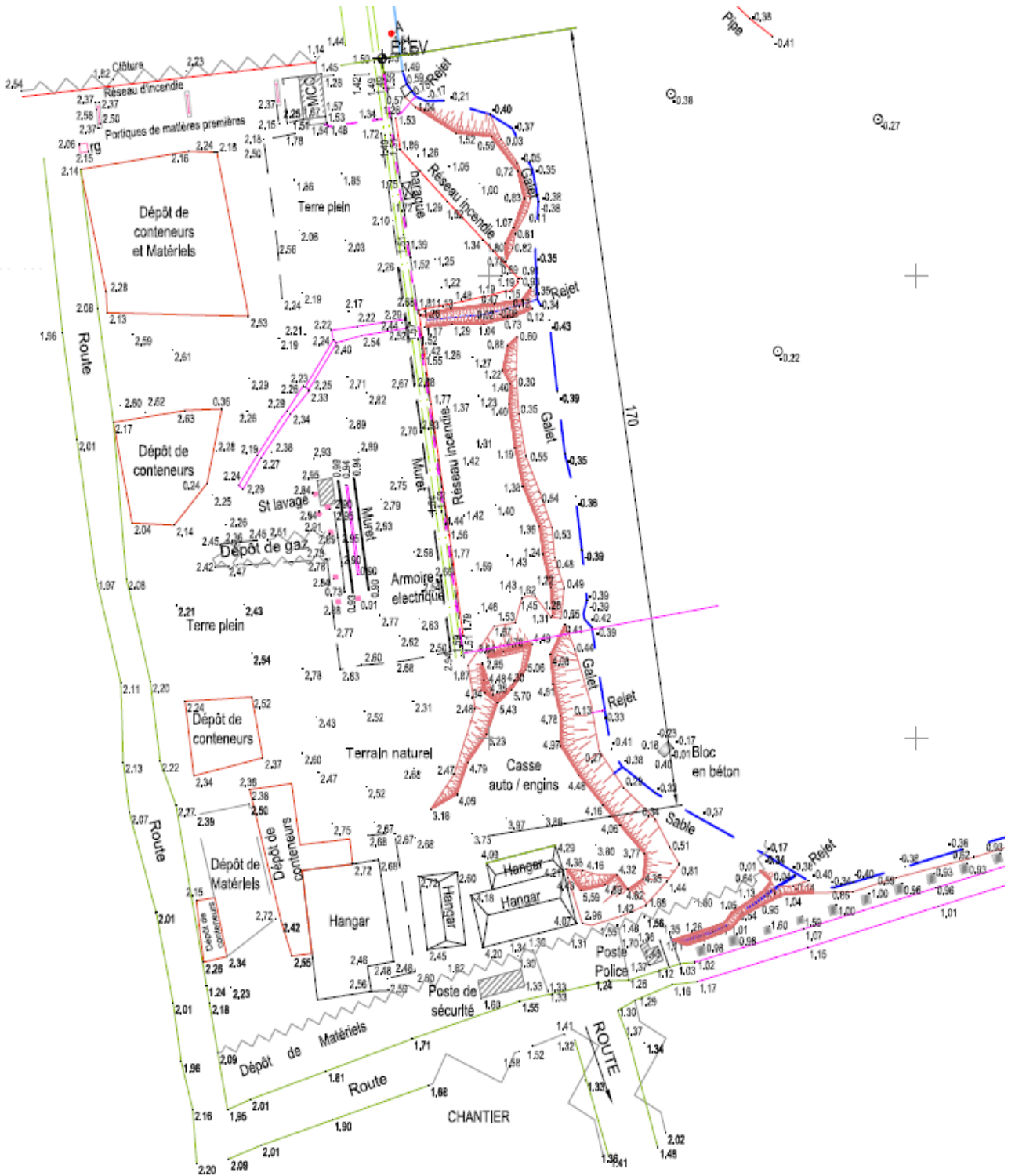


Figure B.1 : Levé topographique de la zone d'étude

ANNEXE B2 : Résultats de l'essai de pénétration standard SPT

Le traitement des résultats est donné ci-après :

N_0 : Nombre de coups de la première couche non pris en considération, il correspond à la couche remaniée du sol.

N_1 : Nombre de coups de la deuxième couche sur un enfoncement de 15cm.

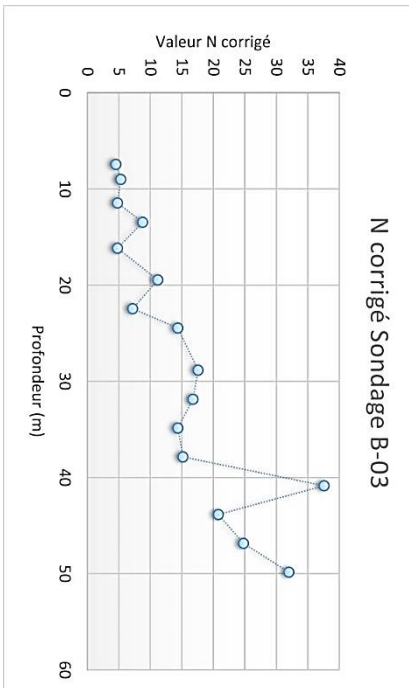
N_2 : Nombre de coups de la troisième couche sur un enfoncement de 15cm.

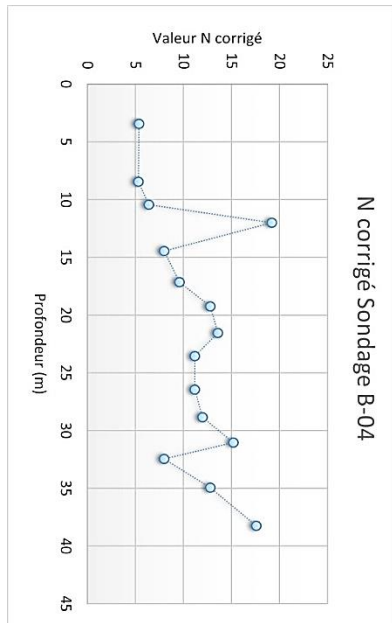
N_{SPT} : Nombre de coups bruts mesurés par l'essai SPT (N_1+N_2).

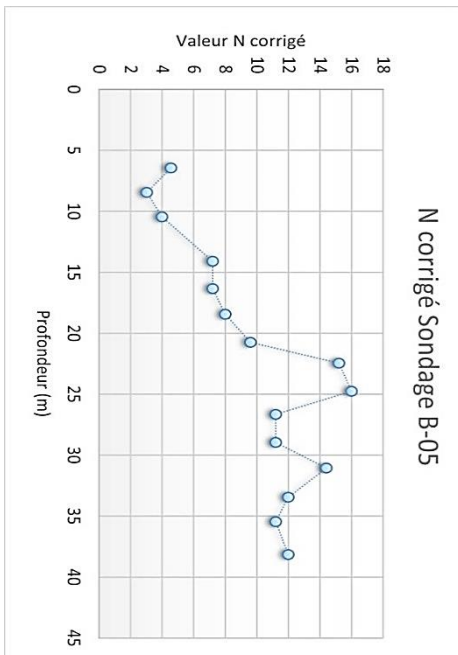
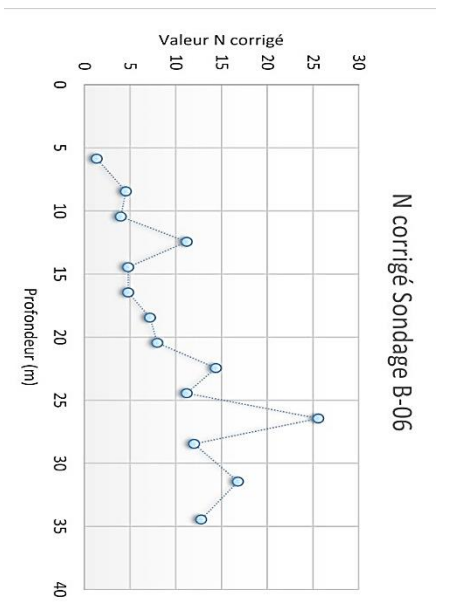
N corrigé (N_{60}): valeur corrigée de N_{SPT}

Les graphes indiquent que la valeur N corrigé augmente en fonction de la profondeur, ce qui justifie que l'état de consistance s'améliore en allant vers la profondeur.

N° de Sondage : B-01							Variation de N 60 avec la profondeur
couche	Prof. (m)	Nature de Sol	N_1	N_2	N_{SPT}	N_{60}	
S-2	7,40-7,85	Limon	5	7	12	9	<p>Valeur N corrigé</p> <p>Profondeur (m)</p> <p>N corrigé Sondage B-01</p>
S-3	9,40-9,85	Argile	3	3	6	5	
	12,00-12,45	Argile	3	5	8	6	
	14,00-14,45	Argile	2	5	7	6	
	17,00-17,45	Argile	5	10	15	12	
	19,55-20,00	Argile	5	7	12	10	
	22,00-22,45	Argile	7	7	14	11	
	24,00-24,45	Argile	4	7	11	9	

N° de Sondage : B-03							Variation de N 60 avec la profondeur
Couche	Prof. (m)	Nature de Sol	N1	N2	N _{SPT}	N60	
S-2	7,00-7,45	Argile	2	4	6	5	
	8,55-9,00	Argile	3	4	7	5	
S-3	11,00-11,45	Argile	2	4	6	5	
	13,00-13,45	Argile	5	6	11	9	
	15,70-16,15	Argile	3	3	6	5	
	19,00-19,45	Argile	7	7	14	11	
	22,00-22,45	Argile	4	5	9	7	
	25,00-24,45	Argile	7	11	18	14	
	28,40-28,85	Argile	9	13	22	18	
	31,40-31,85	Sable	7	14	21	17	
	34,40-34,85	Sable	5	13	18	14	
	37,40-37,85	Sable	7	12	19	15	
	40,40-40,85	Sable	18	29	47	38	
43,40-43,85	Argile	12	14	26	21		
S-4	46,40-46,85	Argile	14	17	31	25	
	49,40-49,85	Argile	19	21	40	32	

N° de Sondage : B-04							Variation de N 60 avec la profondeur
Couche	Prof. (m)	Nature de Sol	N1	N2	N _{SPT}	N60	
S-1	3,00-3,45	Sable	4	5	9	5	
S-2	8,00-8,45	Argile	3	4	7	5	
S-3	1,00-10,45	Argile	3	5	8	6	
	11,55-12,00	Argile	11	13	24	19	
	14,00-14,45	Argile	5	5	10	8	
	16,70-17,15	Argile	5	7	12	10	
	18,80-19,25	Argile	6	10	16	13	
	21,10-21,55	Argile	7	10	17	14	
	23,10-23,55	Argile	6	8	14	11	
	26,00-26,45	Argile	7	7	14	11	
	28,40-28,85	Argile	5	10	15	12	
	30,60-31,05	Argile	7	12	19	15	
	32,00-32,45	Argile	3	7	10	8	
	34,50-34,95	Argile	8	8	16	13	
37,80-38,25	Argile	9	13	22	18		

N° de Sondage : B-05							Variation de N 60 avec la profondeur
Couche	Prof. (m)	Nature de Sol	N1	N2	N _{SPT}	N60	
S-2	6,00-6,45	Argile	3	3	6	5	
	8,00-8,45	Argile	2	2	4	3	
S-3	10,00-10,45	Argile	2	3	5	4	
	13,65-14,10	Argile	4	5	9	7	
	15,90-16,35	Argile	4	5	9	7	
	18,00-18,45	Argile	4	6	10	8	
	20,30-20,75	Argile	5	7	12	10	
	22,00-22,45	Argile	8	11	19	15	
	24,30-24,75	Argile	8	12	20	16	
	26,20-26,65	Argile	6	8	14	11	
	28,50-28,95	Argile	5	9	14	11	
	30,60-31,05	Argile	8	10	18	14	
	33,00-33,45	Argile	6	9	15	12	
	35,00-35,45	Argile	5	9	14	11	
	37,70-38,15	Argile	6	9	15	12	
N° de Sondage : B-06							Variation de N 60 avec la profondeur
Couche	Prof. (m)	Nature de Sol	N1	N2	N _{SPT}	N60	
S-2-1	5,40-5,85	Sable	1	1	2	1	
S-3	8,00-8,45	Argile	2	4	6	5	
	10,00-10,45	Argile	2	3	5	4	
	12,00-12,45	Argile	6	8	14	11	
	14,00-14,45	Argile	2	4	6	5	
	16,00-16,45	Argile	3	3	6	5	
	18,00-18,45	Argile	3	6	9	7	
	20,00-20,45	Argile	4	6	10	8	
	22,00-22,45	Argile	10	8	18	14	
	24,00-24,45	Argile	7	7	14	11	
	26,00-26,45	Sable	15	17	32	26	
	28,00-28,45	Sable	5	10	15	12	
	31,00-31,45	Argile	9	12	21	17	
34,00-34,45	Argile	7	9	16	13		

ANNEXE B3 : Résultats de l'essai pressiométrique MPT

Dix (10) sondages pressiométriques ont été réalisés sur l'assiette du projet, d'une profondeur allant de 25.00 à 50.00m, et un intervalle d'essai de 2.00m. Les tableaux suivants résument les résultats obtenus.

P_1 : Pression limite du sol.

E_m : Module pressiométrique Ménard

P_0 : Contrainte totale horizontale au niveau de l'essai.

P_1^* : Pression limite nette.

Essai pressiometrique N°: A 01									
Couche	Litho	Prof [m]	E_m [Kpa]	P_1 [Kpa]	P_0 [Kpa]	P_1^* [Kpa]	E_m/P_1	E_m/P_1^*	Variation de E_m/P_1 en Profondeur
R	R	3	15200	2000	30	1970	7.6	7.7	<p style="text-align: center;">VALEUR DU RAPPORT E/PLM</p> <p style="text-align: right; transform: rotate(90deg);">E/plm Sondage A-01</p>
	R	5.5	23800	1840	65	1775	12.9	13.4	
S-2	A	7.5	1600	430	93	337	3.7	4.7	
S-3	ApS	9.5	5700	870	121	749	6.6	7.6	
	ApS	11.5	2000	520	149	371	3.8	5.4	
	ApS	13.5	8600	1120	177	943	7.7	9.1	
	ApS	15.5	7100	1020	205	815	7.0	8.7	
	ApS	17.5	2200	750	233	517	2.9	4.3	
	ApS	19.5	1300	670	261	409	1.9	3.2	
	ApS	21.5	4800	1200	289	911	4.0	5.3	
	ApS	23.5	3900	1340	317	1023	2.9	3.8	
ApS	25.5	3700	1170	345	825	3.2	4.5		

Essai pressiometrique N°: A 02									
Couche	Litho	Prof [m]	E_m [Kpa]	P_1 [Kpa]	P_0 [Kpa]	P_1^* [Kpa]	E_m/P_1	E_m/P_1^*	Variation de E_m/P_1 en Profondeur
R	R	2.5	23000	2650	22	2628	8.7	8.8	
S-2-1	SA	4.5	11000	1430	50	1380	7.7	8.0	
	SA	6.5	8700	840	78	762	10.4	11.4	
S-3	Ap	8.5	3500	620	106	514	5.6	6.8	
	Ap	10.5	5500	760	134	626	7.2	8.8	
	SA	12.5	5100	830	162	668	6.1	7.6	
	SA	14.5	9500	800	190	610	11.9	15.6	
	SA	16.5	8800	1470	218	1252	6.0	7.0	
	ApS	18.5	6200	1220	246	974	5.1	6.4	
	ApS	20.5	4300	1000	274	726	4.3	5.9	
	ApS	22.5	6400	1330	302	1028	4.8	6.2	
ApS	24.5	6000	1570	330	1240	3.8	4.8		

Essai pressiometrique N°: A 03									
Couche	Litho	Prof [m]	E_m [Kpa]	P_1 [Kpa]	P_0 [Kpa]	P_1^* [Kpa]	E_m/P_1	E_m/P_1^*	Variation de E_m/P_1 en Profondeur
S-1	SA	3	16800	2010	30	1980	8.4	8.5	
S-2-1	SA	5	4400	840	58	782	5.2	5.6	
	SA	7	900	320	86	234	2.8	3.8	
S-3	ApS	9	2800	520	114	406	5.4	6.9	
	ApS	11	9600	960	142	818	10.0	11.7	
	ApS	13	3100	820	170	650	3.8	4.8	
	ApS	15	5100	960	198	762	5.3	6.7	
	ApS	17	2300	950	226	724	2.4	3.2	
	Ap	19	4200	940	254	686	4.5	6.1	
	ApS	21	5300	1100	282	818	4.8	6.5	
	ApS	23	5200	1210	310	900	4.3	5.8	
	ApS	25	13200	1080	338	742	12.2	17.8	
	ApS	27	3600	1020	366	654	3.5	5.5	
	ApS	29	6500	1280	394	886	5.1	7.3	
	ApS	31	3700	1180	422	758	3.1	4.9	
	SA	33	6600	1570	450	1120	4.2	5.9	
	SA	35	4200	1390	478	912	3.0	4.6	
	SA	37	5800	1380	506	874	4.2	6.6	
ApS	39	7800	1520	534	986	5.1	7.9		
ApS	41	12000	2380	562	1818	5.0	6.6		
ApS	43	8300	2410	590	1820	3.4	4.6		
S-4	Ap	45	10400	2180	618	1562	4.8	6.7	
	Ap	47	19100	2550	646	1904	7.5	10.0	
	Ap	49	15000	2320	674	1646	6.5	9.1	

Essai pressiometrique N°: A 04									
Couche	Litho	Prof [m]	E_m [Kpa]	P_1 [Kpa]	P_0 [Kpa]	P_1^* [Kpa]	E_m/P_1	E_m/P_1^*	Variation de E_m/P_1 en Profondeur
S-1	SA	3.5	1800	440	37	403	4.1	4.5	<p>VALEUR DU RAPPORT E/PLM</p> <p>PROFONDEUR (M)</p> <p>E/plm Sondage A-04</p>
S-2-1	SA	5.5	600	250	65	185	2.4	3.2	
S-3	ApS	7.5	500	280	93	187	1.8	2.7	
	Ap	9.5	4600	990	121	869	4.6	5.3	
	ApS	11.5	1800	530	149	381	3.4	4.7	
	SA	13.5	4000	610	177	433	6.6	9.2	
	ApS	15.5	4300	950	205	745	4.5	5.8	
	ApS	17.5	1700	530	233	297	3.2	5.7	
	ApS	19.5	3400	940	261	679	3.6	5.0	
	ApS	21.5	4800	1050	289	761	4.6	6.3	
	SA	23.5	4000	1320	317	1003	3.0	4.0	
	SA	25.5	4100	1480	345	1135	2.8	3.6	
	ApS	27.5	4400	1240	373	867	3.5	5.1	
	ApS	29.5	5000	1500	401	1099	3.3	4.5	
	SA	31.5	3200	1380	429	951	2.3	3.4	
SA	33.5	4300	1190	457	733	3.6	5.9		

Essai pressiometrique N°: A 05									
Couche	Litho	Prof [m]	E_m [Kpa]	P_1 [Kpa]	P_0 [Kpa]	P_1^* [Kpa]	E_m/P_1	E_m/P_1^*	Variation de E_m/P_1 en Profondeur
S-2-1	SA	3.5	8500	1570	43	1527	5.4	5.6	<p>VALEUR DU RAPPORT E/PLM</p> <p>PROFONDEUR (M)</p> <p>E/plm Sondage A-05</p>
	SA	5.5	2900	510	71	439	5.7	6.6	
	SA	7.5	1200	430	99	331	2.8	3.6	
S-3	Ap	9.5	1300	370	127	243	3.5	5.3	
	Ap	11.5	4900	840	155	685	5.8	7.2	
	ApS	13.5	3800	800	183	617	4.8	6.2	
	ApS	15.5	3400	810	211	599	4.2	5.7	
	ApS	17.5	3500	870	239	631	4.0	5.5	
	ApS	19.5	3800	800	267	533	4.8	7.1	
	Ap	21.5	5700	1040	295	745	5.5	7.7	
	Ap	23.5	3500	940	323	617	3.7	5.7	
	Ap	25.5	4400	960	351	609	4.6	7.2	
	Ap	27.5	4900	1230	379	851	4.0	5.8	
	Ap	29.5	4700	1100	407	693	4.3	6.8	
	SA	31.5	5600	1430	435	995	3.9	5.6	
SA	33	5600	1280	456	824	4.4	6.8		
SA	35	18500	2240	484	1756	8.3	10.5		
SA	37.5	10200	1840	519	1321	5.5	7.7		

Essai pressiometrique N°: A 06									
Couche	Litho	Prof [m]	E_m [Kpa]	P_1 [Kpa]	P_0 [Kpa]	P_1^* [Kpa]	E_m/P_1	E_m/P_1^*	Variation de E_m/P_1 en Profondeur
R	R	2.5	1100	310	27	283	3.5	3.89	<p>VALEUR DU RAPPORT E/PLM</p> <p>PROFONDEUR (M)</p> <p>E/plm Sondage A-06</p>
S-1	SA	4.5	1300	480	55	425	2.7	3.06	
S-2-1	SA	6.5	1000	330	83	247	3.0	4.05	
S-3	SA	8.5	1400	540	111	429	2.6	3.26	
	Ap	10.5	3100	740	139	601	4.2	5.16	
	Ap	12.5	7900	1150	167	983	6.9	8.04	
	Ap	14.5	2900	710	195	515	4.1	5.63	
	Ap	16.5	1200	540	223	317	2.2	3.79	
	Ap	18.5	1800	650	251	399	2.8	4.51	
	ApS	20.5	1400	730	279	451	1.9	3.1	
	ApS	22.5	2700	1020	307	713	2.6	3.79	
	Ap	24.5	3900	1030	335	695	3.8	5.61	
	Ap	26.5	3500	1290	363	927	2.7	3.78	
	Ap	28.5	1300	920	391	529	1.4	2.46	
	Ap	30.5	7700	1630	419	1211	4.7	6.36	
Ap	32.5	2500	930	447	483	2.7	5.18		
Ap	34.5	2100	900	475	425	2.3	4.94		

Essai pressiometrique N°: A 07									
Couche	Litho	Prof [m]	E_m [Kpa]	P_1 [Kpa]	P_0 [Kpa]	P_1^* [Kpa]	E_m/P_1	E_m/P_1^*	Variation de E_m/P_1 en Profondeur
R	R	2.5	12500	2180	29	2151	5.7	5.8	<p>VALEUR DU RAPPORT E/PLM</p> <p>PROFONDEUR (M)</p> <p>E/plm Sondage A-07</p>
S-2	Ap	4.5	1400	330	57	273	4.2	5.1	
S-3	Ap	6.5	1300	310	85	225	4.2	5.8	
	Ap	8.5	1300	430	113	317	3.0	4.1	
	ApS	10.5	3100	810	141	669	3.8	4.6	
	Ap	12.5	2300	710	169	541	3.2	4.3	
	Ap	14.5	3200	720	197	523	4.4	6.1	
	Ap	16.5	1400	480	225	255	2.9	5.5	
	Ap	18.5	1800	670	253	417	2.7	4.3	
	Ap	20.5	3400	990	281	709	3.4	4.8	
	Ap	22.5	2800	920	309	611	3.0	4.6	
	Ap	24.5	4100	1090	337	753	3.8	5.4	
	ApS	26.5	8000	1740	365	1375	4.6	5.8	
	Ap	28.5	2400	1020	393	627	2.4	3.8	
	Ap	30.5	5700	1300	421	879	4.4	6.5	
Ap	32.5	8400	1530	449	1081	5.5	7.8		
Ap	34.5	10000	1750	477	1273	5.7	7.9		

Essai pressiometrique N°: A 08									
Couche	Litho	Prof [m]	E_m [Kpa]	P_1 [Kpa]	P_0 [Kpa]	P_1^* [Kpa]	E_m/P_1	E_m/P_1^*	Variation de E_m/P_1 en Profondeur
R	R	2.5	7400	880	22	858	8.4	8.6	<p>VALEUR DU RAPPORT E/PLM</p> <p>E/plm Sondage A-08</p>
	R	4.5	14400	1510	40	1470	9.5	9.8	
	R	6.5	20300	2460	65	2395	8.3	8.5	
S-2	ApS	8.5	2600	760	93	667	3.4	3.9	
	ApS	10.5	2700	370	121	249	7.3	10.8	
	ApS	12.5	2300	400	149	251	5.8	9.2	
S-3	Ap	14.5	3000	640	177	463	4.7	6.5	
	Ap	16.5	6800	860	205	655	7.9	10.4	
	Ap	18.5	1800	460	233	227	3.9	7.9	
	Ap	20.5	1500	570	261	309	2.6	4.9	
	Ap	22.5	3000	950	289	661	3.2	4.5	
	Ap	24.5	2700	540	317	223	5.0	12.1	
	ApS	26.5	1100	490	345	145	2.2	7.6	
	Ap	28.5	3600	1020	373	647	3.5	5.6	
	Ap	30.5	7700	1260	401	859	6.1	9.0	
	ApS	32.5	12900	2220	429	1791	5.8	7.2	
Ap	34.5	4200	1510	457	1053	2.8	4.0		
Ap	36.5	3400	1280	485	795	2.7	4.3		

Essai pressiometrique N°: A 09									
Couche	Litho	Prof [m]	E_m [Kpa]	P_1 [Kpa]	P_0 [Kpa]	P_1^* [Kpa]	E_m/P_1	E_m/P_1^*	Variation de E_m/P_1 en Profondeur
R	R	3	7900	780	27	753	10.1	10.5	<p>VALEUR DU RAPPORT E/PLM</p> <p>E/plm Sondage A-09</p>
S-1	S	5.5	6700	830	52	778	8.1	8.6	
S-2-1	SA	7.5	1900	370	80	290	5.1	6.6	
	SA	9.5	1500	290	108	182	5.2	8.2	
S-3	Ap	11.5	2200	530	136	394	4.2	5.6	
	Ap	13.5	5700	1170	164	1006	4.9	5.7	
	Ap	15.5	800	340	192	148	2.4	5.4	
	Ap	17.5	3100	810	220	590	3.8	5.3	
	Ap	19.5	5000	1010	248	762	5.0	6.6	
	Ap	21.5	2800	990	276	714	2.8	3.9	
	Ap	23.5	3000	1040	304	736	2.9	4.1	
	Ap	25.5	3600	1000	332	668	3.6	5.4	
	Ap	27.5	2100	860	360	500	2.4	4.2	
	Ap	29.5	1600	660	388	272	2.4	5.9	
	Ap	31.5	4800	1150	416	734	4.2	6.5	
	Ap	33.5	2100	850	444	406	2.5	5.2	
Ap	35.5	3600	1160	472	688	3.1	5.2		
Ap	37.5	4000	1210	500	710	3.3	5.6		

Essai pressiometrique N°: A 10

Couche	Litho	Prof [m]	E_m [Kpa]	P_1 [Kpa]	P_0 [Kpa]	P_1^* [Kpa]	E_m/P_1	E_m/P_1^*	Variation de E_m/P_1 en Profondeur
S-1	SA	2.5	2000	420	26	394	4.8	5.1	<p align="center">E/plm Sondage A-10</p>
S-2	Ap	4.5	2000	400	54	346	5.0	5.8	
	Ap	6.5	1400	470	82	388	3.0	3.6	
S-3	Ap	8.5	1300	420	110	310	3.1	4.2	
	ApS	10.5	4700	810	138	672	5.8	7.0	
	ApS	12.5	1800	980	166	814	1.8	2.2	
	ApS	14.5	2700	890	194	696	3.0	3.9	
	ApS	16.5	2700	870	222	648	3.1	4.2	
	ApS	18.5	6200	930	250	680	6.7	9.1	
	ApS	20.5	5000	930	278	652	5.4	7.7	
	ApS	22.5	5900	1180	306	874	5.0	6.8	
	Ap	24.5	4300	1250	334	916	3.4	4.7	
	Ap	26.5	5500	1200	362	838	4.6	6.6	
	SA	28.5	14200	1480	390	1090	9.6	13.0	
	SA	30.5	6200	1610	418	1192	3.9	5.2	
	Ap	32.5	4200	1320	446	874	3.2	4.8	
	Ap	34.5	4200	1450	474	976	2.9	4.3	
	ApS	36.5	3200	1270	502	768	2.5	4.2	
	ApS	38.5	10600	2230	530	1700	4.8	6.2	
	ApS	40.5	5800	1470	558	912	3.9	6.4	
	ApS	42.5	9700	1480	586	894	6.6	10.9	
ApS	44.5	4200	1310	614	696	3.2	6.0		
ApS	46.5	4600	1350	642	708	3.4	6.5		
ApS	48.5	7000	1400	670	730	5.0	9.6		

Annexe B4 : Résultats des investigations géotechniques – classification LCPC

Nous nous limiterons à présenter ici, la classification selon la granulométrie et les limites d'Atterberg des échantillons intacts issus des cinq (05) sondages carottés notés B-01, B-03, B-04, B-05 et B-06. Les tableaux suivants présentent les résultats des essais et le résultat de la classification selon la méthode LCPC.

Sondage carotté N ° B-01

Numero d'échantillon	Lithologie	profondeur	Limites				Granulométrie							Classification granulométrique	Classification abaque Casagrande	Classification de la couche
			W _L	W _p	I _p	I _c	50	20	2	0,2	0,08	0,02	0,002			
			(%)	(%)	(%)	(%)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm			
		(m)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)				
1	S-02	7.00~7.40	31,8	23,1	8,6	0,66	100	100	100	96,6	79,6	31,6	4,3	sol fin	Lp : Limon peu plastique	Limon peu plastique
2	S-03	9.00~9.40	45,2	25,1	20,1	0,66	100	100	100	99,5	97,7	87,3	31	sol fin	Ap : Argile peu plastique	Argile peu plastique
3		11.60~12.00	46,5	25,9	20,6	0,77	100	100	100	99,5	95,2	68,8	23,9	sol fin	Ap : Argile peu plastique	
4		13.60~14.00	28,2	19,1	9,1	0,44	100	100	100	98,1	83,5	46,3	9,8	sol fin	Ap : Argile peu plastique	
5		16.60~17.00	28,3	20	8,3	0,26	100	100	100	99,3	84,9	45,3	8,5	sol fin	Ap : Argile peu plastique	
6		19.15~19.55	48,6	25,5	23,1	0,54	100	100	100	99,8	98,2	94	35,3	sol fin	Ap : Argile peu plastique	
7		21.60~22.00	38,6	20,2	18,5	0,32	100	100	100	97	84,1	45,4	18,5	sol fin	Ap : Argile peu plastique	
8		24.60~25.00	35,2	22,5	12,7	0,38	100	100	100	98,9	91,5	57,1	17,8	sol fin	Ap : Argile peu plastique	

Sondage B - 03																
Numero d'échantillon	Lithologie	Profondeur	Limites d'atterberg				Granulométrie							Classification granulométrique	Classification abaque Casagrande	Classification de la couche
			WL	Wp	Ip	Ic	50	20	2	0,2	0,08	0,02	0,002			
							mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm			
		(m)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)			
1	S-2	6.60~7.00	28,6	23,1	5,6	0,37	100	100	100	93	52,3	8,1	2,5	Sol fin	Lp : Limon peu plastique	Limon et Argile peu plastique
2		8.40~8.60	27,7	17,7	10	0,2	100	100	100	99,4	72,4	22,3	5,1	Sol fin	Ap : Argile peu plastique	
3	S-3	10.60~11.00	42,9	24,2	18,7	0,54	100	100	100	99,7	98	81,7	37,7	Sol fin	Ap : Argile peu plastique	Argile peu plastique avec passage sableux
4		12.60~13.00	28,5	21	7,5	0,28	100	100	100	99,4	90,6	65	14	Sol fin	Ap : Argile peu plastique	
5		15.30~15.70	29,5	16,5	13	0,63	100	100	100	97,1	76,5	28,9	7,3	Sol fin	Ap : Argile peu plastique	
6		18.60~19.00	31	16,6	14,4	0,7	100	100	100	99,4	74,1	30,5	7,9	Sol fin	Ap : Argile peu plastique	
7		21.60~22.00	36,1	18	18,1	0,37	100	100	100	96,7	82	33,5	14,9	Sol fin	Ap : Argile peu plastique	
8		24.60~25.00	28,2	23	5,2	0,5	100	100	100	97,4	59,8	11,1	2,4	Sol fin	Lp : Limon peu plastique	
9		28.00~28.40	29,5	17,2	12,3	0,48	100	100	100	98	72,3	26,6	6,1	Sol fin	Ap : Argile peu plastique	
10		31.00~31.40	26,7	17,1	9,7	0,51	100	100	100	95,8	42,2	4,2	1,3	sol grenu SABLE	Ap : Argile peu plastique	
11		34.40~34.60	25,4	18,6	6,8	0,83	100	100	100	99,7	67,7	12,4	4,2	Sol fin	Lp : Limon peu plastique	
12		37.00~37.40	29,7	14,8	14,9	0,48	100	100	100	96,3	39,2	7,4	2,9	sol grenu SABLE	Ap : Argile peu plastique	
13		40.00~40.40	24,3	17,6	6,7	0,55	100	100	100	97,2	42,8	5,5	2,2	sol grenu SABLE	Ap-Lp Argile & limon peu plastique	
14	43.00~43.40	41,2	18,4	22,8	0,95	100	100	100	88	81,4	47,2	30,7	Sol fin	Ap : Argile peu plastique		
15	S-4	46.00~46.40	48,8	26	22,8	1,24	100	100	100	93,5	89,5	65	43	Sol fin	Ap : Argile peu plastique	Argile Limoneuse peu plastique
16		49.00~49.40	49,3	27,6	21,8	1,44	100	100	100	99,3	98,5	67	51,5	Sol fin	Ap : Argile peu plastique	

Sondage B - 04																
Numero d'échantillon	Lithologie	Profondeur	Limites d'Atterberg											Classification granulométrique	Classification abaque de casagrande	Classification
			WL	Wp	Ip	Ic	200	20	2	0.2	0.08	0.02	0.002			
			(%)	(%)	(%)		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm			
		(m)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)				
1	S-1	1.80~2.00					100	95.5	81.6	6.2	3.6	0.04	0.01	sol Grenu	-	Sable Propre
2	S-2	3.80~3.95	27.3	12.2	15.1	0.28	100	100	100	98.5	79.7	36.4	10.6	sol Fin	Ap : Argile peu plastique	Argile peu plastique
3		5.00~5.20	26.6	14.2	12.4	0.32	100	100	100	99.4	93.1	36.7	14.5	sol Fin	Ap : Argile peu plastique	
4	S-3	8.60~9.00	46.4	25.8	20.6	0.5	100	100	100	99.5	98.3	97.7	32.6	sol Fin	Ap : Argile peu plastique	Argile peu plastique
5		10.70~11.00	47.2	25.2	22	0.32	100	100	100	99.7	98.9	90	38.4	sol Fin	Ap : Argile peu plastique	
6		12.80~13.00	46.7	21.1	25.6	0.81	100	100	100	96.8	66.7	41.1	26.1	sol Fin	Ap : Argile peu plastique	
7		15.00~15.20	58.7	27.1	31.6	0.72	100	100	100	91.8	91.1	76.1	29.2	sol Fin	At : Argile très plastique	
8		17.70~17.90	47.3	24.2	23.1	0.83	100	100	100	99.7	97.8	74.2	45.5	sol Fin	Ap : Argile peu plastique	
9		20.10~20.30	44.3	24.1	20.2	0.6	100	100	100	99.7	98.7	71.3	38.2	sol Fin	Ap : Argile peu plastique	
10		22.00~22.20	47.8	25.9	21.9	0.91	100	100	100	99.4	79	38.1	13	sol Fin	Ap : Argile peu plastique	
11		24.70~24.90	31.9	15.2	16.7	0.26	100	100	100	98.8	88	35.3	12.2	sol Fin	Ap : Argile peu plastique	
12		27.40~27.60	30.1	23	7.1	1.03	100	100	100	99	76.4	33.6	6.8	sol Fin	Ap : Argile peu plastique	
13		30.40~30.60	28.2	16.9	11.3	0.48	100	100	100	99.6	99	59.2	11.3	sol Fin	Ap : Argile peu plastique	
14		31.60~32.00	36.9	17.7	19.2	0.74	100	100	100	99.3	72.5	29.6	5.5	sol Fin	Ap : Argile peu plastique	
15		33.60~34.00	28.9	15.7	13.2	0.55	100	100	100	81.7	48.3	10.6	3	sol Fin	Ap : Argile peu plastique	
16		37.00~37.30	36.4	18.7	17.7	0.47	100	100	100	97.7	63.9	17.5	4.7	sol Fin	Ap : Argile peu plastique	

Sondage N °: B-05

Numero d'échantillon	Lithologie	Profondeur (m)	Limites d'Atterberg				Granulométrie							Classification granulométrique	Classification abaqué de Casagrande	Classification de la couche
			WL	Wp	Ip	Ic	50 mm	20 mm	2 mm	0.2 mm	0.08 mm	0.02 mm	0.002 mm			
			(%)	(%)	(%)		(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)			
1	S-1	5.00~5.20					100	100	96	12.9	0.7	0	0	Sable	-	Sable propre
2	S-2	7.80~8.00	26.6	13.1	13.5	0.18	100	100	100	98.7	93.2	68.8	22.5	Sol Fin	Ap : Argile peu plastique	Argile peu plastique
3	S-3	9.80~10.00	47	26.6	20.4	0.5	100	100	100	97.9	97.2	88.5	28	Sol Fin	Ap : Argile peu plastique	Argile peu plastique parfois Limoneuse
4		10.60~10.90	47.6	24.7	22.9	0.47	100	100	100	100	92.3	78.1	32.5	Sol Fin	Ap : Argile peu plastique	
5		13.30~13.65	30.9	21.1	9.7	0.43	100	100	100	100	99.7	43.8	16.4	Sol Fin	Ap : Argile peu plastique	
6		15.70~15.90	37.3	22.4	14.9	0.66	100	100	100	96	76.8	50.6	15.9	Sol Fin	Ap : Argile peu plastique	
7		17.80~18.00	37.4	22.7	14.7	0.37	100	100	100	98.6	85.1	49.4	18.2	Sol Fin	Ap : Argile peu plastique	
8		20.00~20.30	37.6	25.7	11.9	0.64	100	100	100	99.6	60.5	17.3	7	Sol Fin	Lp: Limon peu plastique	
9		21.70~22.00	44.6	24.7	19.9	0.49	100	100	100	99.7	99	94.1	28.8	Sol Fin	Ap : Argile peu plastique	
10		24.10~24.30	48	20.5	27.5	0.36	100	100	100	99.7	95.2	85.6	27.5	Sol Fin	Ap : Argile peu plastique	
11		26.00~26.20	36	23.4	12.5	0.45	100	100	100	96.7	55.4	22.8	9.8	Sol Fin	Ap : Argile peu plastique	
12		28.30~28.50	28	17.2	10.8	0.56	100	100	100	82.2	77.7	21.5	7.5	Sol Fin	Ap : Argile peu plastique	
13		30.40~30.60	25.8	19.1	6.7	0.58	100	100	100	80.5	66.5	16	6	Sol Fin	Ap-Lp: Argile & Limon peu plastique	
14		32.20~32.40	24.4	11.2	13.1	0.27	100	100	100	99.2	97.5	92	22.3	Sol Fin	Ap : Argile peu plastique	
15		34.20~34.50	29.9	18.2	11.7	0.5	100	100	100	99.6	74.2	17.6	5.3	Sol Fin	Ap : Argile peu plastique	
16		37.50~37.70	33.9	19.3	14.6	0.17	100	100	100	97.3	90	72.3	33.6	Sol Fin	Ap : Argile peu plastique	

Sondage N °: B-06																
N° d'échantillon	Lithologie	Profondeur	Limites				GRANULOMETRIQUE							Classification granulométrique	Classification abaques de casagrande	Classification de la couche
			WL	Wp	Ip	Ic	50	20	2	0.2	0.08	0.02	0.002			
			(m)	(%)	(%)	(%)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm			
1	S-2-1	5.00~5.40	26.9	16.7	10.2	0.38	100	100	100	97.1	37.3	3.5	1.5	Sable	Ap : Argile peu plastique	Sable argileux
2	S-3	7.60~8.00	61.3	27.9	33.4	0.39	100	100	100	99.2	97.9	92	41.3	Sol Fin	At: Argile très plastique	Argile Sableuse peu plastique
3		9.60~10.00	50.2	25.8	24.3	0.23	100	100	100	97.8	96.6	85.8	33.4	Sol Fin	At: Argile très plastique	
4		11.60~12.00	26.4	15.3	11	0.26	100	100	100	93.6	42.9	4.7	2.1	Sable	Ap : Argile peu plastique	
5		13.60~14.00	50.3	26.1	24.3	0.52	100	100	100	99.5	93.7	70.6	16.1	Sol Fin	At: Argile très plastique	
6		15.60~16.00	34.5	23	11.4	0.75	100	100	100	99.6	98.9	82.9	35.4	Sol Fin	Ap : Argile peu plastique	
7		17.60~18.00	40.3	21.7	18.7	0.54	100	100	100	99.7	98.4	89.3	25.9	Sol Fin	Ap : Argile peu plastique	
8		19.60~20.00	26.3	19.7	6.6	0.7	100	100	100	98.8	53.9	7.3	2.3	Sol Fin	Ap-Lp: Argile & Limon peu plastique	
9		21.60~22.00	47.1	25.3	21.7	0.35	100	100	100	99.3	95	82.4	28.6	Sol Fin	Ap : Argile peu plastique	
10		23.60~24.00	47.6	26.1	21.5	0.35	100	100	100	99.4	96.9	81.8	26.9	Sol Fin	Ap : Argile peu plastique	
11		25.60~26.00	26.1	17.3	8.8	0.29	100	100	100	95.9	38	2.8	0.6	Sable	Ap : Argile peu plastique	
12		27.60~28.00	30.1	21.5	8.6	0.43	100	100	100	93	37.4	2.1	0.3	Sable	Ap : Argile peu plastique	
13		30.60~31.00	29	18.2	10.8	0.48	100	100	100	98.7	60.6	13.2	4	Sol Fin	Ap : Argile peu plastique	
14		33.60~34.00	27.1	16.4	10.7	0.48	100	100	100	99.2	57.5	13.2	4.5	Sol Fin	Ap : Argile peu plastique	

ANNEXE C

1. Calcul de la capacité portante du sol avant traitement,
2. Calcul des tassements du sol avant renforcement,
3. Résultats de l'essai PDL de la planche d'essai de la zone 03,
4. Calcul des pressions limites nettes équivalentes selon les recommandations du COPREC 2011,

ANNEXE C1 : Calcul de la capacité portante du sol avant traitement – Méthode pressiométrique

Essai pressiométrique N°: A 01					
N°	Lithologie	Profondeur [m]	Pl [Kpa]	P0 [Kpa]	P*1 [Kpa]
1	R	3	2000	30	1970
2		5.5	1840	65	1775
3	S-2	7.5	430	93	337
4	S-3	9.5	870	121	749
5		11.5	520	149	371
6		13.5	1120	177	943
7		15.5	1020	205	815
8		17.5	750	233	517
La pression limite nette équivalente :				$P_{le}^* =$	775.0
La contrainte verticale limite effective (capacité portante):				q_l [KPa] =	775.0
la contrainte admissible du sol (contrainte de calcul):				q_a [KPa] =	258.3

Le sol de fondation est un sable et grave B ayant $P_1 = 1.24$ MPa d'où $K_p = 1$

La contrainte transmise au sol :	$q =$	146.1
----------------------------------	-------	--------------

on a $q < q_a$, donc :

condition vérifiée

Essai pressiométrique N°: A 02					
N°	Lithologie	Profondeur [m]	Pl [Kpa]	P0 [Kpa]	P*1 [Kpa]
1	R	2.5	2650	22	2628
2	S-2-1	4.5	1430	50	1380
3		6.5	840	78	762
4	S-3	8.5	620	106	514
5		10.5	760	134	626
6		12.5	830	162	668
7		14.5	800	190	610
8		16.5	1470	218	1252
9		18.5	1220	246	974
La pression limite nette équivalente				$P_{le}^* =$	913.2
La contrainte verticale limite effective (capacité portante)				q_l [KPa] =	913.2
la contrainte admissible du sol (contrainte de calcul)				q_a [KPa] =	304.4

Le sol de fondation est un sable et grave B ayant $P_1 = 1.24$ MPa d'où $K_p = 1$

La contrainte transmise au sol	$q =$	146.1
--------------------------------	-------	--------------

on a $q < q_a$, donc :

condition vérifiée

Essai pressiométrique N°: A 03					
N°	Lithologie	Profondeur [m]	Pl [Kpa]	P0 [Kpa]	P*1 [Kpa]
1	S-1	3	2010	30	1980
2	S-2-1	5	840	58	782
3		7	320	86	234
4	S-3	9	520	114	406
5		11	960	142	818
6		13	820	170	650
7		15	960	198	762
8		17	950	226	724
La pression limite nette équivalente				$P_{le}^* =$	675.1
La contrainte verticale limite effective (capacité portante)				q_l [KPa] =	675.1
la contrainte admissible du sol (contrainte de calcul)				q_a [KPa] =	225.0

Le sol de fondation est un sable A ayant $P_l = 0.39$ Mpa , $K_p = 1$

La contrainte transmise au sol	$q =$	146.1
--------------------------------	-------	--------------

on a $q < q_a$, donc :

condition vérifiée

Essai pressiométrique N°: A 04					
N°	Lithologie	Profondeur [m]	Pl [Kpa]	P0 [Kpa]	P*1 [Kpa]
1	S-1	3.5	440	37	403
2	S-2-1	5.5	250	65	185
3	S-3	7.5	280	93	187
4		9.5	990	121	869
5		11.5	530	149	381
6		13.5	610	177	433
7		15.5	950	205	745
8		17.5	530	233	297
La pression limite nette équivalente				$P_{le}^* =$	380.8
La contrainte verticale limite effective (capacité portante)				q_l [KPa] =	380.8
la contrainte admissible du sol (contrainte de calcul)				q_a [KPa] =	126.9

Le sol de fondation est un sable A ayant $P_l = 0.39$ Mpa , $K_p = 1$

La contrainte transmise au sol	$q =$	146.1
--------------------------------	-------	--------------

on a $q > q_a$, donc :

condition non vérifiée

Essai pressiométrique N°: A 05					
N°	Lithologie	Profondeur [m]	Pl [Kpa]	P0 [Kpa]	P*1 [Kpa]
1	S-2-1	3.5	1570	43	1527
2		5.5	510	71	439
3		7.5	430	99	331
4	S-3	9.5	370	127	243
5		11.5	840	155	685
6		13.5	800	183	617
7		15.5	810	211	599
8		17.5	870	239	631
La pression limite nette équivalente				$P_{le}^* =$	551.9
La contrainte verticale limite effective (capacité portante)				q_l [KPa] =	551.9
la contrainte admissible du sol (contrainte de calcul)				q_a [KPa] =	184.0

Le sol de fondation est un sable A ayant $P_l = 0.25$ Mpa, d'où $K_p = 1$

La contrainte transmise au sol	$q =$	146.1
--------------------------------	-------	--------------

on a $q < q_a$, donc :

condition vérifiée

Essai pressiométrique N°: A 06					
N°	Lithologie	Profondeur [m]	Pl [Kpa]	P0 [Kpa]	P*1 [Kpa]
1	R	2.5	310	27	283
2	S-1	4.5	480	55	425
3	S-2-1	6.5	330	83	247
4	S-3	8.5	540	111	429
5		10.5	740	139	601
6		12.5	1150	167	983
7		14.5	710	195	515
8		16.5	540	223	317
9		18.5	650	251	399
La pression limite nette équivalente				$P_{le}^* =$	428.8
La contrainte verticale limite effective (capacité portante)				q_l [KPa] =	428.8
la contrainte admissible du sol (contrainte de calcul)				q_a [KPa] =	142.9

Le sol de fondation est un sable et grave B ayant $P_l = 1.24$ MPa d'où $K_p = 1$

La contrainte transmise au sol	$q =$	146.1
--------------------------------	-------	--------------

on a $q > q_a$, donc :

condition non vérifiée

Essai pressiométrique N°: A 07					
N°	Lithologie	Profondeur [m]	Pl [Kpa]	P0 [Kpa]	P*1 [Kpa]
1	R	2.5	2180	29	2151
2	S-2	4.5	330	57	273
3	S-3	6.5	310	85	225
4		8.5	430	113	317
5		10.5	810	141	669
6		12.5	710	169	541
7		14.5	720	197	523
8		16.5	480	225	255
9		18.5	670	253	417
La pression limite nette équivalente				$P_{le}^* =$	455.4
La contrainte verticale limite effective (capacité portante)				q_l [KPa] =	455.4
la contrainte admissible du sol (contrainte de calcul)				q_a [KPa] =	151.8

Le sol de fondation est un sable et grave B ayant $P_1 = 1.24$ MPa d'où $K_p = 1$

La contrainte transmise au sol	$q =$	146.1
--------------------------------	-------	--------------

on a $q < q_a$, donc : **condition vérifiée**

Essai pressiométrique N°: A 08					
N°	Lithologie	Profondeur [m]	Pl [Kpa]	P0 [Kpa]	P*1 [Kpa]
1	R	2.5	880	22	858
2		4.5	1510	40	1470
3		6.5	2460	65	2395
4	S-2	8.5	760	93	667
5		10.5	370	121	249
6		12.5	400	149	251
7	S-3	14.5	640	177	463
8		16.5	860	205	655
9		18.5	460	233	227
La pression limite nette équivalente				$P_{le}^* =$	590.0
La contrainte verticale limite effective (capacité portante)				q_l [KPa] =	590.0
la contrainte admissible du sol (contrainte de calcul)				q_a [KPa] =	196.7

Le sol de fondation est un sable et grave B ayant $P_1 = 1.24$ MPa d'où $K_p = 1$

La contrainte transmise au sol	$q =$	146.1
--------------------------------	-------	--------------

on a $q < q_a$, donc : **condition vérifiée**

Essai pressiométrique N°: A 09					
N°	Lithologie	Profondeur [m]	Pl [Kpa]	P0 [Kpa]	P*1 [Kpa]
1	R	3	780	27	753
2	S-1	5.5	830	52	778
3	S-2-1	7.5	370	80	290
4		9.5	290	108	182
5	S-3	11.5	530	136	394
6		13.5	1170	164	1006
7		15.5	340	192	148
8		17.5	810	220	590
La pression limite nette équivalente				$P_{le}^* =$	425.3
La contrainte verticale limite effective (capacité portante)				q_l [KPa] =	425.3
la contrainte admissible du sol (contrainte de calcul)				q_a [KPa] =	141.8

Le sol de fondation est un sable et grave B ayant $P_1 = 1.24$ MPa d'où $K_p = 1$

La contrainte transmise au sol	$q =$	146.1
--------------------------------	-------	--------------

on a $q > q_a$, donc : **condition non vérifiée**

Essai pressiométrique N°: A 010					
N°	Lithologie	Profondeur [m]	Pl [Kpa]	P0 [Kpa]	P*1 [Kpa]
1	S-1	2.5	420	26	394
2	S-2	4.5	400	54	346
3	S-3	6.5	470	82	388
4		8.5	420	110	310
5		10.5	810	138	672
6		12.5	980	166	814
7		14.5	890	194	696
8		16.5	870	222	648
9		18.5	930	250	680
La pression limite nette équivalente				$P_{le}^* =$	519.4
La contrainte verticale limite effective (capacité portante)				q_l [KPa] =	519.4
la contrainte admissible du sol (contrainte de calcul)				q_a [KPa] =	173.1

Le sol de fondation est un sable A ayant $P_1 = 0.39$ Mpa, $K_p = 1$

La contrainte transmise au sol	$q =$	146.1
--------------------------------	-------	--------------

on a $q < q_a$, donc : **condition vérifiée**

ANNEXE C2 : Calcul des tassements du sol avant renforcement

1. Tassement méthode pressiométrique

Essai pressiométrique N°: A 01									
N°	Lithologie	Profondeur [m]	Em [Kpa]	Pl [Kpa]	Em/Pl	E1	4094	Emd [Kpa]	3294
E1	R	1	15200	2000	7.6	E2	2961	Ems [Kpa]	4094
		3.5	23800	1840	12.9	E3	4215	λ_d	1.12
E2	S-2	5.5	1600	430	3.7	E4	2046	λ_s	1.1
		7.5	5700	870	6.6	E5	3797	q [Kpa]	101
		9.5	2000	520	3.8	E3,5	3032	σ_{v0} [Kpa]	0
E3	S-3	11.5	8600	1120	7.7	E6,8	0	B0 [m]	0.6
		13.5	7100	1020	7.0	E9,16	0	B	10
		15.5	2200	750	2.9	α	0.5	L	10
E4	S-3	17.5	1300	670	1.9	S [mm]		33	
		19.5	4800	1200	4.0	Sadm [mm]		50	
E5	S-3	21.5	3900	1340	2.9	nous avons : condition vérifiée			
		23.5	3700	1170	3.2				

Essai pressiométrique N°: A 02									
N°	Lithologie	Profondeur [m]	Em [Kpa]	Pl [Kpa]	Em/Pl	E1	12032	Emd [Kpa]	6445
E1	R	0.5	23000	2650	8.7	E2	4521	Ems [Kpa]	12032
		2.5	11000	1430	7.7	E3	9137	λ_d	1.12
E2	S-2-1	4.5	8700	840	10.4	E4	5454	λ_s	1.1
		6.5	3500	620	5.6	E5	6000	q [Kpa]	101
		8.5	5500	760	7.2	E3,5	6529	σ_{v0} [Kpa]	0
E3	S-3	10.5	5100	830	6.1	E6,8	0	B0 [m]	0.6
		12.5	9500	800	11.9	E9,16	0	B	10
		14.5	8800	1470	6.0	α	0.33	L	10
E4	S-3	16.5	6200	1220	5.1	S [mm]		14	
		18.5	4300	1000	4.3	Sadm [mm]		50	
E5	S-3	20.5	6400	1330	4.8	nous avons: condition vérifiée			
		22.5	6000	1570	3.8				

Essai pressiométrique N°: A 03									
N°	Lithologie	Profondeur [m]	Em [Kpa]	Pl [Kpa]	Em/Pl	E1	2146	Emd [Kpa]	3454
E1	S-1	1	16800	2010	8.4	E2	4335	Ems [Kpa]	2146
	S-2-1	3	4400	840	5.2	E3	3146	λ_d	1.12
		5	900	320	2.8	E4	4686	λ_s	1.1
E2	S-3	7	2800	520	5.4	E5	5496	q [Kpa]	101
		9	9600	960	10.0	E3,5	4207	σ_{v0} [Kpa]	0
11		3100	820	3.8	E6	4716	B0 [m]	0.6	
E3		13	5100	960	5.3	E7	5338	B	10
		15	2300	950	2.4	E8	9455	L	10
		17	4200	940	4.5	E6,8	5939	α	0.5
E4		19	5300	1100	4.8	E9	11153		
		21	5200	1210	4.3	E10	15000		
E5		23	13200	1080	12.2	S [mm]	46		
		25	3600	1020	3.5	Smax [mm]	50		
E6	27	6500	1280	5.1					
	29	3700	1180	3.1	nous avons :	condition vérifiée			
E7	31	6600	1570	4.2					
	33	4200	1390	3.0					
	35	5800	1380	4.2					
E8	37	7800	1520	5.1					
	39	12000	2380	5.0					
E9	41	8300	2410	3.4					
	S-4	43	10400	2180	4.8				
		45	19100	2550	7.5				
E10		47	15000	2320	6.5				

Essai pressiométrique N°: A 04									
N°	Lithologie	Profondeur [m]	Em [Kpa]	Pl [Kpa]	Em/Pl	E1	711	Emd [Kpa]	1492
E1	S-1	1.5	1800	440	4.1	E2	2588	Ems [Kpa]	711
	S-2-1	3.5	600	250	2.4	E3	2802	λd	1.12
E2	S-3	5.5	500	280	1.8	E4	3980	λs	1.1
		7.5	4600	990	4.6	E5	4160	q [Kpa]	101
9.5		1800	530	3.4	E3,5	3535	$\sigma v0$ [Kpa]	0	
E3		11.5	4000	610	6.6	E6	4027	B0 [m]	0.6
		13.5	4300	950	4.5	E6,8	0	B =	10
		15.5	1700	530	3.2	E9,16	0	L=	10
E4		17.5	3400	940	3.6	α	0.5		
		19.5	4800	1050	4.6	S [mm]	126		
E5		21.5	4000	1320	3.0	Smax [mm]	50		
		23.5	4100	1480	2.8	nous avons	condition non vérifiée		
	25.5	4400	1240	3.5	:				
E6	27.5	5000	1500	3.3					
	29.5	3200	1380	2.3					
	31.5	4300	1190	3.6					

Essai pressiométrique N°: A 05										
N°	Lithologie	Profondeur [m]	Em [Kpa]	Pl [Kpa]	Em/Pl	E1	2315	Emd [Kpa]	2558	
E1	S-2-1	1.5	8500	1570	5.4	E2	2055	Ems [Kpa]	2315	
		3.5	2900	510	5.7	E3	3559	λ_d	1.12	
		5.5	1200	430	2.8	E4	4560	λ_s	1.1	
E2	S-3	7.5	1300	370	3.5	E5	4184	q [Kpa]	101	
		9.5	4900	840	5.8	E3,5	4058	σ_{v0} [Kpa]	0	
E3		11.5	3800	800	4.8	E6	5264	B0 [m]	0.6	
		13.5	3400	810	4.2	E7	13150	B =	10	
		15.5	3500	870	4.0	α	0.5	L =	10	
E4		17.5	3800	800	4.8	S [mm]		49		
		19.5	5700	1040	5.5	Smax [mm]		50		
E5		21.5	3500	940	3.7	nous avons :				
		23.5	4400	960	4.6					
E6		25.5	4900	1230	4.0	condition vérifiée				
		27.5	4700	1100	4.3					
		29.5	5600	1430	3.9					
E7		31	5600	1280	4.4					
		33	18500	2240	8.3					
		35.5	10200	1840	5.5					

Essai pressiométrique N°: A 06									
N°	Lithologie	Profondeur [m]	Em [Kpa]	Pl [Kpa]	Em/Pl	E1	1120	Emd [Kpa]	1760
E1	R	2.5	1100	310	3.5	E2	2579	Ems [Kpa]	1120
	S-1	4.5	1300	480	2.7	E3	1698	λd	1.12
	S-2-1	6.5	1000	330	3.0	E4	1829	λs	1.1
E2	S-3	8.5	1400	540	2.6	E5	3689	q [Kpa]	101
		10.5	3100	740	4.2	E3,5	2132	$\sigma v0$ [Kpa]	0
		12.5	7900	1150	6.9	E6	2309	B0 [m]	0.6
E3		14.5	2900	710	4.1	E6,8	0	B	10
		16.5	1200	540	2.2	E9,16	0	L	10
E4		18.5	1800	650	2.8	α	0.5		
		20.5	1400	730	1.9	S [mm]	88		
		22.5	2700	1020	2.6	Sadm [mm]	50		
E5		24.5	3900	1030	3.8				
		26.5	3500	1290	2.7				
E6	28.5	1300	920	1.4					
	30.5	7700	1630	4.7					
	32.5	2500	930	2.7					
E7	34.5	2100	900	2.3					

nous avons :

condition non vérifiée

Essai pressiométrique N°: A 07									
N°	Lithologie	Profondeur [m]	Em [Kpa]	Pl [Kpa]	Em/Pl	E1	1919	Emd [Kpa]	2153
E1	R	2.5	12500	2180	5.7	E2	1965	Ems [Kpa]	1919
	S-2	4.5	1400	330	4.2	E3	1948	λ_d	1.12
E2	S-3	6.5	1300	310	4.2	E4	2486	λ_s	1.1
		8.5	1300	430	3.0	E5	5421	q [Kpa]	101
		10.5	3100	810	3.8	E3,5	2727	σ_{v0} [Kpa]	0
		12.5	2300	710	3.2	E6	4219	B0 [m]	0.6
E3		14.5	3200	720	4.4	E6,8	0	B	10
		16.5	1400	480	2.9	E9,16	0	L	10
E4		18.5	1800	670	2.7	α	0.5		
		20.5	3400	990	3.4	S [mm]	59		
		22.5	2800	920	3.0	Sadm [mm]	50		
E5		24.5	4100	1090	3.8	nous avons : condition non vérifiée			
	26.5	8000	1740	4.6					
E6	28.5	2400	1020	2.4					
	30.5	5700	1300	4.4					
	32.5	8400	1530	5.5					
E7	34.5	10000	1750	5.7					

Essai pressiométrique N°: A 08									
N°	Lithologie	Profondeur [m]	Em [Kpa]	Pl [Kpa]	Em/Pl	E1	11818	Emd [Kpa]	3145
E1	R	2.5	7400	880	8.4	E2	2521	Ems [Kpa]	11818
		4.5	14400	1510	9.5	E3	4163	λd	1.12
		6.5	20300	2460	8.3	E4	1929	λs	1.1
E2	S-2	8.5	2600	760	3.4	E5	1563	q [Kpa]	101
		10.5	2700	370	7.3	E3,5	2145	$\sigma v0$ [Kpa]	0
		12.5	2300	400	5.8	E6	6183	B0 [m]	0.6
E3	S-3	14.5	3000	640	4.7	E7	3758	B	10
		16.5	6800	860	7.9	E6,8	0	L	10
E4		18.5	1800	460	3.9	E9,16	0	α	0.5
		20.5	1500	570	2.6				
		22.5	3000	950	3.2	S [mm]	24		
E5		24.5	2700	540	5.0	Smax [mm]	50		
		26.5	1100	490	2.2				
E6		28.5	3600	1020	3.5				
		30.5	7700	1260	6.1				
		32.5	12900	2220	5.8				
E7		34.5	4200	1510	2.8				
		36.5	3400	1280	2.7				

nous avons
:

condition vérifiée

Essai pressiométrique N°: A 09									
N°	Lithologie	Profondeur [m]	Em [Kpa]	Pl [Kpa]	Em/Pl	E1	3740	Emd [Kpa]	2432
E1	R	1	7900	780	10.1	E2	1784	Ems [Kpa]	3740
	S-1	3.5	6700	830	8.1	E3	1716	λd	1.12
E2	S-2-1	5.5	1900	370	5.1	E4	3590	λs	1.1
		7.5	1500	290	5.2	E5	3273	q [Kpa]	101
E3	S-3	9.5	2200	530	4.2	E3,5	2571	$\sigma v0$ [Kpa]	0
		11.5	5700	1170	4.9	E6	2291	B0 [m]	0.6
		13.5	800	340	2.4	E7	2988	B	10
E4	S-3	15.5	3100	810	3.8	E6,8	0	L	10
		17.5	5000	1010	5.0	E9,16	0	α	0.5
E5	S-3	19.5	2800	990	2.8				
		21.5	3000	1040	2.9	S [mm]	40		
E6	S-3	23.5	3600	1000	3.6	Smax [mm]	50		
		25.5	2100	860	2.4				
		27.5	1600	660	2.4				
E7	S-3	29.5	4800	1150	4.2				
		31.5	2100	850	2.5				
		33.5	3600	1160	3.1				
		35.5	4000	1210	3.3				

nous avons :

condition vérifiée

Essai pressiométrique N°: A 10										
N°	Lithologie	Profondeur [m]	Em [Kpa]	Pl [Kpa]	Em/Pl	E1	1750	Emd [Kpa]	2400	
E1	S-1	2.5	2000	420	4.8	E2	1951	Ems [Kpa]	1750	
	S-2	4.5	2000	400	5.0	E3	2700	λd	1.12	
		6.5	1400	470	3.0	E4	5652	λs	1.1	
E2	S-3	8.5	1300	420	3.1	E5	4827	q [Kpa]	101	
		10.5	4700	810	5.8	E3,5	3976	$\sigma v0$ [Kpa]	0	
		12.5	1800	980	1.8	E6	6386	B0 [m]	0.6	
14.5		2700	890	3.0	E7	3632	B	10		
16.5		2700	870	3.1	E8	8111	L	10		
18.5		6200	930	6.7	E6,8	5404	α	0.5		
20.5		5000	930	5.4	E9,16	0				
22.5		5900	1180	5.0						
E5		24.5	4300	1250	3.4	nous avons :		condition non vérifiée		
		26.5	5500	1200	4.6					
E6	28.5	14200	1480	9.6						
	30.5	6200	1610	3.9						
	32.5	4200	1320	3.2						
E7	34.5	4200	1450	2.9						
	36.5	3200	1270	2.5						
E8	38.5	10600	2230	4.8						
	40.5	5800	1470	3.9						
	42.5	9700	1480	6.6						
E9	44.5	4200	1310	3.2						
	46.5	4600	1350	3.4						
E10	48.5	7000	1400	5.0						

2. Tassement Œdométrique

Sondage carotté N° : B 01											Augmentation de contrainte		
Z [m]	Couche	Z mi-couche [m]	$\sigma'v0 = \gamma z$ [Kpa]	$\Delta\sigma = 4 Ic q$ [Kpa]	$\sigma'v$ [Kpa]	$\sigma'c$ [Kpa]	Etat de consolidation	μk	Sc(i) oed [mm]	Sc(i) [mm]	m=L/B	n=Z/B	Ic
4	R	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6.3	S2	1.15	11.04	184.0	195.0	173.8	surconsolidé	0.63	26.7	16.9	1.0	0.2	0.25
	S3	3.3	31.38	156.7	188.1	184.3	surconsolidé	0.63	17.9	11.3	1.0	0.7	0.21
		5.3	49.98	129.6	179.6	184.3	surconsolidé	0.63	11.7	7.4	1.0	1.1	0.18
		7.3	68.58	89.5	158.1	184.3	surconsolidé	0.63	7.6	4.8	1.0	1.5	0.12
		9.3	87.18	62.2	149.3	184.3	surconsolidé	0.63	4.9	3.1	1.0	1.9	0.08
		11.3	105.78	62.2	167.9	184.3	surconsolidé	0.63	4.2	2.7	1.0	2.3	0.08
		13.3	124.38	33.1	157.5	184.3	surconsolidé	0.63	2.2	1.4	1.0	2.7	0.04
		15.3	142.98	33.1	176.1	184.3	surconsolidé	0.63	1.9	1.2	1.0	3.1	0.04
		17.3	161.58	33.1	194.7	184.3	surconsolidé	0.63	5.9	3.7	1.0	3.5	0.04
		19.3	180.18	20.0	200.2	184.3	surconsolidé	0.63	7.3	4.6	1.0	3.9	0.03
		21.3	198.78	20.0	218.8	184.3	Sous consolidé	1.00	8.2	8.2	1.0	4.3	0.03
		23.3	217.38	13.2	230.6	184.3	Sous consolidé	1.00	5.1	5.1	1.0	4.7	0.02
		25.3	235.98	13.2	249.2	184.3	Sous consolidé	1.00	4.7	4.7	1.0	5.1	0.02
		27.3	254.58	13.2	267.8	184.3	Sous consolidé	1.00	4.3	4.3	1.0	5.5	0.02
		29.3	273.18	13.2	286.4	184.3	Sous consolidé	1.00	4.1	4.1	1.0	5.9	0.02
		31.3	291.78	13.2	305.0	184.3	Sous consolidé	1.00	3.8	3.8	1.0	6.3	0.02
		33.3	310.38	13.2	323.6	184.3	Sous consolidé	1.00	3.6	3.6	1.0	6.7	0.02
35	35.3	328.98	13.2	342.2	184.3	Sous consolidé	1.00	3.4	3.4	1.0	7.1	0.02	
Hi	2 m	α'	0.26				Sc (cm)	12.7	9.4	Non admissible			
		A	0.5	Surconso									
			1	sous conso									

Sondage carotté N° : B 03											Augmentation de contrainte		
Z [m]	Couche	Z mi-couche [m]	$\sigma'v0 = \gamma z$ [Kpa]	$\Delta\sigma = 4 Ic q$ [Kpa]	$\sigma'v$ [Kpa]	$\sigma'c$ [Kpa]	Etat de consolidation	μk	Sc(i) oed [mm]	Sc(i) [mm]	m=L/B	n=Z/B	Ic
3.1	R	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
6.5	S2	0.85	8.16	165.2	173.3	173.8	surconsolidé	0.63	20.0	12.6	1.0	0.2	0.2486
		2.55	24.48	154.5	179.0	173.8	surconsolidé	0.63	15.0	9.5	1.0	0.5	0.2325
	S3	4.4	41.94	124.6	166.6	184.3	surconsolidé	0.63	12.6	7.9	1.0	0.9	0.1876
		6.4	60.54	80.4	140.9	184.3	surconsolidé	0.63	7.7	4.9	1.0	1.3	0.1210
		8.4	79.14	80.4	159.5	184.3	surconsolidé	0.63	6.4	4.0	1.0	1.7	0.1210
		10.4	131.84	55.8	187.6	184.3	surconsolidé	0.63	4.6	2.9	1.0	2.1	0.0840
		12.4	116.34	55.8	172.1	184.3	surconsolidé	0.63	3.6	2.3	1.0	2.5	0.0840
		14.4	134.94	29.7	164.6	184.3	surconsolidé	0.63	1.8	1.1	1.0	2.9	0.0447
		16.4	153.54	29.7	183.2	184.3	surconsolidé	0.63	1.6	1.0	1.0	3.3	0.0447
		18.4	172.14	17.9	190.1	184.3	surconsolidé	0.63	3.3	2.1	1.0	3.7	0.0270
		20.4	190.74	17.9	208.7	184.3	Sous consolidé	1.00	7.7	7.7	1.0	4.1	0.0270
		22.4	209.34	17.9	227.3	184.3	Sous consolidé	1.00	7.0	7.0	1.0	4.5	0.0270
		24.4	227.94	11.9	239.8	184.3	Sous consolidé	1.00	4.4	4.4	1.0	4.9	0.0179
		26.4	246.54	11.9	258.4	184.3	Sous consolidé	1.00	4.0	4.0	1.0	5.3	0.0179
		28.4	265.14	11.9	277.0	184.3	Sous consolidé	1.00	3.8	3.8	1.0	5.7	0.0179
		30.4	283.74	11.9	295.6	184.3	Sous consolidé	1.00	3.5	3.5	1.0	6.1	0.0179
		32.4	302.34	11.9	314.2	184.3	Sous consolidé	1.00	3.3	3.3	1.0	6.5	0.0179
	34.4	320.94	11.9	332.8	184.3	Sous consolidé	1.00	3.1	3.1	1.0	6.9	0.0179	
Hi	2	α'	0.26				Sc (cm)	11.3	8.5	Non admissible			
		A	0.5	Surconso									
			1	sous conso									

Sondage carotté N° B : 04											Augmentation de contrainte		
Z [m]	Couche	Z mi-couche [m]	$\sigma'v0 = \gamma z$ [Kpa]	$\Delta\sigma = 4 Ic q$ [Kpa]	$\sigma'v$ [Kpa]	$\sigma'c$ [Kpa]	Etat de consolidation	μk	Sc(i) oed [mm]	Sc(i) [mm]	m=L/B	n=Z/B	Ic
0	R	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
2.2	S1	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
7.2	S2	1.25	12	143	154.8	173.8	surconsolidé	0.63	16.7	10.5	1.0	0.3	0.2455
		3.75	36	116	152.3	173.8	surconsolidé	0.63	9.4	5.9	1.0	0.8	0.1999
35	S3	6	57.3	102	159.2	184.3	surconsolidé	0.63	9.3	5.9	1.0	1.2	0.1752
		8	75.9	70	146.3	184.3	surconsolidé	0.63	6.0	3.8	1.0	1.6	0.1210
		10	94.5	49	143.4	184.3	surconsolidé	0.63	3.8	2.4	1.0	2.0	0.0840
		12	113.1	49	162.0	184.3	surconsolidé	0.63	3.3	2.1	1.0	2.4	0.0840
		14	131.7	26	157.7	184.3	surconsolidé	0.63	1.6	1.0	1.0	2.8	0.0447
		16	150.3	26	176.3	184.3	surconsolidé	0.63	1.5	0.9	1.0	3.2	0.0447
		18	168.9	26	194.9	184.3	surconsolidé	0.63	5.6	3.5	1.0	3.6	0.0447
		20	187.5	16	203.2	184.3	N consolidé	1.00	6.9	6.9	1.0	4.0	0.0270
		22	206.1	16	221.8	184.3	Sous consolidé	1.00	6.3	6.3	1.0	4.4	0.0270
		24	224.7	10	235.1	184.3	Sous consolidé	1.00	3.9	3.9	1.0	4.8	0.0179
		26	243.3	10	253.7	184.3	Sous consolidé	1.00	3.6	3.6	1.0	5.2	0.0179
		28	261.9	10	272.3	184.3	Sous consolidé	1.00	3.3	3.3	1.0	5.6	0.0179
		30	280.5	10	290.9	184.3	Sous consolidé	1.00	3.1	3.1	1.0	6.0	0.0179
		32	299.1	10	309.5	184.3	Sous consolidé	1.00	2.9	2.9	1.0	6.4	0.0179
34	317.7	10	328.1	184.3	Sous consolidé	1.00	2.8	2.8	1.0	6.8	0.0179		
Hi	2	α'	0.26				Sc (cm)		9.0	6.9	Non admissible		
		A	0.5	Surconso									
			1	Sousconso									

Sondage carotté N°: B 05											Augmentation de contrainte		
Z [m]	Couche	Z mi-couche [m]	$\sigma'v0 = \gamma z$ [Kpa]	$\Delta\sigma = 4 Ic q$ [Kpa]	$\sigma'v$ [Kpa]	$\sigma'p$ [Kpa]	Etat de consolidation	μk	Sc(i) oed [mm]	Sc(i) [mm]	m=L/B	n=Z/B	Ic
0	R	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
3	S1	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
6	S2	0.75	7.2	161.4	168.6	173.8	surconsolidé	0.63	20.6	13.0	1.0	0.2	0.2486
		2.25	21.6	150.9	172.5	173.8	surconsolidé	0.63	13.6	8.6	1.0	0.5	0.2325
35	S3	4	38.1	129.8	167.9	184.3	surconsolidé	0.63	13.6	8.5	1.0	0.8	0.1999
		6	56.7	113.7	170.4	184.3	surconsolidé	0.63	10.1	6.3	1.0	1.2	0.1752
		8	75.3	78.6	153.9	184.3	surconsolidé	0.63	6.5	4.1	1.0	1.6	0.1210
		10	93.9	54.5	148.4	184.3	surconsolidé	0.63	4.2	2.6	1.0	2.0	0.0840
		12	112.5	54.5	167.0	184.3	surconsolidé	0.63	3.6	2.3	1.0	2.4	0.0840
		14	131.1	29.0	160.1	184.3	surconsolidé	0.63	1.8	1.2	1.0	2.8	0.0447
		16	149.7	29.0	178.7	184.3	surconsolidé	0.63	1.6	1.0	1.0	3.2	0.0447
		18	168.3	29.0	197.3	184.3	surconsolidé	0.63	6.7	4.2	1.0	3.6	0.0447
		20	186.9	17.5	204.4	184.3	N consolidé	1.00	7.7	7.7	1.0	4.0	0.0270
		22	205.5	17.5	223.0	184.3	Sous consolidé	1.00	7.0	7.0	1.0	4.4	0.0270
		24	224.1	11.6	235.7	184.3	Sous consolidé	1.00	4.3	4.3	1.0	4.8	0.0179
		26	242.7	11.6	254.3	184.3	Sous consolidé	1.00	4.0	4.0	1.0	5.2	0.0179
		28	261.3	11.6	272.9	184.3	Sous consolidé	1.00	3.7	3.7	1.0	5.6	0.0179
		30	279.9	11.6	291.5	184.3	Sous consolidé	1.00	3.5	3.5	1.0	6.0	0.0179
		32	298.5	11.6	310.1	184.3	Sous consolidé	1.00	3.3	3.3	1.0	6.4	0.0179
		34	298.5	11.6	310.1	184.3	Sous consolidé	1.00	3.3	3.3	1.0	6.8	0.0179
Hi	2	α'	0.26				Sc (cm)		11.9	8.9	Non admissible		
		A	0.5	Surconso									
			1	Sous-conso									

ANNEXE C3 : Résultats de l'essai PDL de la planche d'essai de la zone 03

Les variations de la résistance à la pointe R_d en fonction de la profondeur pour chaque essai sont présentés par les figures suivantes, qui révèle la présence de formation de bonne compacité avec une résistance dépassant les 10 MPa jusqu'à 6m de profondeur. Deux refus ont été enregistrés à 11.10m et 11.90m pour les essais PDL B-13 et B-17.

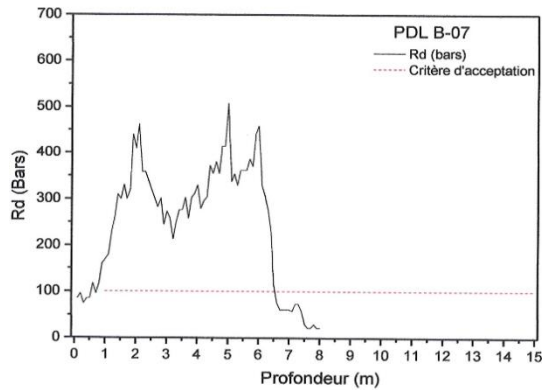


Figure B.1: Variation de R_d avec la profondeur – PDL B-07

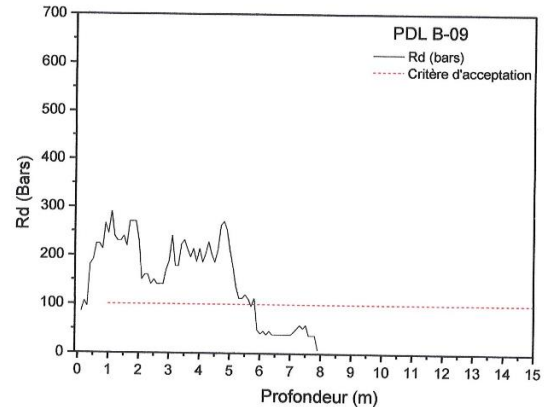


Figure B.2: Variation de R_d avec la profondeur – PDL B-09

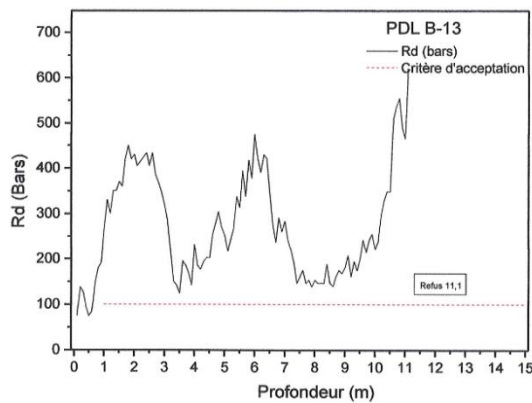


Figure B.3: Variation de R_d avec la profondeur – PDL B-013

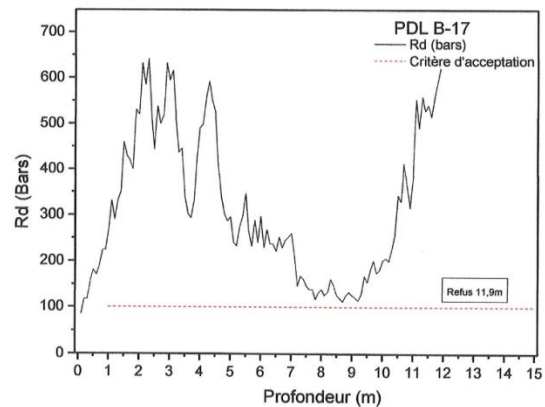


Figure B.4: Variation de R_d avec la profondeur – PDL B-17

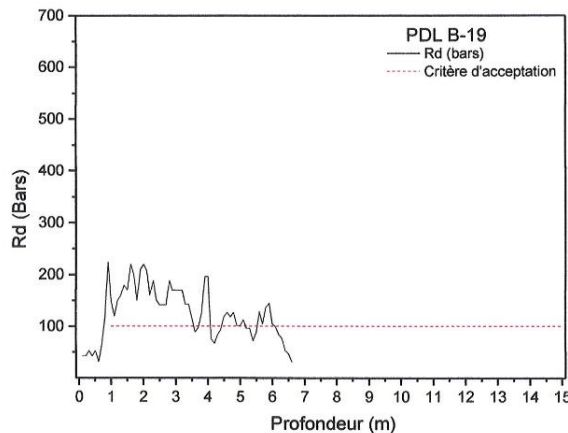


Figure B.5: Variation de R_d avec la profondeur – PDL B-019

ANNEXE C4 : Calcul des pressions limites nettes équivalentes selon les recommandations du COPREC 2011

Les tableaux ci-après donnent les détails de calcul de la pression limite nette équivalente au niveau de chaque sondage pressiométrique, pour l'estimation de la capacité portante des colonnes ballastées.

Essai pressiométrique N°: A 01								
Côte nivelée	Lithologie	Profondeur [m]	P ₁ [Kpa]	P ₀ [Kpa]	P _l [*] [Kpa]	P _l [*] limitée	Z tranche	P _{le} [*] (z) [Kpa]
1	R	3	2000	30	1970	556.5	1.6	556.5
3.5		5.5	1840	65	1775	556.5	3.2	556.5
5.5	S-2	7.5	430	93	337	337	4.8	433.1
7.5	S-3	9.5	870	121	749	556.5	6.4	433.1
9.5		11.5	520	149	371	371	8	454.4
11.5		13.5	1120	177	943	556.5	9.6	371.0
13.5		15.5	1020	205	815	556.5	11.2	556.5
15.5		17.5	750	233	517	517	12.8	556.5
17.5		19.5	670	261	409	-	14.4	536.4
19.5		21.5	1200	289	911	-	16	517.0
P_{le min}[*] =						371.00		

Essai pressiométrique N°: A 02								
Côte nivelée	Lithologie	Profondeur [m]	P ₁ [Kpa]	P ₀ [Kpa]	P _l [*] [Kpa]	P _l [*] limitée	Z tranche	P _{le} [*] (z) [Kpa]
0.5	R	2.5	2650	22	2628	771	1.6	771.0
2.5	S-2-1	4.5	1430	50	1380	771	3.2	766.5
4.5		6.5	840	78	762	762	4.8	670.9
6.5	S-3	8.5	620	106	514	514	6.4	625.8
8.5		10.5	760	134	626	626	8	567.2
10.5		12.5	830	162	668	668	9.6	646.7
12.5		14.5	800	190	610	610	11.2	638.3
14.5		16.5	1470	218	1252	771	12.8	685.8
16.5		18.5	1220	246	974	771	14.4	685.8
18.5		20.5	1000	274	726	-	16	771.0
P_{le min}[*] =						567.24		

Essai pressiométrique N°: A 03									
Côte nivelée	Lithologie	Profondeur [m]	P ₁ [Kpa]	P ₀ [Kpa]	P _l [*] [Kpa]	P _l [*] limitée	Z tranche	P _{le} [*] (z) [Kpa]	
1	S-1	3	2010	30	1980	351	1.6	351.0	
3	S-2-1	5	840	58	782	351	3.2	286.6	
5		7	320	86	234	234	4.8	286.6	
7	S-3	9	520	114	406	351	6.4	286.6	
9		11	960	142	818	351	8	351.0	
11		13	820	170	650	351	9.6	351.0	
13		15	960	198	762	351	11.2	351.0	
15		17	950	226	724	351	12.8	351.0	
17		19	940	254	686	351	14.4	351.0	
19		21	1100	282	818	351	16	351.0	
21		23	1210	310	900	351	17.6	351.0	
23		25	1080	338	742	351	19.2	351.0	
25		27	1020	366	654	351	20.8	351.0	
27		29	1280	394	886	351	22.4	351.0	
29		31	1180	422	758	-	24	351.0	
31		33	1570	450	1120	-	25.6	351.0	
P_{le}[*] min =						286.59			

Essai pressiométrique N°: A 04								
Côte nivelée	Lithologie	Profondeur [m]	P ₁ [Kpa]	P ₀ [Kpa]	P _l [*] [Kpa]	P _l [*] limitée	Z tranche	P _{le} [*] (z) [Kpa]
1.5	S-1	3.5	440	37	403	277.5	1.6	226.578
3.5	S-2-1	5.5	250	65	185	185	3.2	226.578
5.5	S-3	7.5	280	93	187	187	4.8	185.997
7.5		9.5	990	121	869	277.5	6.4	227.799
9.5		11.5	530	149	381	277.5	8	277.5
11.5		13.5	610	177	433	277.5	9.6	277.5
13.5		15.5	950	205	745	277.5	11.2	277.5
15.5		17.5	530	233	297	277.5	12.8	277.5
17.5		19.5	940	261	679	277.5	14.4	277.5
19.5		21.5	1050	289	761	277.5	16	277.5
21.5		23.5	1320	317	1003	277.5	17.6	277.5
23.5		25.5	1480	345	1135	277.5	19.2	277.5
25.5		27.5	1240	373	867	277.5	20.8	277.5
27.5		29.5	1500	401	1099	-	22.4	277.5
29.5		31.5	1380	429	951	-	24	277.5
31.5		33.5	1190	457	733	-	25.6	277.5
P_{le}[*] min =						186.00		

Essai pressiométrique N°: A 05									
Côte nivelée	Lithologie	Profondeur [m]	P ₁ [Kpa]	P ₀ [Kpa]	P _i [*] [Kpa]	P _i [*] limitée	Z tranche	P _{le} [*] (z) [Kpa]	
1.5	S-2-1	3.5	1570	43	1527	364.5	1.6	364.5	
3.5		5.5	510	71	439	364.5	3.2	364.5	
5.5		7.5	430	99	331	331	4.8	347.3	
7.5	S-3	9.5	370	127	243	243	6.4	283.6	
9.5		11.5	840	155	685	364.5	8	297.6	
11.5		13.5	800	183	617	364.5	9.6	364.5	
13.5		15.5	810	211	599	364.5	11.2	364.5	
15.5		17.5	870	239	631	364.5	12.8	364.5	
17.5		19.5	800	267	533	364.5	14.4	364.5	
19.5		21.5	1040	295	745	364.5	16	364.5	
21.5		23.5	940	323	617	364.5	17.6	364.5	
23.5		25.5	960	351	609	364.5	19.2	364.5	
25.5		27.5	1230	379	851	364.5	20.8	364.5	
27.5		29.5	1100	407	693	364.5	22.4	364.5	
29.5		31.5	1430	435	995	-	24	364.5	
31		33	1280	456	824	-	25.6	364.5	
P_{le}[*] min =						283.61			

Essai pressiométrique N°: A 06									
Côte nivelée	Lithologie	Profondeur [m]	P ₁ [Kpa]	P ₀ [Kpa]	P _i [*] [Kpa]	P _i [*] limitée	Z tranche	P _{le} [*] (z) [Kpa]	
0.5	R	2.5	310	27	283	283	1.6	323.8	
2.5	S-1	4.5	480	55	425	370.5	3.2	302.5	
4.5	S-2-1	6.5	330	83	247	247	4.8	302.5	
6.5	S-3	8.5	540	111	429	370.5	6.4	302.5	
8.5		10.5	740	139	601	370.5	8	370.5	
10.5		12.5	1150	167	983	370.5	9.6	370.5	
12.5		14.5	710	195	515	370.5	11.2	370.5	
14.5		16.5	540	223	317	317	12.8	342.7	
16.5		18.5	650	251	399	370.5	14.4	342.7	
18.5		20.5	730	279	451	370.5	16	370.5	
20.5		22.5	1020	307	713	370.5	17.6	370.5	
22.5		24.5	1030	335	695	370.5	19.2	370.5	
24.5		26.5	1290	363	927	370.5	20.8	370.5	
26.5		28.5	920	391	529	370.5	22.4	370.5	
28.5		30.5	1630	419	1211		24	370.5	
30.5		32.5	930	447	483		25.6	370.5	
P_{le}[*] min =						302.51			

Essai pressiométrique N°: A 07								
Côte nivelée	Lithologie	Z de l'essai [m]	P ₁ [Kpa]	P ₀ [Kpa]	P _l [*] [Kpa]	P _l [*] limitée	Z tranche	P _{le} [*] (z) [Kpa]
0.5	R	2.5	2180	29	2151	337.5	1.6	303.5
2.5	S-2	4.5	330	57	273	273	3.2	247.8
4.5	S-3	6.5	310	85	225	225	4.8	267.1
6.5		8.5	430	113	317	317	6.4	267.1
8.5		10.5	810	141	669	337.5	8	327.1
10.5		12.5	710	169	541	337.5	9.6	337.5
12.5		14.5	720	197	523	337.5	11.2	337.5
14.5		16.5	480	225	255	255	12.8	293.4
16.5		18.5	670	253	417	337.5	14.4	293.4
18.5		20.5	990	281	709	337.5	16	293.4
20.5		22.5	920	309	611	337.5	17.6	337.5
22.5		24.5	1090	337	753	337.5	19.2	337.5
24.5		26.5	1740	365	1375	337.5	20.8	337.5
26.5		28.5	1020	393	627	337.5	22.4	337.5
28.5		30.5	1300	421	879	-	24	337.5
30.5		32.5	1530	449	1081	-	25.6	337.5
P_{le min}[*] =						247.84		

Essai pressiométrique N°: A 08								
Côte nivelée	Lithologie	Z de l'essai [m]	P ₁ [Kpa]	P ₀ [Kpa]	P _l [*] [Kpa]	P _l [*] limitée	Z tranche	P _{le} [*] (z) [Kpa]
0.5	R	2.5	880	22	858	217.5	1.6	217.5
2.5		4.5	1510	40	1470	217.5	3.2	217.5
4.5		6.5	2460	65	2395	217.5	4.8	217.5
6.5	S-2	8.5	760	93	667	217.5	6.4	217.5
8.5		10.5	370	121	249	217.5	8	217.5
10.5		12.5	400	149	251	217.5	9.6	217.5
12.5	S-3	14.5	640	177	463	217.5	11.2	217.5
14.5		16.5	860	205	655	217.5	12.8	217.5
16.5		18.5	460	233	227	217.5	14.4	217.5
18.5		20.5	570	261	309	217.5	16	217.5
20.5		22.5	950	289	661	217.5	17.6	217.5
22.5		24.5	540	317	223	217.5	19.2	217.5
24.5		26.5	490	345	145	145	20.8	217.5
26.5		28.5	1020	373	647	-	22.4	217.5
28.5		30.5	1260	401	859	-	24	177.6
30.5		32.5	2220	429	1791	-	25.6	177.6
P_{le min}[*] =						177.59		

Essai pressiométrique N°: A 09								
Côte nivelée	Lithologie	Z de l'essai [m]	P ₁ [Kpa]	P ₀ [Kpa]	P _l [*] [Kpa]	P _l [*] limitée	Z tranche	P _{le} [*] (z) [Kpa]
1	R	3	780	27	753	222	1.6	222
3.5	S-1	5.5	830	52	778	222	3.2	222
5.5	S-2-1	7.5	370	80	290	222	4.8	222
7.5		9.5	290	108	182	182	6.4	201
9.5	S-3	11.5	530	136	394	222	8	201
11.5		13.5	1170	164	1006	222	9.6	222
13.5		15.5	340	192	148	148	11.2	222
15.5		17.5	810	220	590	222	12.8	181
17.5		19.5	1010	248	762	222	14.4	181
19.5		21.5	990	276	714	222	16	222
21.5		23.5	1040	304	736	222	17.6	222
23.5		25.5	1000	332	668	222	19.2	222
25.5		27.5	860	360	500	222	20.8	222
27.5		29.5	660	388	272	222	22.4	222
29.5		31.5	1150	416	734	-	24	222
31.5		33.5	850	444	406	-	25.6	222
P_{le min} =						181.26		

Essai pressiométrique N°: A 10								
Côte nivelée	Lithologie	Z de l'essai [m]	P ₁ [Kpa]	P ₀ [Kpa]	P _l [*] [Kpa]	P _l [*] limitée	Z tranche	P _{le} [*] (z) [Kpa]
0.5	S-1	2.5	420	26	394	394	1.6	369
2.5	S-2	4.5	400	54	346	346	3.2	366
4.5	S-3	6.5	470	82	388	388	4.8	347
6.5		8.5	420	110	310	310	6.4	347
8.5		10.5	810	138	672	465	8	380
10.5		12.5	980	166	814	465	9.6	465
12.5		14.5	890	194	696	465	11.2	465
14.5		16.5	870	222	648	465	12.8	465
16.5		18.5	930	250	680	465	14.4	465
18.5		20.5	930	278	652	465	16	465
20.5		22.5	1180	306	874	465	17.6	465
22.5		24.5	1250	334	916	465	19.2	465
24.5		26.5	1200	362	838	465	20.8	465
26.5		28.5	1480	390	1090	465	22.4	465
28.5		30.5	1610	418	1192	-	24	465
30.5	32.5	1320	446	874	-	25.6	465	
P_{le min} =						346.81		