

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ 20 AOÛT 1955 -SKIKDA



Faculté des sciences et sciences de l'ingénieur

Département de Génie Civil

THÈSE

Présentée en vue de l'obtention du diplôme de

DOCTORAT EN SCIENCE

Spécialité : Géotechnique

Titre :

Stabilisation et renforcement des sols par des fibres

Par

LAMRI IHCENE

RAPPORTEUR : MUSTAPHA HIDJEB M.Conférence Université de Skikda

JURY

PRESIDENT :	M. BELAICHIA	Professeur	Université de Skikda
EXAMINATEURS :	M. MERZOU	Professeur	Université d'Annaba
	A.MENDJEL	M.Conférence	Université d'Annaba

Année 2015

SOMMAIRE

SOMMAIRE	II
REMERCIEMENTS	VII
RÉSUMÉ	VIII
ABSTRACT	IX
الخلاصة	X
LISTE DES FIGURES	XI
LISTE DES TABLEAUX	XIV
NOTATIONS	XV
INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
Chapitre 1	
Bibliographie générale	4
1.1 La nature des sols	4
1.2 Plasticité des sols fins	5
1.3 Cisaillement des sables secs et saturés	6
1.3.1 Sable Dense	6
1.3.2 Sable lâche.	7
1.4 Comparaison des sables meubles et dense	7
1.5 Sable faiblement cimenté	8
1.6 Quelques méthodes d'amélioration des sols	10
1.6.1 Amélioration des sols grenus	10
1.6.1.1 Comportement des sols grenus et problèmes typiques	10
1.6.1.2 Méthodes d'amélioration des sols grenus	10
a. Préchargement	11
b. Vibrocompactage	11
c. Pilonnage	12
d. Compactage statique en profondeur	13
e. Colonnes de sol traité	13
f. Micropieux	14
g. Amélioration temporaire par congélation	14
1.7 Stabilisation chimique	15
1.7.1 Ciment	15
1.7.1.1 Constituants	16
a. Généralités	16
b. Clinker Portland (K)	16
c. Laitier granulé de haut fourneau (S)	16
d. Matériaux pouzzolaniques (P, Q)	16

e. Pouzzolane naturelle (P)	17
f. Pouzzolane naturelle calcinée (Q)	17
g. Cendres volantes (V, W)	17
h. Cendre volante siliceuse (V)	17
i. Cendre volante calcique (W)	18
1.7.1.2 Exigences mécaniques, physiques, chimiques et de durabilité	19
a. Exigences physiques et mécaniques	19
b. Exigences chimiques	20
c. Exigences de durabilité	20
1.8 Les fibres végétales	20
1.8.1 Composition chimique	20
1.8.1.1 La cellulose	20
1.8.1.2 Les hémicelluloses	22
1.8.1.3 Les pectines	24
1.8.1.4 Les lignines	26
1.9 Les sols stabilisés et renforcés	26
1.10. Les parois moulées	32
1.10.1 Introduction	32
1.10.2 Principe de fonctionnement	32
1.10.3 Domaine d'emploi	33
1.10.4 La nappe	34
1.10.5 L'exécution	35
1.10.5.1 Soutènement à la boue selon le LCPC	35
1.10.5.2 Perforation selon le (LCPC).	35
1.10.6 Réalisation d'une paroi moulée selon le LCPC	36
1.10.7 Les cages d'armatures	37
1.10.8 Les ancrages	38
1.10.9 Drainage	38
Chapitre 2	
La pratique des éléments finis en géotechnique	41
2.1 Relations entre contraintes et déformations	41
2.2 Résistance et rupture des sols	42
2.2.1 Modes de rupture	42
2.2.2 Définition de la rupture du sol	43
2.3 Facteurs influant sur la résistance au cisaillement	44
2.3.1 Introduction	44
2.3.2 Effet de la vitesse de chargement	44
2.4 Méthode des éléments finis	45
2.4.1 Généralités	45
2.4.2 Principes théoriques de la méthode	46

2.4.2.1	Discrétisation de la structure	46
2.4.2.2	Analyse locale	47
2.4.2.3	Analyse globale : assemblage	48
2.4.2.4	Résolution du système	49
2.5.	Présentation du code éléments finis PLAXIS	50
2.5.1.	Introduction	50
2.5.2.	Présentation du Plaxis	51
2.5.3.	Options par défaut	51
2.5.3.1.	Entrée des données	51
a.	Définition graphique de la géométrie du modèle:	51
b.	Génération automatique du maillage:	51
c.	Conditions aux limites:	52
d.	Chargement:	52
2.5.3.2.	Comportement du sol	52
a.	Base de données des propriétés des matériaux:	52
b.	Régime d'écoulement permanent:	52
c.	Calcul du réseau d'écoulement:	52
d.	Surpressions interstitielles:	52
2.5.3.3.	Fonctions des calculs	53
2.5.3.4.	Analyse des résultats	53
2.5.4.	Les modèles de comportements intégrés dans Plaxis	53
2.5.4.1.	Introduction	53
2.5.4.2.	Lois de comportement élastoplastique	53
a.	Modèle élastique linéaire	54
b.	Modèle de Mohr-Coulomb	54
2.6.	Conclusion	56
Chapitre 3		
3.1	Méthodes	58
3.1.1	Analyse granulométrique	58
3.1.1.1	Définition, but de l'essai	58
3.1.1.2	Analyse par tamisage	58
a.	Principe de l'essai :	58
b.	Processus de l'essai	58
c.	Exploitation et présentation des résultats	59
3.1.2	Essai au bleu de méthylène	60
3.1.2.1	Principes	60
3.1.2.2	Réactifs	60
a.	Solution	60
b.	Préparation de la solution	60
c.	Kaolinite	61
3.1.2.3	Appareillage	61
3.1.2.4	Mode opératoire	62

a. Prise d'essai	62
b. Préparation de la suspension	62
c. Test à la tâche	62
d. Calcul du MB	62
3.1.3 L'essai Proctor	63
3.1.3.1 Principe de l'essai	63
3.1.3.2 Réalisation des essais	64
a. Matériel	64
b. Préparation du matériau	66
c. Processus d'exécution	66
d. Remarques à propos de l'essai Proctor	67
3.1.4 L'essai de cisaillement rectiligne	67
3.1.4.1 Introduction	67
3.1.4.2 Principe de l'essai de la boîte de cisaillement :	68
3.1.4.3 Matériel	69
a. Boîte de cisaillement	69
b. Contrainte de cisaillement	69
3.1.4.4 Préparation de l'éprouvette	72
3.1.4.5 Consolidation des éprouvettes	72
3.1.4.6 Processus de cisaillement	73
3.1.5 Essai de compression simple :	73
3.1.5.1 Principe de l'essai	73
a) Granulométrie :	75
b) La préparation des échantillons stabilisés et renforcés	75
3.2. Matériaux	75
3.2.1. Les sables	75
3.2.2. Le ciment	76
3.2.2.1. Les Caractéristique physiques et mécaniques	77
3.2.2.2. Caractéristiques chimiques	77
3.2.3. Fibre de Sisal	77
Chapitre 4	
Étude expérimentale	79
4.1 Stabilisation au ciment	79
4.1.1 Caractérisation physique	79
4.1.2 Caractérisation mécanique du sol stabilisé	81
4.2 Caractérisation mécanique du sol renforcé par fibre de sisal	88
4.3 Caractérisation mécanique du sol renforcé par des fibres de polypropylène	90
Chapitre 5	
Étude numérique	7993

5.1 Remblai :	93
5.1.1.1 Remblai non stabilisé	95
a. Condition aux limites	95
b. Génération du maillage	95
c. Conditions initiales	96
d. Conditions hydrauliques	96
e. Contraintes initiales	97
f. Etapes de Calcul :	97
g. Coefficient de sécurité	99
5.1.1.2 Remblai stabilisé	101
a. Présentations des résultats et discussions	101
5.2 Excavation :	105
5.2.1 Excavation du modèle :	106
a. Condition aux limites	108
b. Génération du maillage	108
c. Conditions initiales	109
d. Conditions hydrauliques	109
e. Contraintes initiales	110
5.2.2 Procédure de calcul et phasage de la construction	110
5.2.3 Présentation des résultats et discussions	110
CONCLUSIONS GÉNÉRALES ET PERSPECTIVES	116
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	119
NORMES UTILISÉES	120

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier mon directeur de thèse, Monsieur HIDJEB Mustapha, maître de conférences à l'université de Skikda qui m'a dirigé durant ce travail. Je lui suis reconnaissante pour ses encouragements, son enthousiasme et sa confiance.

Je remercie également le président du jury professeur M. Belachia de l'université de Skikda et les membres de jury le professeur M. Merzoud et le docteur A. Mendjel de l'université d'Annaba d'avoir accepté d'examiner mon travail.

Je ne pourrais, m'empêcher, également, d'avoir une profonde pensée pour mon défunt papa, qui aurait été fier de moi aujourd'hui. Merci également à ma maman, mon frère et mes sœurs pour leur amour, leur soutien sans faille et à tout ce qu'ils ont pu m'apporter pour franchir les obstacles les plus difficiles.

RÉSUMÉ

Bien que l'exploitation des immenses résidus de carrière pourrait combler une partie des besoins en remblai, l'exploitation d'autres sources de remblai est nécessaire.

L'existence, dans la région de Skikda, d'un vaste gisement de sable de dune pourrait constituer une alternative à l'utilisation du tuf.

Pour améliorer les caractéristiques physiques et mécaniques de ce sol deux types de fibre ont été utilisés pour renforcer le sol stabilisé au ciment.

Par soucis de prise en compte des problèmes d'environnement, posés par l'utilisation de fibres synthétiques, tel le polypropylène, comme renfort des sols, cette étude se propose d'expérimenter une fibre végétale.

La stabilisation chimique, du sable par le ciment a sensiblement amélioré les caractéristiques physiques et mécaniques du sable.

Le modèle de comportement Mohr- Coulomb a été employé dans plusieurs simulations numériques en utilisant le code de calcul Plaxis.

Le cas du remblai de route et celui d'une de parois moulées ont été étudiés.

La stabilisation du sable de dune pour la construction du remblai a nettement amélioré le coefficient de sécurité de l'ouvrage (coefficient de sécurité >1.5).

Dans le cas de parois moulées pour la réalisation d'un tunnel (par l'installation de segments de tunnel) les caractéristiques mécaniques du sable de dune non-stabilisé étaient suffisantes.

Mots clés : Sol non-cohérent, sable de dune, stabilisation, renforcement, fibres végétales, fibres synthétique, parois moulées, remblai de route, Plaxis.

ABSTRACT

Although the exploitation of huge career residues could cover part of the soil requirements for road fill, the exploitation of other sources of fill is needed.

The existence in the region of Skikda of a large sand dune deposit could be an alternative to the use of tuff.

To improve the physical and mechanical characteristics of the soil two types of fiber have been used to reinforce the cement-stabilized sand.

For the sake of taking into account the environmental problems induced by the use of synthetic fibers such as polypropylene, as reinforcement of soils; this study proposes to test a plant fiber.

Chemical stabilization with cement has significantly improved physical and mechanical characteristics of the sand.

The Mohr Coulomb constitutive model has been used in several numerical simulations using Plaxis computer code.

The case of road fill as well as cases of diaphragm wall plate were studied.

Stabilization of dune sand for the construction of an embankment has significantly improved the safety factor of the work (safety factor > 1.5).

In the case of diaphragm wall plate carried out in order to construct a tunnel by the installation of prefabricated tunnel it was found that the mechanical characteristics of the non stabilized sand dune were adequate.

Keywords: cohesionless soil, sand of dune, stabilization, reinforcement, vegetable fibers, synthetic fibers, embankment, diaphragm wall plate, Plaxis.

الخلاصة

على الرغم من أن استغلال كميات ضخمة بقاءا المحاجر التي قد تسد جزءا من حاجيات قطاعي البناء و الشغال العمومية من مواد الردم إلا أن استغلال مصادر أخرى لموارد الردم ضروري.

إن و توفر منطقة سكيكدة على حقل رمل الكثبان من شأنه أن يكون بديلا لاستعمال ما يسمى بالتيف .

و لغرض تحسين الخصائص الفيزيائية و الميكانيكية للتربة لقد تم استعمال نوعين من الألياف لتمتين الرمل المثبت بالإسمنت.

وبغرض الأخذ بعين الاعتبار للمشاكل البيئية التي يطرحها استخدام الألياف الاصطناعية مثل البولي بروبيلين في تمتين التربة، تقترح هذه الدراسة اختبار مدى نجاح استعمال الألياف النباتية .

لقد انجر على التثبيت الكيميائي للرمل بالإسمنت تحسن كبير في الخصائص الفيزيائية و الميكانيكية لهذا الأخير.

وقد استخدم نموذج السلوك موهر كولوم في العديد من عمليات المحاكاة باستخدام البرنامج الحاسوبي التجاري بلاكسيس.

لقد تمت دراسة حالة جسر الطريق وكذا حالة حفرة.

إضافة الاسمنت لغرض استقرار الكثبان الرملية في بناء الطرقات قد حسن كثيرا عامل الأمان للمنشأة (عامل الأمان <1,5).

في حالة الحفر لإنجاز نفق (تركيب أجزاء نفق) كانت الخصائص الميكانيكية للكثبان الرملية الغير مثبت كافية ,

كلمات البحث : تربة عديمة التماسك, تثبيت, الكثبان الرملية, وتقوية, ألياف صناعية, ألياف نباتية , جسر الطريق, بلاكسيس

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1: Constituants minéralogiques de l'argile-----	5
Figure 1.2: Effets de la contrainte de cisaillement sur la structure de grains de sable. -----	7
Figure 1.3: caractéristiques de résistance au cisaillement de sables denses et lâches : courbes : (a) contrainte de cisaillement. (b) variation de volume. (c) variation de l'indice des vides ; en fonction du déplacement. -----	8
Figure 1.4: Effet de l'indice des vides sur la résistance au cisaillement du sable.(a) enveloppe de Coulomb pour sable dense et lâche, (b) valeur de ϕ en fonction rapportée à la densité relative, (c) variation de l'indice des vides durant le cisaillement en fonction de la densité relative initiale -----	9
Figure 1.5: Courbe enveloppe de Coulomb d'un sable faiblement cimenté.-----	9
Figure 1.6: Chantier de Vibrocompactage -----	12
Figure 1.7: Chantier de pilonnage-----	13
Figure 1.8: Principe du compactage statique en profondeur -----	13
Figure 1.9: Structure chimique de la cellulose-----	21
Figure 1.10: Formules des sucres (unités monomériques composant les hémicelluloses -----	23
Figure 1.11: Structure d'un type de xyloglucane. -----	24
Figure 1.12: Structure d'une chaîne d'acide polygalacturonique -----	24
Figure 1.13: Formation d'un coude par la présence de rhamnose.-----	25
Figure 1.14: Formule chimique de l'alcool coumarylique, coniférylique et sinapylique.. ----	26
Figure 1.15: Phases de réalisation d'une paroi moulée.-----	37
Figure 2.1: Courbe effort-déformation dans un essai de cisaillement. -----	43
Figure 2.2: Déviateurs de contrainte maximum à la rupture en fonction du temps sous condition non drainé (Bjerrum et al 1958) -----	45
Figure 2.3: Discretisation d'une structure.-----	46
Figure 2.4: Définition du module à 50% de la rupture. -----	54
Figure 2.5: Surface de rupture du modèle de Mohr-Coulomb pour un sol sans cohésion. ----	55
Figure 3.1: Analyse granulométrique- (a) : collection de tamis à maille carrée (b) : Mise en place de l'échantillon sur la colonne de tamis (mailles décroissantes) -----	59
Figure 3.2: Composition chimique de bleu de méthylène -----	61
Figure 3.3: Diagramme Proctor -----	64
Figure 3.4: Diagramme Proctor complet -----	64
Figure 3.5: Equipages de l'essai Proctor (a : machine de compactage ; (b : moule Proctor -----	65
Figure 3.6: Extrudeuse hydraulique manuelle d'échantillons -----	66
Figure 3.7: Principe de l'essai de cisaillement: (a : Avant le démarrage de l'essai, (b : l'essai durant un déplacement relatif-----	69
Figure 3.8: Résistance au cisaillement (a : résistance au cisaillement à l'intérieur d'un élément, b) : résistance au cisaillement à la surface. -----	70
Figure 3.9: Déformation longitudinale (a: compression de l'éprouvette cylindrique d'argile, (b : extension du câble]. -----	70
Figure 3.10: Schéma de principe d'une boîte de cisaillement rectiligne-----	71

Figure 3.11: Boîte de Casagrande -----	72
Figure 3.12: Equipages de l'essai de compression simple (a : appareil de compression simple, (b : schéma de chargement -----	74
Figure 3.13: Diagramme d'un essai de compression simple-----	74
Figure 3.14: courbe granulométrique du sable de dune-----	76
Figure 4.1: Courbe ρ -Tc (conditions optimales) du sable de dune. -----	80
Figure 4.2: Courbe ρ -Tc (conditions optimales) du sable de Skikda. -----	80
Figure 4.3: Courbe C- Tc du sable de dune. -----	81
Figure 4.4: Φ - Tc du sable de dune. -----	82
Figure 4.5: courbe C- Tc sable de Skikda.-----	82
Figure 4.6: Courbe Φ - Tc du sable de Skikda. -----	83
Figure 4.7: Courbes $(\sigma-\epsilon)$ à Tc de 4% du sable de dune. -----	84
Figure 4.8: Courbe $(\sigma-\epsilon)$ à 7 jours et Tc de 7% du sable de dune. -----	85
Figure 4.9: Courbe $(\sigma-\epsilon)$ à 28 jours et Tc de 7% du sable de dune.-----	85
Figure 4.10: Courbes $(\sigma-\epsilon)$ à 7 et 28 et Tc de 7% du sable de dune. -----	86
Figure 4.11: Courbe ϵ - Tc à la rupture du sable de Skikda.-----	86
Figure 4.12: Courbe Rc -Tc à la rupture du sable de Skikda. -----	87
Figure 4.13: Courbe E- Tc à 7jours d'âge du sable de Skikda. -----	88
Figure 4.14: Courbe C - Ts du sable de dune -----	89
Figure 4.15: Courbe Φ - Ts du sable de dune-----	89
Figure 4.16: Courbe C - Ls du sable de dune -----	90
Figure 4.17: Courbe Φ - Ls du sable de dune-----	90
Figure 4.18: Courbe C- Tp du sable de dune -----	91
Figure 4.19: Courbe Φ - Tp sable de dune -----	91
Figure 5.1: Coupe transversale du remblai de route-----	93
Figure 5.2: Géométrie du model du remblai de route-----	94
Figure 5.3: Schéma du maillage de la géométrie-----	96
Figure 5.4: Conditions hydrauliques -----	97
Figure 5.5: Etapes de calcul -----	98
Figure 5.6: Évolution de la somme des Msf en fonction du déplacement -----	100
Figure 5.7: Déformation du maillage (phase 4) -----	101
Figure 5.8: Déplacements totaux (phase 4) -----	102
Figure 5.9: Déplacements verticaux (phase 4)-----	102
Figure 5.10: Surpression interstitielle après consolidation (phase 4)-----	102
Figure 5.11: Contraintes effectives (phase 4) -----	103
Figure 5.12: Evolution des surpressions interstitielles sous le remblai -----	103
Figure 5.13: Ombrage des incréments de déplacements totaux indiquant le mécanisme de rupture le plus probable en phase finale de rupture du remblai. -----	103
Figure 5.14: Evolution de la somme des Msf en fonction du déplacement du remblai de sable de dune avec Tc de 4%. -----	104
Figure 5.15: Tassements du pied de remblai de sable de dune avec Tc de 4% -----	105
Figure 5.16: Géométrie de l'excavation -----	106
Figure 5.17: Géométrie du modèle d'excavation -----	107
Figure 5.18: Dimensions du Maillage-----	109

Figure 5.19: Conditions hydrauliques-----	109
Figure 5.20: Déformation du maillage-----	110
Figure 5.21: Déplacements totaux -----	111
Figure 5.22: Déplacements horizontaux -----	111
Figure 5.23: Déplacements verticaux -----	112
Figure 5.24: Pression interstitielle-----	112
Figure 5.25: Contraintes totales -----	113
Figure 5.26: Contraintes effectives -----	113
Figure 5.27: Moment fléchissant sollicitant la paroi moulée -----	114
Figure 5.28: Effort tranchant sollicitant la paroi moulée -----	114
Figure 5.29: Effort normal sollicitant la paroi moulée -----	115
Figure 5.30: Courbe force/déplacement (déviation de paroi moulée). -----	115

LISTE DES TABLEAUX

<i>Tableau 1.1: Exigences mécaniques et physiques définies en termes de valeurs caractéristiques.</i>	19
<i>Tableau 3.1: Modalités d'exécution des essais Proctor normal</i>	67
<i>Tableau 3.2: Caractéristiques Générales des fibres de polypropylène.</i>	77
<i>Tableau 5.1: Propriétés du remblai en sable de dune et des sols mous.</i>	95
<i>Tableau 5.2: Propriétés du sable</i>	107
<i>Tableau 5.3: Caractéristiques de la paroi moulée</i>	108
<i>Tableau 5.4: Caractéristiques du bouton</i>	108

NOTATIONS

C	: Cohésion d'un sol
C_p	: Coefficient de performance
$[D]$	: Matrice d'élasticité
d	: Epaisseur équivalente
E	: Module de Young
EA	: Rigidité
EI	: Rigidité de flexion
$\{F\}$	: Vecteur de chargement
$Fv \rightarrow$	: Forces volumiques
$Fs \rightarrow$	: Forces de surfaces
$[K]$	: Matrices de rigidité
k_x	: Perméabilité horizontale
k_y	: Perméabilité verticale
K_0	: Coefficient des terres au repos
L_s	: Longueur des fibres de sisal
MB	: La valeur de bleu de méthylène
$\sum Msf$	: Le coefficient de sécurité
$[N]$	: Matrice d'interpolation
R_c	: Résistance à la compression simple
R_{inter}	: Coefficient de réduction de résistance
RD	: Densité relative
t	: Temps
T_c	: Taux de ciment
T_s	: Taux de fibre de sisal

T_p	: Taux de fibre de polypropylène
$\{u\}$	: Vecteur déplacement
V	: Volume d'un solide réel
W	: Teneur en eau
W_{pot}	: Teneur en eau optimale
W_d	: Energie de déformation
ρ_d	: Poids volumique sec
γ_{sa}	: Poids volumique au dessous de la nappe phréatique
γ_{unsat}	: Poids volumique au dessus de la nappe phréatique
σ	: Contrainte normale
ν	: Coefficient de Poisson
φ	: Angle de frottement interne
ψ	: Angle de dilatance
τ	: Contrainte tangentielle
ε	: Déformation normale
$\dot{\varepsilon}_{ij}$	: Vitesses de déformation
$\{\delta\}$	: Vecteur de déplacement global

INTRODUCTION GÉNÉRALE

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Au cours de ces deux dernières décennies, les pouvoirs publics algériens ont lancé à travers le territoire national des études et des travaux de réalisation de grands projets de travaux publics tels l'autoroute est-ouest et le dédoublement d'un nombre impressionnant de routes et de voies ferrées.

Il est évident que la réalisation de ces grands projets nécessite d'énormes quantités de sol de remblai. Bien que l'exploitation des immenses résidus de carrières puisse couvrir une partie des besoins en remblai, l'exploitation d'autres sources de remblai est nécessaire.

L'existence, dans la région de Skikda, d'un vaste gisement de sable de dune pourrait constituer une alternative à l'utilisation du tuf. Sachant que le comportement mécanique d'un sol est essentiellement contrôlé par sa résistance au cisaillement, l'utilisation du sable de dune pourrait nécessiter une forme de stabilisation.

Dans ce travail, la stabilisation chimique par le ciment a été expérimentée. Pour améliorer les caractéristiques physiques et mécaniques de ce sol deux types de fibre ont été utilisés.

Par soucis de prise en compte des problèmes d'environnement, posés par l'utilisation de fibres synthétiques, tel le polypropylène, comme renfort des sols, cette étude se propose d'expérimenter une fibre végétale. Pour des raisons de disponibilité sur le marché, et sa très bonne ressemblance avec l'agave americana cultivée dans notre pays, mais néanmoins non disponible sur le marché sous forme de fibre, la fibre de sisal a été expérimentée comme élément de renfort du sol stabilisé.

La valorisation de cette ressource naturelle, jusqu'à aujourd'hui inexploitée, aurait des retombées économiques très importantes. Elle couvrirait une demande, sans cesse croissante, en sol pour remblai et contribuerait de manière significative à la réduction des coûts de réalisation. L'utilisation de ces ressources s'inscrirait dans une démarche économique très intéressante

Le premier chapitre est une synthèse bibliographique consacré au comportement mécanique des sols en générale et aux sols pulvérulents en particulier. Quelques techniques d'amélioration des sols sont également présentées.

L'accent est mis sur les méthodes chimiques de stabilisation. Un état de l'art des sols stabilisés au ciment et renforcés par des fibres naturelles et synthétiques est présenté.

Le second chapitre est une synthèse de la pratique de la méthode des éléments finis. La première partie du chapitre est consacrée aux modes de rupture, aux facteurs influant sur la résistance au cisaillement. La seconde partie est une présentation de la méthode et des principes théoriques de la méthode des éléments finis.

Le modèle de comportement employé dans les simulations numériques présentées dans ce travail ainsi que le code de calcul Plaxis utilisé pour les différentes simulations sont présentés dans la dernière partie de ce chapitre

La première partie du troisième chapitre est consacrée à la présentation des différentes techniques expérimentales utilisées. Les matériaux utilisés à savoir le sable de dune, le ciment pour la stabilisation du sable et les fibres de sisal et de polypropylène servant à renforcer le sol sont présentés dans la seconde partie de ce chapitre.

Le quatrième chapitre est une présentation complète des résultats expérimentaux.

Cinquième chapitre : ce chapitre présente les résultats des travaux de simulation du comportement des remblais constitués de sable stabilisé chimiquement. La simulation du comportement de parois moulées réalisées dans un sable stabilisé est également présentée.

En fin de cette étude des conclusions et les perspectives à envisager, lors d'études complémentaires, sont présentés.

CHAPITRE 1 : BIBLIOGRAPHIE GÉNÉRALE

Chapitre 1

Bibliographie générale

Le comportement des sols en général et des sols pulvérulents en particulier sont principalement gouvernés par leur résistance au cisaillement. L'amélioration de cette importante caractéristique exige le recours à différentes techniques d'amélioration. Il existe des méthodes mécaniques et des méthodes chimiques d'amélioration des sols.

1.1 La nature des sols

Pour l'ingénieur civil, le sol est toute accumulation non cimentée ou faiblement cimentée de particules minérales formées par l'érosion des roches, l'espace vide entre les particules contenant de l'eau et / ou de l'air.

Une faible cimentation peut être due à la présence de carbonates entre les particules ou en raison de la présence de matière organique.

Si les produits de l'altération restent à leur emplacement d'origine, ils constituent un sol résiduel [1].

Si les produits sont transportés et déposés à un emplacement différent ils constituent un sol transporté. Les agents de transport étant la gravité, le vent, l'eau et les glaciers. Pendant le transport, la taille et la forme des particules peuvent subir des changements et les particules peuvent être classées en gammes de tailles [1]. Le processus d'altération de la formation du sol de la roche peut être soit physique ou chimique.

Le processus physique peut être l'érosion par l'action du vent, l'eau ou les glaciers, ou la désintégration causée par l'alternance du gel et du dégel dans les fissures de la roche. Les particules de sol résultantes conservent la même composition que celle de la roche mère.

Les particules de ce type sont décrites comme étant de la forme «encombrant» et leur forme peut être indiquée par des termes tels que angulaire, arrondie, plate et allongée. Les particules se retrouvent dans un large éventail de tailles, de rochers, de roche bien formée par l'action de broyage de glaciers. L'agencement structural de particules volumineuses (Figure 1.1) est décrit comme mono-granulaire, chaque particule étant en contact direct avec les particules voisines sans qu'il y ait aucun lien entre elles.

Selon la manière dont ils sont emballés ensemble, l'état des particules peut être décrit comme dense, ou lâche [1]. Le processus chimique entraîne, des changements dans la forme

minérale de la roche. L'altération chimique conduit à la formation de groupes de cristallin de particules de taille colloïdale ($< 0,002$ mm) connue sous le nom minéraux argileux. Le minéral argileux kaolinite, par exemple, est formé par la rupture du feldspath par l'action de l'eau et de dioxyde de carbone.

La plupart des particules de minéraux argileux sont de forme 'de plaque' ayant une grande surface spécifique (c.à.d. une grande surface spécifique par rapport à la masse), de sorte que leur structure soit fortement influencée par les forces de surface. Des particules longues « en forme d'aiguilles » peut également se produire, mais elles sont relativement rares [1]. Les formes des structures base de la plupart des minéraux argileux sont un tétraèdre de silicium-oxygène et un octaèdre-hydroxyle d'aluminium.

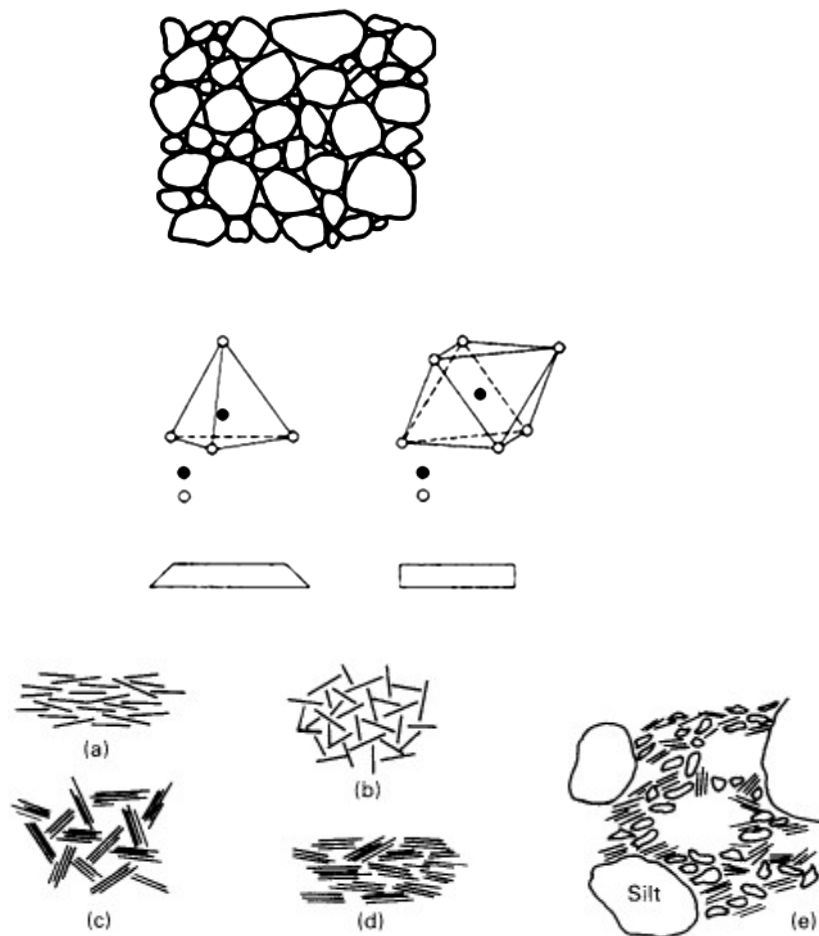


Figure 1.1: Constituants minéralogiques de l'argile

1.2 Plasticité des sols fins

Dans le cas des sols fins, la plasticité est une caractéristique importante. La plasticité est le terme décrivant la capacité d'un sol à subir une déformation irréversible sans fissuration ou effritement.

En fonction de sa teneur en eau, un sol peut en général exister, sous forme liquide, plastique, semi-solides et solides. Si la teneur en eau d'un sol, initialement à l'état liquide est progressivement réduite, il passe à l'état plastique, semi-solide, accompagné d'une réduction progressive de volume, jusqu'à ce qu'il atteigne l'état solide. Les teneurs en eau auxquelles ces transitions entre ces états physiques se produisent diffèrent d'un sol à un autre [1].

La plupart des sols fins existent à l'état plastique. La plasticité est due à la présence d'une teneur significative de particules minérales (argile ou en matière organique). Le volume des vides entre ces particules est généralement très petit de sorte que l'eau est maintenue par les tensions capillaires sous pression négative [1]. On obtient ainsi un degré de cohésion entre les particules qui permet au sol de se déformer et d'être travaillé. Grace aux forces de surfaces, l'eau adsorbée sur les particules de minéraux argileux peut contribuer à augmenter le comportement plastique du sol.

Les limites supérieure et inférieure de la plage de teneur en eau où le sol a un comportement plastique sont définies comme la limite liquide (LL) et la limite de plasticité (LP), respectivement. Cette plage de teneur en eau est définie comme étant l'indice de plasticité (IP).

1.3 Cisaillement des sables secs et saturés

La résistance au cisaillement du sable sec dépend de plusieurs facteurs, tels que la composition minéralogique des grains, leur taille, la forme, la texture de surface et de sa classification; (c.à.d. la structure du sol, et la teneur en humidité pour un sable notamment dans la résistance). L'état de "packing" peut être exprimé en termes de densité relative, d'indice des vides, de porosité ou de densité sèche.

Il a été démontré que si le sable reste saturé et que le drainage s'effectue librement pendant le chargement [2], que la résistance au cisaillement du sable saturé est très similaire à celle du sable sec.

1.3.1 Sable Dense

L'état de sol dense (petit indice des vides) est représenté par la Figure. 1.2 (a).

Si le sable est cisailé selon le plan XX, et si la distorsion et le broyage des grains individuels ne se produit pas, les grains se trouvant juste au-dessus d'un plan tel le plan XX. Ce dernier sera obligé de monter vers le haut et surmonter ceux juste au-dessous. Ceci provoque une expansion qui peut être mesurée en observant un mouvement vers le haut de la surface supérieure du sable. L'augmentation de volume est appelée dilatance. Dans le cas de sables immergés avec drainage libre, une quantité d'eau supplémentaire entrera dans la structure du sol [3].

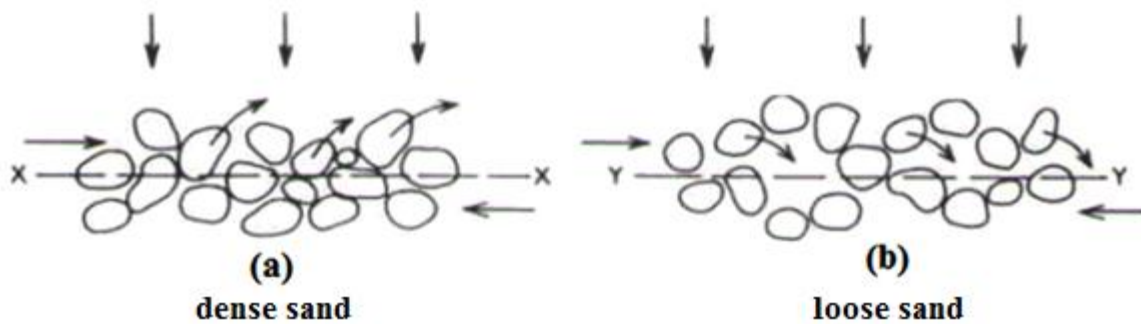


Figure 1.2: Effets de la contrainte de cisaillement sur la structure de grains de sable. [2]

1.3.2 Sable lâche.

Dans le cas du cisaillement selon le plan YY la rupture de la structure relativement ouverte les grains se déplacent vers le bas dans les espaces vides (Figure. 1.2 (a)). Ce qui entraîne une diminution du volume (contraction), qui peut être mesurée comme un déplacement vers le bas de la surface supérieure, avec drainage libre [2].

La courbe contrainte de cisaillement / déplacement résultant, désigné par (L) dans la figure. 1.3 (a), est moins raide que la courbe (D) et ne possède pas un pic prononcé. Le rapport de la relation variation de volume - déplacement correspondant est représenté par la courbe (L) sur la figure. 1.3 (b). Après cisaillement, les grains adjacents à la surface de cisaillement sont dans un état plus dense qu'ils ne l'étaient au départ [2].

1.4 Comparaison des sables meubles et dense

Indices des vides initiaux sont désignés par E_D (dense) et E_l (en vrac). A la fin du déplacement du au cisaillement l'indice de vides dans chaque cas, se approche d'une valeur e commune, connue comme étant l'indice des vides critique.

Tout indice des vides (e) peut être lié à des indices des vides limites (e_{max} , et e_{min}) en termes de la densité relative (RD), qui est défini par l'équation suivante :

$$RD = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (1.1)$$

Si pour chaque état "de packing", trois essais sont réalisés sous trois différentes contraintes normales les courbes de résistance au cisaillement / contraintes normales peuvent être tracées comme le montre la figure. 1.4 (a) [2]. L'angle de frottement interne pour le sable à l'état dense est supérieur à celui du sable lâche.

1.5 Sable faiblement cimenté

Les sables pulvérulents secs ou totalement saturés exhibent une cohésion zéro, mais si un agent de cimentation est introduit entre les grains, une courbe enveloppe à la rupture, similaire à celle présentée sur la figure. 1.5, peut être obtenue [2]. La première partie de la courbe enveloppe AB représente la cohésion due à l'agent de cimentation (cohésion apparente notée c_c).

Au-dessus du point B l'amplitude de la contrainte est assez importante pour provoquer la rupture de l'agent de cimentation alors que la partie raide BC représente le comportement d'un sol (pulvérulent) [2]. Le rechargement (re-cisaillement) de ce type de sable entraîne une réduction de C_c jusqu'à atteindre zéro.

L'effet similaire, mais avec seulement une petite de cohésion, est observée dans le cas des sables humides car cela est dû à la tension superficielle de l'eau entre les grains. La valeur de C_c ne diminue pas par cisaillement si les conditions de chargement demeurent inchangées [2].

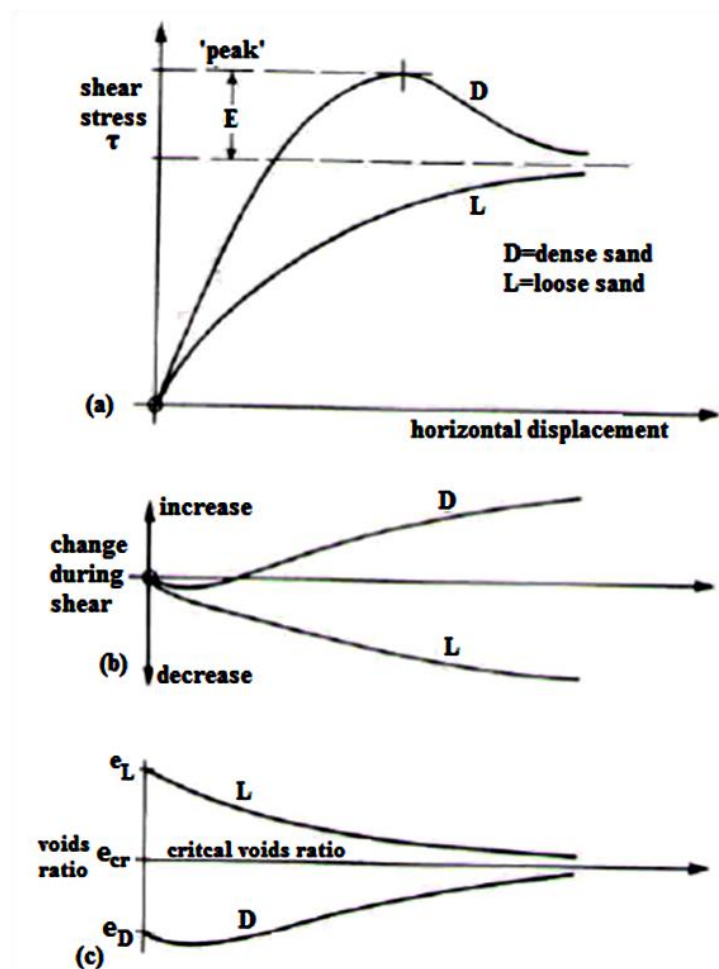


Figure 1.3: caractéristiques de résistance au cisaillement de sables denses et lâches : courbes : (a) contrainte de cisaillement. (b) variation de volume. (c) variation de l'indice des vides ; en fonction du déplacement [2].

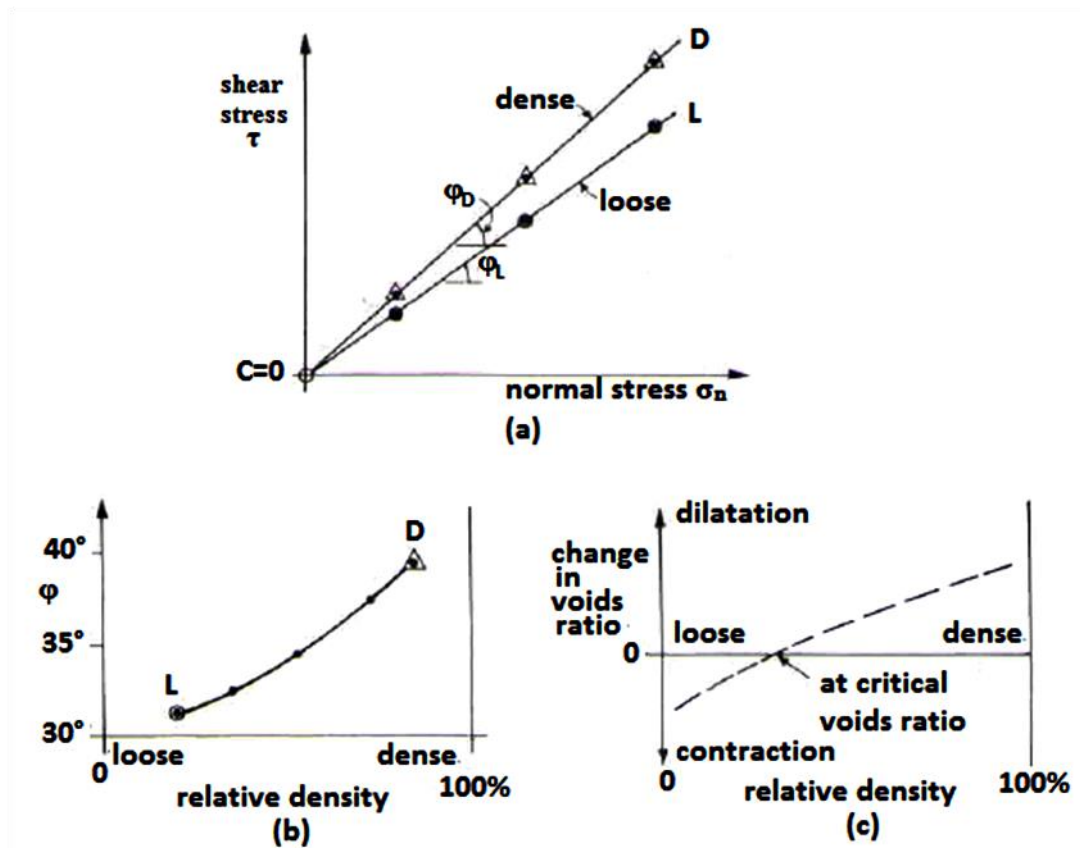


Figure 1.4: Effet de l'indice des vides sur la résistance au cisaillement du sable. (a) enveloppe de Coulomb pour sable dense et lâche, (b) valeur de ϕ en fonction rapportée à la densité relative, (c) variation de l'indice des vides durant le cisaillement en fonction de la densité relative initiale [2].

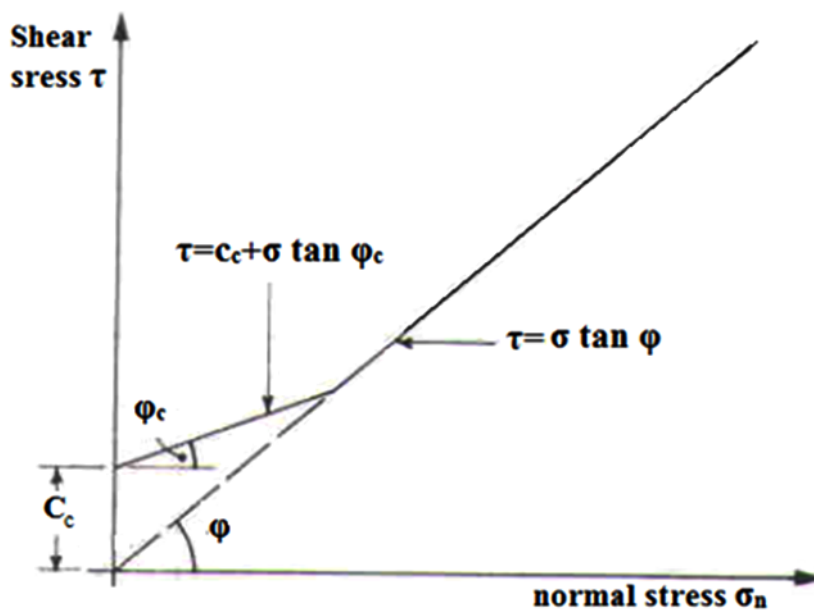


Figure 1.5: Courbe enveloppe de Coulomb d'un sable faiblement cimenté [2].

Une tape du sol, avec suffisamment d'eau ajouté, à la rendre douce mais non collante, est placé dans la paume ouverte de la main. Le côté de la main est alors frappé, à plusieurs reprises, contre l'autre main. La dilatance est indiquée par l'apparition d'un film brillant d'eau sur la surface de la pate. Ces réactions sont prononcées uniquement pour les matières de taille principalement de limon et de sable très fin. Les argiles plastiques ne donnent pas de réaction [2].

1.6 Quelques méthodes d'amélioration des sols

Souvent l'ingénieur en géotechnique est confronté à de sérieux problèmes de déformation et par conséquent de stabilité. Il existe plusieurs méthodes de résolution de ces problèmes. Les méthodes d'amélioration des sols en sont l'un de ces moyens. Nous en citerons en autre :

- le battage de pieux de bois dans les sols de faible portance
- injection, pilonnage et congélation [4].

1.6.1 Amélioration des sols grenus

1.6.1.1 Comportement des sols grenus et problèmes typiques

Contrairement à ce qui se passe dans le cas des sols fins, la perméabilité élevée des sols grenus fait que l'on n'observe d'augmentation des pressions interstitielles dans ces sols que dans le cas de la liquéfaction, généralement provoquée par des sollicitations sismiques. Les problèmes de sols grenus sont donc essentiellement des problèmes d'amplitudes de tassement, ainsi que des problèmes de résistance à la liquéfaction ; ces problèmes se posent pour l'essentiel dans le cas des sables lâches [4].

1.6.1.2 Méthodes d'amélioration des sols grenus

Les méthodes d'amélioration des sols grenus font appel à des processus très divers
congélation [4]

- densification par augmentation statique de la contrainte à la surface du sol (préchargement) ou en profondeur (compactage par injection solide) ;
- remplissage des vides (injection) ;
- dislocation de la structure du sol, puis restructuration par des actions externes au massif (chocs du pilonnage intensif) ou internes au massif (vibrations, explosions) ;
- mélange avec un liant pour constituer des colonnes plus résistantes (colonnes de sol traité).

Elles sont, de façon générale, de mise en œuvre rapide et relativement facile.

Comme dans le cas des sols fins, seules les méthodes les plus couramment utilisées

seront décrites dans ce paragraphe : préchargement, vibrocompactage, pilonnage, compactage statique en profondeur, colonnes de sol traité, etc. Les techniques d'injection de la masse du sol ne sont pas décrites dans cet article. Une description plus détaillée des différentes méthodes d'amélioration des sols grenus peut être trouvée dans les références [5], [6], [7], [8], [9] .

a. Préchargement

Le préchargement des sols grenus s'opère selon les mêmes principes que dans le cas des sols fins. Le mode de réalisation est le même, mais la perméabilité élevée des sols grenus permet d'obtenir l'amélioration souhaitée dans des délais beaucoup plus brefs.

b. Vibrocompactage

Cette technique est utilisée depuis les années trente. Elle consiste à provoquer une vibration entretenue dans le sol au moyen d'une aiguille vibrante (Figure 1.6).

Cette vibration provoque une densification du matériau qui se traduit par l'affaissement du sol autour du vibreur.

Les vibreurs actuellement utilisés comportent, à l'intérieur de l'aiguille vibrante, un ou plusieurs balourds entraînés par un moteur hydraulique ou électrique.

Leur puissance est de l'ordre de 75 à 150 kW congélation [4]. L'appareil est suspendu à un engin de levage et s'introduit dans le sol sous l'effet de son propre poids et de la vibration, avec éventuellement un lancement à l'air ou à l'eau, comme dans le cas des colonnes ballastées.

L'aiguille vibrante est descendue jusqu'à la base du sol à traiter, puis le vibreur est remonté lentement par une succession de mouvements verticaux. Le compactage est suivi en observant l'énergie consommée par le vibreur.

L'opérateur peut modifier la fréquence des vibrations afin d'améliorer l'efficacité du compactage. On peut, dans certains cas, faire un apport de matériaux grenus, notamment pour jouer le rôle de drains en cas de séisme et lutter contre la liquéfaction des sables lâches.

En fin de traitement, une finition de surface doit être réalisée, par réglage et compactage superficiel congélation [4].

Des techniques voisines sont quelquefois employées : vibration de palplanches ou de profilés métalliques divers, par exemple.



Figure 1.6: Chantier de Vibrocompactage

c. Pilonnage

L'application de chocs à la surface d'un massif de sol grenu est un moyen efficace de compactage. Avant le pilonnage, le sol est recouvert d'une couche de matériaux grossiers d'un mètre d'épaisseur au minimum, destinée à éviter un enfoncement trop important du pilon.

Le pilon est lâché d'une grue, plusieurs impacts étant réalisés au même endroit. Cette opération est répétée sur toute la surface à traiter, selon un maillage défini au préalable (figure 1.7) [4]

Entre les phases de pilonnage, un temps de repos permet la dissipation des surpressions interstitielles créées par les chocs. En fin de chantier, une dernière phase, dite de tapotage, est réalisée pour compacter la surface du sol, désorganisée par les chocs. Les traitements courants sont réalisés avec des pilons de 10 à 20 t tombant de 15 à 20 m de hauteur. On a utilisé sur des chantiers exceptionnels des pilons de 40 t lâchés de 40 m et de 200 t lâchés de 20 m congélation [4]

Les impacts du pilon induisent des vibrations dont l'effet sur l'environnement doit être pris en compte.



Figure 1.7: Chantier de pilonnage

d. Compactage statique en profondeur

L'introduction en force de mortier ou de béton spécial (micro- béton) dans un massif de sol meuble, à partir de forages, permet de provoquer la densification du sol naturel sans détruire sa structure ni l'imprégner (Figure 1.8).

Outre la densification de la masse du sol entre les forages, on obtient en plus des colonnes de matériau plus résistant, qui reprennent une partie des charges appliquées au massif de sol. L'injection s'effectue à partir de forages primaires, secondaires et éventuellement tertiaires, selon un maillage adapté au problème à résoudre. Le tube d'injection est descendu dans un forage de diamètre voisin de 10 cm [10].

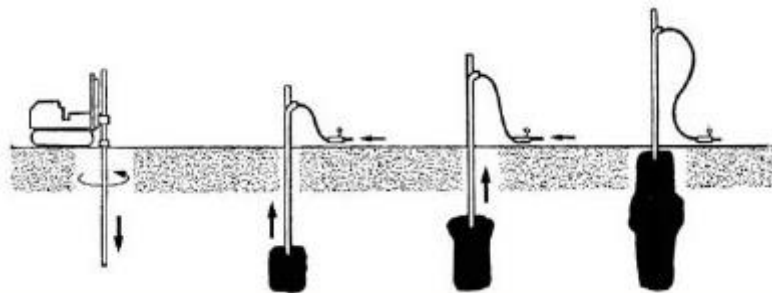


Figure 1.8: Principe du compactage statique en profondeur

e. Colonnes de sol traité

Différentes techniques permettent de constituer dans le sol des colonnes de sol traité, en général au ciment. Dans le cas des sols grenus, les techniques de mélange hydrodynamique, souvent appelées "jet grouting" (injection de coulis de ciment sous forme de colonnes) , sont les plus répandues, pour une gamme de sols allant des limons argileux aux alluvions grossières.

Dans les applications courantes, on réalise ainsi des colonnes ou des parois de sol-ciment [10]

La technique de réalisation de colonnes de sol traité par mélange hydrodynamique fait appel, séparément ou en combinaison, à trois phénomènes : déstructuration du terrain sous l'effet dynamique d'un jet de fluide à très grande vitesse, extraction d'une partie du terrain qui remonte en surface avec le fluide, incorporation d'un matériau liant extérieur qui se mélange avec le sol.

Différentes méthodes de mise en œuvre ont été développées (injection simple, injection double et injection triple), avec des performances adaptées aux problèmes à traiter en pratique. On peut réaliser, par ce procédé, des colonnes de plusieurs mètres de diamètre et de plusieurs dizaines de mètres de longueur.

f. Micropieux

La réalisation de réseaux de micropieux dans un massif de sols lâches offre une alternative aux autres méthodes de renforcement des sols de ce type, notamment quand les conditions d'exécution des travaux sont contraignantes et ne permettent pas d'utiliser des matériels encombrants ou des techniques perturbant l'environnement du chantier.

Les micropieux sont réalisés dans des forages de petit diamètre. Ils sont souvent associés à une injection du massif de sol [11].

g. Amélioration temporaire par congélation

La congélation de l'eau interstitielle d'un sol produit un matériau dont les propriétés sont temporairement améliorées tant que la congélation est entretenue. La congélation a également pour effet de rendre imperméable le sol et de faciliter les travaux de terrassements ou de construction sous le niveau de la nappe.

Ces propriétés en font une technique d'amélioration provisoire très efficace, mais dont l'emploi reste limité en raison de son coût élevé [7], [8].

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

Comme rapporté dans la littérature [4], on peut aussi contrôler l'augmentation de la densité du sol en réalisant :

Les contrôles en cours de travaux sont spécifiques à chaque technique [4] :

- pour le vibrocompactage, la régularité et l'homogénéité du compactage sont contrôlées en enregistrant en continu l'énergie électrique consommée par le vibreur ; la mesure des tassements et des volumes de matériaux ajoutés permet d'évaluer la variation de l'indice des vides ;
- pour le pilonnage, les contrôles comportent des mesures topographiques autour et en fond d'empreinte pour mesurer les déplacements verticaux et évaluer la diminution du volume du sol, et des mesures de pressions interstitielles pour contrôler le délai de repos entre les phases du traitement ;

- pour le compactage statique en profondeur, l'enregistrement des paramètres de perforation (vitesse de perforation, pression sur l'outil, etc.) et des paramètres d'injection (débit, pression, quantité), et la surveillance continue des mouvements de la surface du sol permettent de contrôler le bon déroulement des travaux ;
- pour les colonnes de sol traité par mélange hydrodynamique, le contrôle s'appuie sur la comparaison du volume de coulis injecté et du volume de mélange de coulis et de sol qui remonte à la surface ;
- pour la congélation, le contrôle porte essentiellement sur le champ des températures de la zone congelée, ainsi que sur les déplacements de cette zone, car les sols gelés sont sujets à des déformations de fluage qui dépendent de la température.

1.7 Stabilisation chimique

1.7.1 Ciment

Le ciment est un liant hydraulique, c'est-à-dire un matériau minéral finement moulu qui, gâché avec de l'eau, forme une pâte qui fait prise et durcit par suite de réactions et de processus d'hydratation et qui, après durcissement, conserve sa résistance et sa stabilité même sous l'eau.

Le ciment conforme à l'EN 197-1, appelé ciment CEM, mélangé avec des granulats et gâché avec de l'eau de façon appropriée, doit être capable de produire un mortier ou un béton qui conserve son ouvrabilité pendant un temps suffisamment long et doit, après des périodes déterminées, atteindre des niveaux de résistance prescrits et aussi présenter une stabilité de volume à long terme.

Le durcissement hydraulique du ciment CEM est principalement dû à l'hydratation des silicates de calcium, mais d'autres composés chimiques peuvent également intervenir dans le processus de durcissement, tels que, par exemple, les aluminates.

Dans les ciments CEM, la somme des quantités relatives d'oxyde de calcium (CaO) et de dioxyde de silicium (SiO₂) réactifs doit représenter une proportion au moins égale à 50 % en masse, lorsqu'elles sont déterminées selon l'EN 196-2.

Les ciments CEM sont constitués de différents matériaux et sont de composition statistiquement homogène du fait d'une assurance qualité couvrant les processus de production et de manutention. Le lien entre ces processus de production et de manutention et la conformité du ciment à l'EN 197-1 est défini dans l'EN 197-2.

NOTE : Il existe également des ciments dont le durcissement est principalement dû à la présence d'autres composants, par exemple l'aluminate de calcium dans le ciment d'aluminates de calcium.

1.7.1.1 Constituants

a. Généralités

Les exigences portant sur les constituants spécifiés doivent, en principe, être déterminées conformément aux méthodes d'essais décrites dans l'EN 196, sauf spécifications contraires et dont les constituants principaux des ciments sont :

b. Clinker Portland (K)

Le clinker Portland est obtenu par calcination d'un mélange fixé avec précision de matières premières (farine crue, pâte) contenant des éléments couramment exprimés en oxydes CaO , SiO_2 , Al_2O_3 , Fe_2O_3 et de petites quantités d'autres matières. La farine crue ou la pâte, qui est finement divisée et intimement mélangée, est donc homogène.

Le clinker Portland est un matériau hydraulique qui doit être constitué d'au moins deux tiers en masse de silicates de calcium ($3 \text{ CaO} \cdot \text{SiO}_2$ et $2 \text{ CaO} \cdot \text{SiO}_2$), la partie restante étant constituée de phases contenant de l'aluminium et du fer, ainsi que d'autres composants. Le rapport massique $(\text{CaO})/(\text{SiO}_2)$ ne doit pas être inférieur à 2,0. La teneur en oxyde de magnésium (MgO) ne doit pas dépasser 5,0 % en masse.

c. Laitier granulé de haut fourneau (S)

Le laitier granulé de haut fourneau est obtenu par refroidissement rapide du laitier fondu de composition adaptée provenant de la fusion du minerai de fer dans un haut fourneau ; il contient au moins deux tiers en masse de laitier vitreux et présente des propriétés hydrauliques après avoir subi une activation convenable.

Le laitier granulé de haut fourneau doit être constitué d'au moins deux tiers en masse de la somme de l'oxyde de calcium (CaO), l'oxyde de magnésium (MgO) et du dioxyde de silicium (SiO_2). Le restant contient de l'oxyde d'aluminium (Al_2O_3) ainsi que de faibles quantités d'autres composants. Le rapport massique $(\text{CaO} + \text{MgO})/(\text{SiO}_2)$ doit être supérieur à 1,0.

d. Matériaux pouzzolaniques (P, Q)

Les matériaux pouzzolaniques sont des substances naturelles siliceuses ou silico-alumineuses, ou une combinaison de celles-ci. Bien que les cendres volantes et les fumées de silice aient des propriétés pouzzolaniques, leurs spécifications font l'objet d'études à part.

Les matériaux pouzzolaniques ne durcissent pas par eux-mêmes lorsqu'ils sont mélangés avec de l'eau mais, lorsqu'ils sont finement broyés, ils réagissent à température ambiante, en présence d'eau, avec l'hydroxyde de calcium $[\text{Ca}(\text{OH})_2]$ dissous, pour former des composés de silicates de calcium et d'aluminates de calcium générateurs de résistances.

Ces composés sont comparables à ceux qui sont formés lors du durcissement des matériaux hydrauliques. Les pouzzolanes sont composées essentiellement de SiO_2 réactif et d' Al_2O_3 . La partie restante contient de l'oxyde de fer (Fe_2O_3) et d'autres oxydes. La

proportion de CaO réactif est négligeable vis-à-vis du durcissement. La teneur en SiO₂ réactif doit être au moins égale à 25 % en masse.

Les matériaux pouzzolaniques doivent être convenablement préparés, c'est-à-dire sélectionnés, homogénéisés, séchés ou traités thermiquement et réduits en poudre, en fonction de leur état à la production ou à la livraison.

e. Pouzzolane naturelle (P)

Les pouzzolanes naturelles sont en général des matériaux d'origine volcanique ou bien des roches sédimentaires ayant une composition chimique et minéralogique appropriée.

f. Pouzzolane naturelle calcinée (Q)

Les pouzzolanes naturelles calcinées sont des matériaux d'origine volcanique, des argiles, des schistes ou des roches sédimentaires, activés thermiquement.

g. Cendres volantes (V, W)

Les cendres volantes sont obtenues par précipitation électrostatique ou mécanique de particules pulvérulentes contenues dans les fumées des chaudières alimentées au charbon pulvérisé. Les cendres obtenues par d'autres méthodes ne doivent pas être utilisées dans les ciments conformes à l'EN 197-1.

Les cendres volantes peuvent être de nature siliceuse ou calcique. Les premières ont des propriétés pouzzolaniques ; les dernières peuvent avoir, en plus, des propriétés hydrauliques. La perte au feu des cendres volantes, déterminée conformément à l'EN 196-2, mais avec un temps de calcination de 1 h, ne doit pas excéder 5,0 % en masse.

Il est également possible d'accepter des cendres volantes dont la perte au feu est comprise entre 5,0 % et 7,0 % en masse, à condition que les exigences particulières de durabilité, et notamment en ce qui concerne la résistance au gel, et la compatibilité avec les adjuvants, soient respectées, en application des normes et/ou règlements en vigueur sur le lieu d'utilisation du béton ou du mortier.

Dans le cas de cendres volantes dont la perte au feu est comprise entre 5,0 % et 7,0 % en masse, la limite maximale de 7,0 % doit être mentionnée sur l'emballage et/ou sur le bon de livraison du ciment.

h. Cendre volante siliceuse (V)

La cendre volante siliceuse est une poudre fine constituée de particules principalement sphériques ayant des propriétés pouzzolaniques. Elle est essentiellement constituée de silice (SiO₂) réactive et d'alumine (Al₂O₃). Le restant contient de l'oxyde de fer (Fe₂O₃) et d'autres composants.

La proportion d'oxyde de calcium (CaO) réactif doit être inférieure à 10,0 % en masse, la teneur en oxyde de calcium libre, déterminée par la méthode décrite dans l'EN 451-1, ne devant pas dépasser 1,0 % en masse.

La cendre volante ayant une teneur en oxyde de calcium libre supérieure à 1,0 % en masse, mais inférieure à 2,5 % en masse est également acceptable, à condition que l'exigence concernant l'expansion (stabilité) n'excède pas 10 mm, lorsqu'elle est déterminée conformément à l'EN 196-3, sur un mélange composé de 30 % en masse de cendre volante siliceuse et de 70 % en masse d'un ciment CEM I conforme à l'EN 197-1. La teneur en silice (SiO₂) réactive ne doit pas être inférieure à 25 % en masse.

i. Cendre volante calcique (W)

La cendre volante calcique est une poudre fine ayant des propriétés hydrauliques et/ou pouzzolaniques. Elle est essentiellement constituée d'oxyde de calcium (CaO) réactif, de silice (SiO₂) réactive et d'alumine (Al₂O₃). Le restant contient de l'oxyde de fer (Fe₂O₃) et d'autres composants.

La proportion d'oxyde de calcium (CaO) réactif ne doit pas être inférieure à 10,0 % en masse. La cendre volante calcique contenant entre 10,0 % et 15,0 % en masse d'oxyde de calcium (CaO) réactif, doit contenir au moins 25,0 % en masse de silice (SiO₂) réactive.

La cendre volante calcique, contenant plus de 15 % en masse d'oxyde de calcium (CaO) réactif, convenablement broyée, doit présenter une résistance à la compression d'au moins 10,0 MPa à 28 jours lorsqu'elle est essayée selon l'EN 196-1.

Avant l'essai, la cendre volante doit être broyée et sa finesse, exprimée sous forme du pourcentage en masse du refus au tamis à 40 µm, après tamisage par voie humide, doit être comprise entre 10 % et 30 % en masse.

Le mortier doit être préparé à partir de cendres volantes calciques broyées seules, au lieu du ciment.

Les éprouvettes de mortier doivent être démoulées 48 h après leur préparation, puis conservées en atmosphère humide d'au moins 90 % d'humidité relative jusqu'à l'essai.

L'expansion (stabilité) des cendres volantes calciques ne doit pas dépasser 10 mm lorsqu'elle est déterminée conformément à l'EN 196-3 sur un mélange contenant 30 % en masse de cendres volantes calciques broyées comme décrit plus haut et 70 % en masse d'un ciment CEM I conforme à l'EN 197-1.

NOTE : si la teneur en sulfate (SO₃) de la cendre volante excède la limite supérieure admissible pour la teneur en sulfate du ciment, cette donnée doit être prise en compte dans la fabrication du ciment en réduisant en conséquence la quantité des constituants contenant des sulfates de calcium.

1.7.1.2 Exigences mécaniques, physiques, chimiques et de durabilité

a. Exigences physiques et mécaniques

La résistance courante d'un ciment est la résistance à la compression déterminée conformément à la norme EN 196-1, mesurée à 28 jours. Elle doit être conforme aux exigences du tableau 1.1.

Trois classes de résistance courante sont couvertes : classe 32,5 ; classe 42,5 ; classe 52,5 (Tableau 1.1).

La résistance à court terme d'un ciment est la résistance à la compression, déterminée conformément à la norme EN 196-1, après 2 ou 7 jours. Elle doit être conforme aux exigences du Tableau 2.

À chaque classe de résistance courante, correspondent deux classes de résistance à court terme, une classe de résistance à court terme ordinaire, notée N, et une classe de résistance à court terme élevée, notée R (Tableau 1.1).

Le temps de début de prise est déterminé selon l'EN 196-3, le temps de début de prise doit satisfaire aux exigences du Tableau 2.

La stabilité est également déterminée selon l'EN 196-3, l'expansion doit satisfaire aux exigences du Tableau 1.1

Classe de résistance	Résistance à la compression MPa				Temps de début de prise min	Stabilité (expansion) mm
	Résistance à court terme		Résistance courante			
	2 jours	7 jours	28 jours			
32.5 N	—	≥ 16.0	≥ 32.5	≤ 52.5	≥ 75	≤10
32.5 R	≥ 10.0	—				
42.5 N	≥ 10.0	—	≥ 42.5	≤ 62.5	≥ 60	
42.5 R	≥ 20.0	—				
52.5 N	≥ 20.0	—	≥ 52.5	—	≥ 45	
52.5 R	≥30.0	—				

Tableau 1.1: Exigences mécaniques et physiques définies en termes de valeurs caractéristiques.

b. Exigences chimiques

Déterminées conformément aux normes. Les propriétés des ciments des types et classes de résistance doivent être conformes aux valeurs données par les normes.

NOTE Certains pays européens ont des exigences supplémentaires applicables à la teneur en chrome hexavalent soluble dans l'eau.

c. Exigences de durabilité

Dans de nombreuses applications, et notamment dans des conditions environnementales particulièrement sévères, le choix du ciment a une influence sur la durabilité du béton, du mortier et des coulis, par exemple vis-à-vis de la résistance au gel, de la résistance à l'action de substances chimiques, et vis-à-vis de la protection des armatures.

Le choix du ciment à partir de l'EN 197-1, en particulier le choix du type et de la classe de résistance, en fonction de l'utilisation et de la classe d'exposition, doit se faire en appliquant les normes et/ou règlements relatifs au béton ou au mortier, en vigueur sur le lieu d'utilisation.

1.8 Les fibres végétales

1.8.1 Composition chimique

La biomasse végétale est constituée de plusieurs macromolécules étroitement liées entre elles au sein de la paroi végétale. Dans le cas de la tige de chanvre, au sein de sa paroi quatre composés majoritaires se distinguent: la cellulose, les hémicelluloses, les pectines et la lignine [12].

1.8.1.1 La cellulose

La cellulose est le constituant majoritaire du bois et celui presque unique du coton et des fibres textiles du type lin, chanvre, jute et ramie.

La cellulose est un polymère qui existe à l'état naturel et qui est particulièrement important puisqu'il est le constituant principal de la masse végétale. L'extraction de la cellulose de coproduits agricoles et forestiers a déjà fait l'objet d'un grand nombre d'études [13]. Comme rapporté dans la littérature [14].

Cette extraction est préférentiellement appelée (enrichissement en cellulose) car la matière obtenue est enrichie en cellulose plutôt que d'être constituée de cellulose pure. Présente à l'état presque pur (>90%) dans la fibre de coton, elle est aussi, avec la lignine, l'un des constituants essentiels du bois.

D'un point de vue chimique, la cellulose est une molécule formée de longues chaînes dont le motif de base est le glucose (Figure 1.9). Les molécules cycliques de glucose adoptent la conformation (chaise), qui est plus stable que la conformation (bateau).

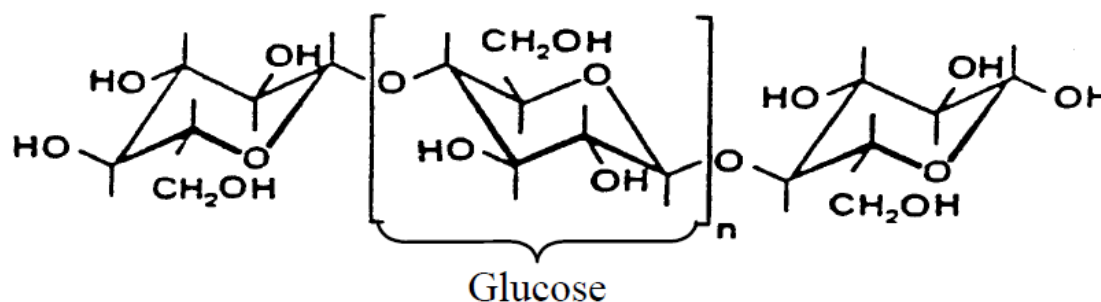


Figure 1.9: Structure chimique de la cellulose [12]

Le nombre de monomères de glucose, ou degré de polymérisation (DP), varie selon l'espèce végétale. Il est par exemple de 26500 pour l'algue valonia, de 10000 pour le coton ou le bouleau, de 9000 pour le chanvre, le lin et le ramie, ou encore de 8000 pour l'épicéa [15].

La cellulose I (ou cellulose "native") correspond à la cellulose existant à l'état naturel. Sa masse molaire est de l'ordre de $1,5 \text{ à } 2,0 \cdot 10^6 \text{ g/mol}^{-1}$; les traitements qu'elle subit pour son extraction réduisent sensiblement cette valeur.

Dans la cellulose pure, la structure moléculaire est presque parfaitement régulière car elle ne contient de défauts que dans une unité sur mille environ. Le centre de ces microfibrilles est très cristallin tandis que les chaînes de surface sont de nature plus désordonnée et constituent des zones paracristallines [16].

Ces zones, ainsi que les défauts de cristallinité qui surviennent lors de la biosynthèse de la cellulose, forment la phase amorphe de la cellulose. Les microfibrilles de cellulose sont donc constituées de zones cristallines parfaitement ordonnées et de zones amorphes, au contraire, totalement désordonnées.

Toutes les propriétés de la cellulose sont étroitement corrélées à la forte densité des liaisons hydrogène qui se développent entre les chaînes. Malgré la présence multiple de groupements fonctionnels hautement réactifs que sont les hydroxyles, la cellulose réagit difficilement.

Les interactions moléculaires sont fortes et assurent l'essentiel de la cohésion tout en empêchant la pénétration des réactifs car la rupture de ces interactions est le préalable à toute réaction [16].

La cellulose n'est pas hydrosoluble mais est fortement hydrophile, propriété qui est à l'origine, pour les fibres exploitées, de leur grand confort en tant que fibres textiles.

Dans les conditions normales d'utilisation, elle peut contenir jusqu'à 70% d'eau plus ou moins liée.

Le remplacement d'une partie des interactions inter-chaines par des liaisons hydrogènes entre la cellulose et l'eau provoque une plastification du matériau et donc une diminution de ses caractéristiques mécaniques.

Alors que la contrainte à la rupture des fibres de cellulose très cristalline peut atteindre 700 MPa à sec, elle peut perdre jusqu'à 30% de sa valeur en atmosphère humide [16].

Toujours grâce à une grande cohésion, la cellulose est insoluble dans la plupart des solvants. Comme tous les polymères qui contiennent de l'oxygène dans la chaîne principale, la cellulose est sensible à l'hydrolyse (fonction cétal ou acétal qui permet cette hydrolyse) [16].

En milieu acide par exemple, la coupure des chaînes est aléatoire et, à partir de la cellulose native ($DP \approx 104$), sont obtenus progressivement des espèces de degré de polymérisation inférieur puis des oses bien identifiés, jusqu'au glucose.

1.8.1.2 Les hémicelluloses

Les hémicelluloses sont définies comme étant des polysaccharides (polyosides) non cellulotiques présents dans les parois cellulaires des végétaux. Ces macromolécules polyosidiques présentent une grande diversité de structure [17].

En effet, les chaînes ont un degré de polymérisation moyen de 150 ; elles sont plus courtes que celles de la cellulose.

Elles correspondent à des polymères dont l'unité monomère est un sucre (figure 1.10) [14]

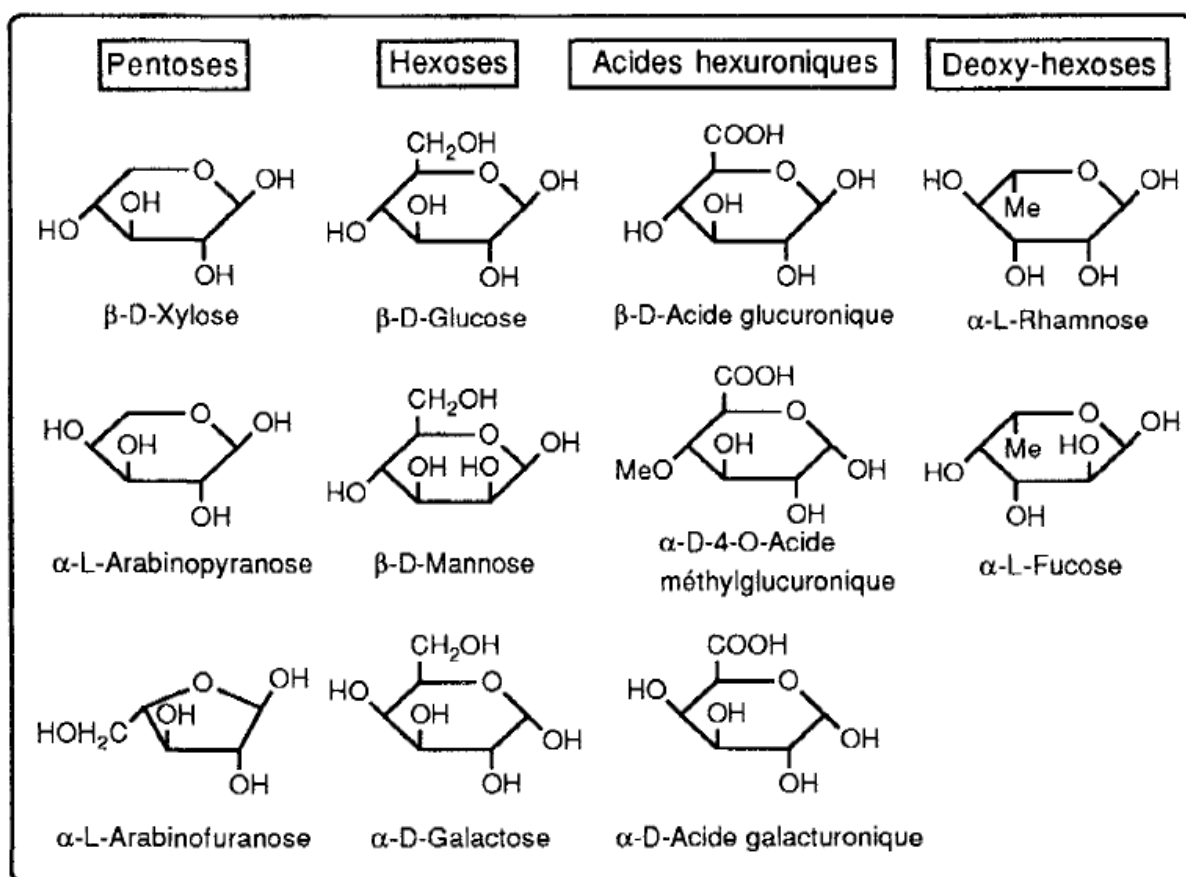


Figure 1.10: Formules des sucres (unités monomériques composant les hémicelluloses [18])

A l'état natif, la cellulose est mélangée à des hémicelluloses qui sont également des polysaccharides, mais ramifiées et contenant des unités saccharidiques de structures moléculaires diverses.

Les hémicelluloses sont par définition les polysaccharides solubles dans l'eau et pouvant être extraits de la paroi des cellules végétales par des solutions alcalines. Ce sont des polysaccharides amorphes, de masse moléculaire plus faible que celle de la cellulose.

Elles sont composées de sucres neutres : xylose, arabinose, galactose, glucose, mannose, et d'acides uroniques [19].

Dans leur état naturel, elles ont un degré de polymérisation compris entre 200 et 300 et leur structure dépend de l'espèce végétale. Ces hémicelluloses ont en effet une structure chimique très différente selon l'origine végétale, le type cellulaire, la localisation dans la paroi ou bien encore l'âge des tissus [20], [21], [22].

Parmi les hémicelluloses les plus communes dans la paroi des cellules du bois, se trouvent les familles des xylanes, des mannanes et des galactane. Ce sont des polysaccharides dont la chaîne principale est constituée respectivement de xylose, de mannose et de galactose.

Ces chaînes peuvent être soit ramifiées par le greffage d'autres unités de sucres ou des groupements acétylés, soit entrecoupées par l'incorporation de sucres dans la chaîne linéaire.

La classe d'hémicelluloses la mieux étudiée correspond aux xyloglucanes (Figure 1.11). Ils sont constitués d'une chaîne de glucose et de courtes chaînes latérales de xylose, galactose et fucose [23], [24]

Les hémicelluloses constituent une classe de polymères très variés (de nombreux monomères et de nombreux branchements différents), et ont par conséquent une structure mal définie.

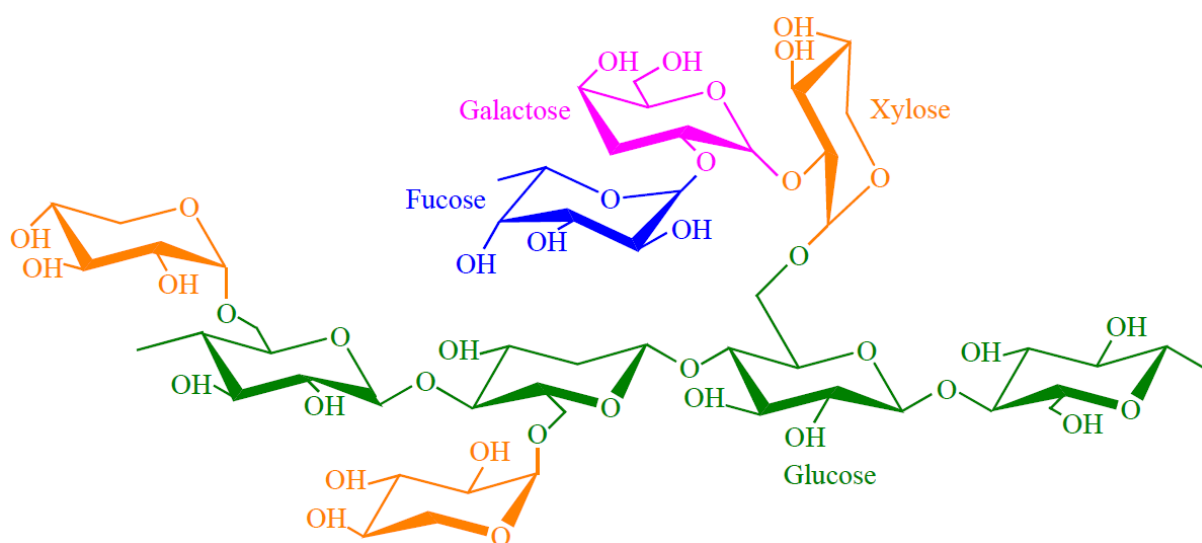


Figure 1.11: Structure d'un type de xyloglucane. [23], [24]

1.8.1.3 Les pectines

Les pectines sont des polymères de polysaccharides acides, composées d'une chaîne principale d'acide uronique lie en 1-4 (Figure 1.12).

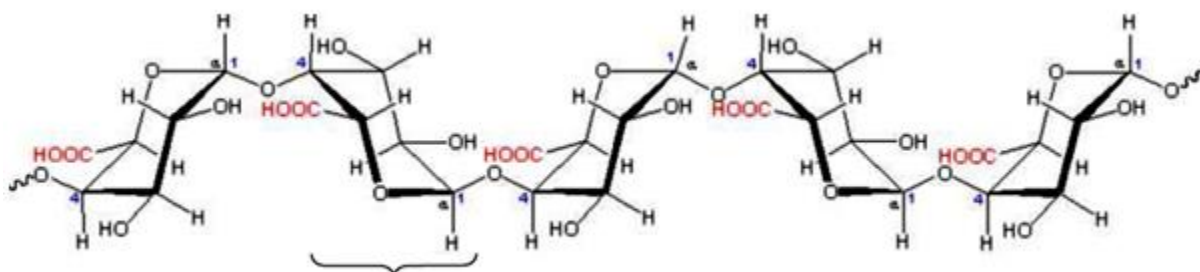


Figure 1.12: Structure d'une chaîne d'acide polygalacturonique [12]

Régulièrement, des molécules de rhamnose s'intercalent entre ces monomères par des liaisons 1-2 et 1-4 [25], [26].

Certaines de ces unités rhamnose portent des chaînes latérales composées d'oses neutres parmi lesquels le galactose et l'arabinose sont les plus abondants [27], [28].

Ce type de liaison entre les molécules d'acide uronique et de rhamnose forme des coudes (Figure 1.13). La macromolécule de pectines ressemble à un zig-zag.

Cet agencement lui confère des propriétés particulières. Liaison 1-2 liaison 1-4 Acide uronique Rhamnose.

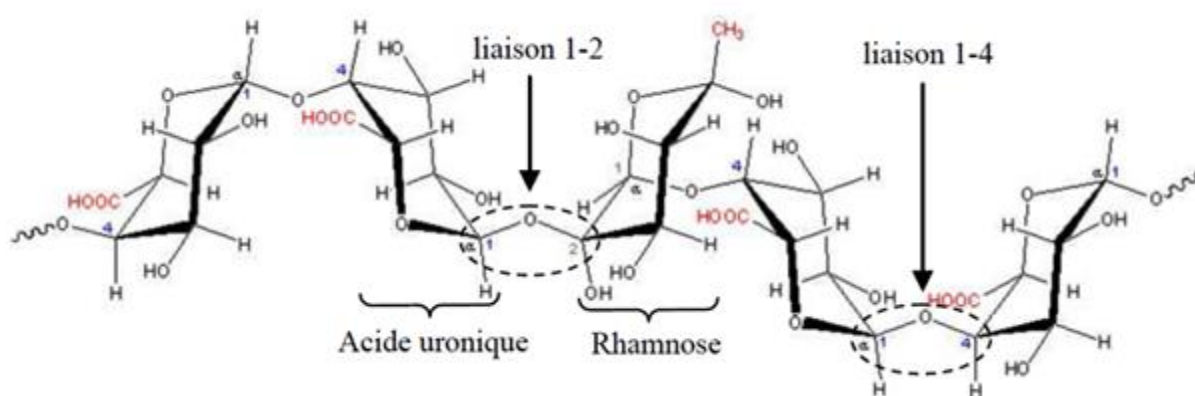


Figure 1.13: Formation d'un coude par la présence de rhamnose [27] [28].

Pour compléter la composition chimique des pectines, il faut préciser qu'il existe des ramifications au niveau des acides uroniques comme au niveau du rhamnose par des molécules (ex : galactane, arabinane, etc.).

Cette grande hétérogénéité fait qu'il faut parler des pectines plutôt que de la pectine. Il s'agit donc de molécules complexes.

Les molécules de pectine possèdent des fonctions carboxyles qui les dotent d'une capacité à échanger des ions. Dans le cas de la paroi végétale, ces ions sont surtout le calcium provenant de la circulation apoplasmique.

Ces ions bivalents ont la capacité de former des ponts calciques entre deux groupements carboxyles de deux molécules adjacentes de pectines.

1.8.1.4 Les lignines

La lignine ou (les lignines) sont des polymères tridimensionnels provenant de la polymérisation radicalaire de trois alcools phenylpropenoïques [29] dont la structure dépendant de l'espèce végétal est indiquée sur la figure 1.14, l'alcool coumarylique, l'alcool coniferylique et l'alcool sinapylique.

Les proportions des différents monomères varient selon l'espèce végétale et la localisation au sein de la paroi [30], [31]. En effet, la nature de la lignine dans les différentes parties d'une même plante peut être différente.

La structure de la lignine n'est pas encore totalement identifiée. La lignine contribue à la résistance mécanique des parois des cellules de la plante et confère une résistance aux agents pathogènes.

A cause de son caractère plutôt hydrophobe, la lignine entraîne une résistance à l'eau et contrôle aussi le transport des solutions ainsi que la teneur en eau des plantes. Enfin, elle participe à la cohésion des fibres dans la partie boisée (ou chènevotte).

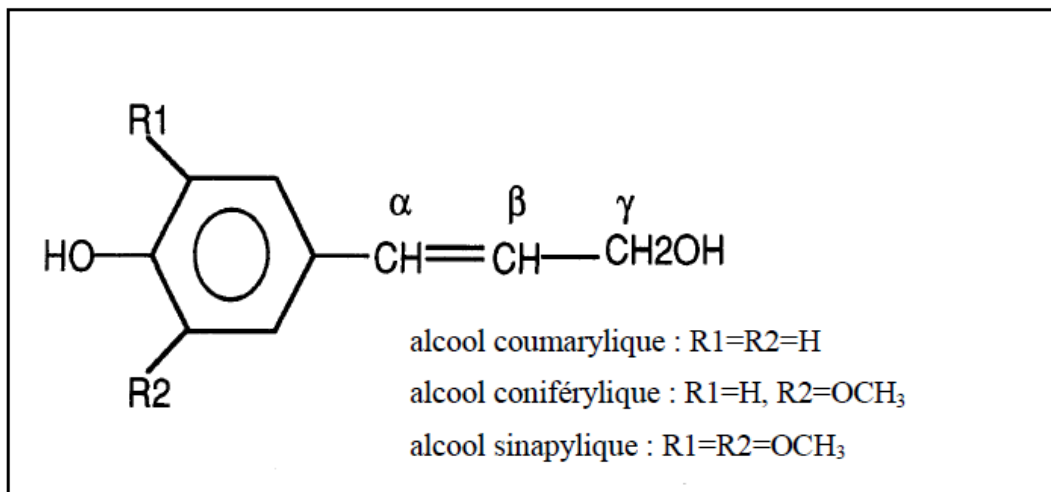


Figure 1.14: Formule chimique de l'alcool coumarylique, coniférylique et sinapylique. [29].

1.9 Les sols stabilisés et renforcés

La construction de bâtiments et autres ouvrages de génie civil sur le sol faible ou mou est très risqué pour des raisons géotechniques parce que ce sol est susceptible de tassements différentiels, une mauvaise résistance au cisaillement et compressibilité élevée.

L'amélioration de la capacité portante du sol peut être réalisée par une variété de techniques d'amélioration des sols, comme la stabilisation des sols, l'adoption de la technique de la terre armée etc.

La technique de la terre renforcée est considérée comme une méthode d'amélioration des sols efficace et cela pour son bon rapport coût-efficacité, l'adaptabilité et la facile reproductibilité.

Les fibres naturelles pourraient devenir une intéressante alternative car elles sont facilement disponible sous forme fibreuse et peuvent être extraites à partir des feuilles de plantes à très faible coût.

Des travaux d'investigation sur le comportement en traction "chargement monotone" d'une fibre de sisal qui est une fibre naturelle de haute performance ont été effectués [32]

Les essais de traction ont été exécutés sur un système d'essai "microforce" utilisant quatre longueurs différentes de calibrage. La surface de section transversale de la fibre a été mesurée à l'aide de microscope à balayage électronique (MEB) et l'analyse d'image.

La mesure du module d'Young a également été corrigée pour la conformité de la machine. Statistiques Weibull ont été utilisés à quantifier le degré de variabilité de la résistance de la fibre, au niveau des différentes longueurs de jauge. Le module de Weibull diminué de 4,6 à 3,0 à la longueur de la jauge est passé de 10 mm à 40 mm, respectivement.

Le MEB a été utilisé pour examiner le mode de rupture des fibres. Les mécanismes de défaillance sont décrits et discutées en termes de la microstructure de la fibre, ainsi que des défauts dans les fibres.

Des travaux [33] visant à l'étude en vue de comparer les la résistance d'un sol sablonneux artificiellement cimenté avec et sans armature de fibre ont été effectués.

Les paramètres évalués étaient, la quantité de ciment, de porosité, la teneur en humidité et vides / ciment. Une série d'essais de compression simple à été réalisée.

Les résultats montrent que l'insertion de la fibre dans le sol cimenté, pour l'ensemble gamme de ciment étudié, provoque une augmentation de la résistance à la compression non confinée. L'UCS a augmenté de façon linéaire avec la quantité de ciment et réduit avec l'augmentation de la porosité (h) à la fois pour la renforcée par des fibres et des spécimens non armé.

Une fonction puissance s'adapte bien que la relation entre milieu ouvert, résistance à la compression (UCS) et la porosité (n). Enfin, il a été démontré que la relations vides / ciment est un bon paramètre dans l'évaluation de la résistance à la compression non confinée du sol renforcé par des fibres et non renforcés mais seulement cimenté.

Dans le travail décrit ci-dessous [34], la fibre de sisal a été choisie comme matériau de renforcement introduite dans le sol de manière aléatoire. Quatre différents pourcentages de teneur en fibres (0,25, 0,5, 0,75 et 1% en poids de terre brute) ont été utilisés.

Quatre longueurs différentes de fibres, soit 10, 15, 20 et 25 mm sont également considérés comme l'un des les paramètres de cette étude dont l'objectif principal était axé sur le comportement de la résistance du sol renforcé par fibres de sisal aléatoirement distribués. Les échantillons de sol renforcés ont été soumis d'abord à un compactage puis à des essais de compression triaxial.

Les résultats de ces essais montrent une nette amélioration de la contrainte de rupture, la résistance au cisaillement. Les paramètres étudiés sont la cohésion et l'angle de frottement (C et ϕ). On peut en conclure que la fibre de sisal peut être considérée comme un bon renfort de matériau de terre.

Des études [35] ont également tenté d'explorer la possibilité d'améliorer la réponse monotone non drainée d'un sable propre lâche qui apparaît normalement sensible au phénomène de liquéfaction statique en mélangeant le sable avec des fibres souples discrètes.

Il a été démontré que les inclusions de renforcement peuvent réduire le potentiel d'apparition de la liquéfaction dans les deux cas de chargement (compressions et extension) triaxiale et convertir une couche ramollissement (réponse typique d'un sable lâche non armé) en une réaction de durcissement de la couche.

L'orientation, la distribution des fibres et l'apparente densification du sable de la matrice de sable dû à la présence de fibres dans les vides apparaissent comme très importants.

Les angles de frottement interne obtenus des pentes des chemins de contraintes à de grandes déformations sont très différents pour la compression et l'extension. Cela est probablement dû au caractère anisotrope à la distribution et à l'orientation des fibres. Quand une liquéfaction totale de spécimens renforcés est induite par l'inversion de la couche, la diffusion latérale du sol semble être évitée [35].

Des essais triaxiaux drainés standards [36], ont été effectués sur des échantillons de sable cimentés renforcés à l'aide de fibres de polypropylène extensibles discrètes disposés de façon aléatoire. Cimentés les échantillons ont été préparés avec des teneurs en ciment variant de 0% à 10% en poids de sable sec et durcis pendant sept jours.

La longueur des fibres et le diamètre était de 24 mm et 0.023 mm, respectivement, dans le contenu est de 0% et 0,5% en poids du mélange sable-ciment sec. Les résultats des essais ont indiqué que l'ajout de ciment sable augmente la rigidité, la force maximale et la fragilité. Le ciment et insertions de fibres affectent considérablement le comportement contrainte-dilatance du sable.

Le renforcement par des fibres engendre une augmentation de la force maximale et cela à une certaine teneur en ciment (jusqu'à environ 5% dans la présente étude), et engendre une augmentation la résistance ultime, diminue la raideur et change le comportement du sable de cassant cimenté à un matériau ductile.

L'augmentation de la résistance maximale due à l'inclusion de la fibre est plus efficace pour les petites quantités de ciment, tandis que l'augmentation de la résistance ultime est plus efficace lorsque la fibre est ajoutée au sable amélioré avec des teneurs en ciment plus élevées.

Les enveloppes de résistance de pointe indiquent que l'angle de friction est d'environ 46° pour les échantillons renforcés par des fibres contenant jusqu'à 7% de teneur en ciment, ce dernier atteint $51,5^\circ$ pour des teneurs plus élevées en ciment. La cohésion est sévèrement affectée par l'ajout des fibres et cela quelque soit la teneur en ciment.

Il est important de préciser que les tendances observées dans ce travail sont pertinentes pour le type de sol, le ciment et fibre utilisés dans la présente étude. D'autres études sont nécessaires pour généraliser ces résultats [36].

Afin d'étudier l'effet du renforcement en fibre et leur distribution sur la résistance du sable cimenté renforcé [37], une série d'essais en compression simple a été réalisée. Le sable de rivière de Nakdong, alcool de polyvinyle, des fibres, du ciment et de l'eau sont mélangés et compactés pour obtenir un échantillon à cinq couches égales.

Les Fibres d'alcool de polyvinyle sont aléatoirement mélangées à une couche prédéterminée parmi les cinq couches compactées. La résistance à la compression augmente avec le nombre de couches contenant des inclusions de fibres.

L'éprouvette dont les fibres de renforcement sont rajoutées aux cinq couches (distribution uniforme de fibres) était deux fois plus résistante que l'éprouvette non renforcée. En utilisant la même quantité de fibres de renforcement dans deux spécimens différents, le spécimen avec cinq couches d'inclusion de fibre été 1,5 fois plus résistant que le spécimen avec une seule couche d'inclusion de fibres placée au milieu de l'éprouvette.

Le renforcement par les fibres et la distribution dans le spécimen a entraîné une augmentation significative de la résistance du sol cimenté renforcé de fibres.

Les fibres de bambou, sisal et de noix de coco sont des matériaux disponibles en abondance au Brésil et ne sont pas utilisés dans la construction civile. Pour une meilleure connaissance des caractéristiques physiques et du comportement mécanique de ces matériaux plusieurs programmes de recherche ont été réalisés [38].

Dans une étude, les résultats présentés concernent donc l'ajout de fibres de sisal et de noix de coco à trois types de sols locaux en vue de produire des blocs de sol composite renforcé par des fibres de sisal et de noix de coco.

Des essais de compression triaxiale sur le sable renforcé avec des fibres de coco montrent une augmentation de la résistance au cisaillement du sable. Une approche, par méthode d'analyse numérique est utilisée pour examiner l'effet de fibres aléatoirement orientées et les résultats des simulations numériques sont rapportés.

Les résultats des simulations numériques sont comparés à ceux obtenus à partir d'essais en laboratoire "essais de compression triaxiale" [39]. Les mécanismes par lesquels les fibres aléatoirement orientées renforcent le sable sont expliqués en termes de microstructure qui empêche la formation de bandes de déformation localisées distinctes et augmente la résistance à l'arrachement [39].

Un autre programme d'essais expérimentaux a été entrepris pour étudier les effets de la fibre de polypropylène "court discret" (PP-fibre) sur la résistance et le comportement mécanique des sols argileux non cimenté [40].

Dans la présente étude, 12 groupes d'échantillons de sol ont été préparés à trois différents pourcentages de contenu en PP-fibre (soit 0,05%, 0,15% et 0,25% en poids du sol) et à deux différents pourcentages de ciment (5% et 8% en poids du sol). Des essais de compression simple et de cisaillement direct ont été effectués après 7 - 14 - et 28 jours.

Les résultats des essais ont montré que l'inclusion de fibres de renfort à l'intérieur du sol non cimenté et cimenté a engendré:

- une augmentation de la résistance à la compression non confiné (UCS),
- une augmentation de la résistance au cisaillement
- une augmentation de la déformation axiale à la rupture
- une diminution de la rigidité
- une diminution de la résistance post-pic
- un changement de comportement du sol cimenté fragile à plus ductile.

Les interactions à l'interface entre les fibres matrice de surface et les sols ont été analysés en utilisant le microscope électronique à balayage (MEB). On constate que la force de liaison et le frottement à l'interface semble être le mécanisme dominant qui gouverne le gain de résistance.

Le comportement à l'interface du sol non cimenté renforcée par des fibres était différent de celui du sol cimenté renforcé de fibres. Les propriétés micromécaniques de l'interface fibre / matrice sont influencé par plusieurs facteurs, comme par exemple:

- matériaux de liaison dans le sol,
- la contrainte normale dans le corps de fibres,
- la zone effective de contact de l'interface
- la rugosité de surface de la fibre, etc..

Dans les études classiques de renforcement de sols, les renforcements sont souvent posés horizontalement dans le sol. Dans une étude [41], un nouveau concept de sol renforcé par des éléments de renforcement en trois dimensions (3D) est proposé.

Dans le sol renforcé d'éléments en 3D proposé, outre les renforts horizontaux conventionnels, certains éléments de renfort verticaux et 3D sont également placés dans le sol. Un programme complet d'essais triaxiaux a été effectué sur un sable renforcé par des renforts 3D (en tôle de fer galvanisé et une feuille de plastique rigide).

Le comportement du sable renforcé avec des configurations différentes de renfort 3D est étudié en fonction de la relation contrainte-déformation et de la résistance au cisaillement du sol [41].

Une comparaison est faite entre la relation contrainte-déformation et la résistance au cisaillement du sol renforcé avec armature horizontale et avec des éléments de renfort 3D. Les effets de la hauteur des éléments de renforcement verticaux, le module de Young des matériaux de renforcement et la pression de confinement sur la force de sable armé sont analysés.

Les résultats expérimentaux montrent que le renforcement 3D ne donne pas seulement une cohésion apparente au sol (sable), mais elle augmente également significativement l'angle de frottement interne ϕ , en particulier dans le cas des éléments de renforcement 3D (éléments double face). Différentes configurations d'éléments de renforcement 3D sont discutées et comparées [41].

Des essais (CBR) [42] ont été réalisés pour étudier le comportement d'une charge pénétrant le sable renforcé à l'aide de fibres discrètes et aléatoirement distribuées dans l'argile molle. L'effet de la teneur du renforcement par des fibres sur la capacité portante, la rigidité et la ductilité du sable renforcé par des fibres ont été étudiés.

Les résultats des ces essais ont montré que l'ajout d'inclusions de fibres au remblai de sable a entraîné une augmentation sensible de charge maximale. Le gain de résistance du au renforcement augmente avec l'augmentation de la teneur en fibres.

Cependant, la rigidité initiale "courbes charge - pénétration" n'est pas affectée de manière significative par les fibres de renforcement.

La valeur de la pénétration au cours de laquelle la charge de la membrane est la plus élevée a tendance à augmenter avec la teneur en renfort fibreux.

En outre, les résultats des essais montrent que l'augmentation de la teneur en fibres de renforcement pouvait augmenter la fragilité du sable renforcé par des fibres. Ceci engendre (remplissage doux) une perte plus élevée de la résistance post-pic.

La résistance et la ductilité de sols de sable limoneux renforcés par des fibres de palmier aléatoirement disposées ont également été étudiées [43]. Les sols composites ont été testés dans des conditions de laboratoire (compression simple (UCS), California Bearing Ratio (CBR) et essai de compactage).

Les résultats indiquent que, les résistances maximales et résiduelles, l'orientation des fissures de surface, la ductilité et la relation contrainte-déformation des spécimens ont été sensiblement affectées par l'incorporation de fibres de palmier.

L'un des résultats important obtenu a été la détermination de la résistance à la rupture des spécimens. Globalement, il a été constaté que le sol renforcé avec des fibres de palmier est un matériau utile et pourrait être utilisé plus souvent. Mais il demeure qu'une large utilisation de ces matériaux nécessite une investigation plus approfondie.

Étant donné les préoccupations actuelles sur l'environnement et l'émissions de gaz à effet de serre, le renforcement des sols par l'utilisation de matériaux naturels (dans ce cas, fibres de palmier) et les promotions de la culture des palmeraies est une façon pour les ingénieurs et les concepteurs de contribuer à une terre plus verte.

Ajouter à cela le fait que le palmier dattier est l'une des cultures d'arbres les plus cultivées dans le monde avec une distribution mondiale d'environ 100 millions de palmiers répartis dans 30 pays, y compris le Moyen-Orient, Asie, Afrique, Amérique du Nord, les pays méditerranéens et l'Australie. C'est donc une abondante ressource disponible dans de nombreux endroits où les pratiques d'ingénierie de haute technologie, soit ne sont pas disponibles ou trop coûteuses.

L'utilisation du palmier dattier pour le renforcement des sols signifie que dans de nombreuses régions le monde, il est une source facilement accessible, efficace locale de matériel pour la construction des routes [43].

Outre d'autres facteurs, la performance des structures en sol renforcé géosynthétiques dépend aussi des caractéristiques et du comportement de l'interface entre le sol et les géosynthétiques.

Des expériences ont été menées à l'aide d'appareil de cisaillement direct pour étudier le comportement contrainte-déplacement de cisaillement au niveau de l'interface sol-géotextile et cela en utilisant deux géotextiles tissés (textures différentes) [44].

L'analyse des données ainsi obtenue à l'aide d'un modèle non-linéaire a été utilisée pour prédire le comportement à la fois au pré-pic et à l'interface post-pic.

Les prédictions faites par le modèle développé se trouvent être en bon accord avec les données expérimentales obtenues à partir d'essais de cisaillement direct [44].

1.10. Les parois moulées

1.10.1 Introduction

La technique de la paroi moulée est récente (1952 en Italie, 1955 en France), et consiste en l'exécution d'un ouvrage de béton armé par moulage de béton dans une tranchée ouverte au sein du sol. Pour la paroi préfabriquée, en béton armé, la technique date du tout début des années 1970.

Les parois moulées sont des parois en béton armé moulées dans le sol. Elles font généralement office de barrière d'étanchéité à l'eau ou de soutènement des terres pour des fouilles assez profondes (> 6 m), voire très profondes (> 20 m).

Dans de nombreux cas, elles revêtent également une fonction portante permanente. Les parois moulées peuvent être réalisées à proximité de constructions et fondations existantes, à condition d'en tenir compte lors du phasage d'exécution [45].

1.10.2 Principe de fonctionnement

Le fonctionnement des parois est celui d'une structure chargée par la poussée des terres et de l'eau soutenue et résistant en flexion pour mobiliser des appuis constitués, d'une part, par le sol en fiche et, d'autre part, par des tirants ou butons disposés dans la partie libre de l'écran. L'écran est généralement fiché de façon significative dans le terrain : de façon typique, la fiche, pour une paroi ancrée, varie de 30 à 50 % de la hauteur de fouille [46]

En permettant la mobilisation d'un appui au sein du terrain, cette fiche joue un rôle déterminant dans l'équilibre de l'ouvrage.

La nature de cet appui est variable suivant les propriétés du terrain, la longueur en fiche de l'écran et sa rigidité et la distribution des autres appuis, tirants ou butons, en partie aérienne. Elle peut se réduire à un appui simple, pour des écrans très rigides, ancrés en partie supérieure et dont la fiche est courte, tandis que, pour des écrans ne possédant pas d'appui en partie supérieure, l'encastrement en fiche devra être total.

Dans le cas général, l'écran se trouve partiellement encastré dans le terrain.

Les appuis en partie supérieure de l'écran sont présents dès que la hauteur libre dépasse environ 5 m, de façon à limiter les déplacements en tête de l'ouvrage et à assurer sa stabilité.

Il s'agit alors de tirants permettant de renvoyer les efforts d'appui suffisamment loin en arrière de l'écran, au sein d'une partie stable du massif de sol. Il peut également s'agir de butons, dans le cas où l'effort d'appui peut être renvoyé à une autre structure faisant face à l'écran (cas des tranchées couvertes, par exemple).

La répartition des appuis pour chaque niveau est variable suivant la nature des appuis et l'intensité des efforts à reprendre. L'espacement horizontal est plus important dans le cas des butons que dans celui des tirants.

1.10.3 Domaine d'emploi

La paroi moulée offre un large champ d'application dans le domaine routier pour la réalisation d'ouvrages de Génie Civil.

Comme soutènement classique, elle intervient pour la réalisation de fouilles en déblai, et notamment pour les fouilles de grande profondeur (usines, centrales, etc.) et en site urbain. Elle permet aussi la réalisation de nombreux ouvrages hydrauliques tels que les quais, et est parfois utilisée en protection de sites montagneux [46].

En présence de nappe phréatique importante, et en association avec une injection de fond ou un substratum étanche, la paroi moulée permet de réaliser de grandes enceintes à l'intérieur desquelles sont effectués les travaux de génie civil, après pompage et rabattement de la nappe. Par ailleurs, en raison de l'importance de sa section transversale (épaisseur nominale variant de 0,52 m à 1,20 m, voire 1,50 m), la paroi moulée est aussi appelée à transmettre aux sols sous- C'est le cas des tranchées couvertes où elle est intégrée à l'ouvrage comme piédroits recevant les charges de la dalle de couverture, et des grands parkings en site urbain où elle reçoit les charges des différents niveaux de planchers.

Dans ces types d'ouvrages, la paroi moulée sert à la fois de soutènement des terres et de fondations

Une géométrie un peu particulière consiste en la présence de certains panneaux, régulièrement espacés, et systématiquement plus profonds que ceux adjacents.

Cette disposition dite en jambes de pantalon a deux fonctions : une fonction vis-à-vis de la stabilité et une fonction hydraulique, les panneaux les plus longs assurant la stabilité de l'ouvrage tandis qu'un meilleur écoulement de l'eau est assuré sous les panneaux adjacents plus courts ; cette disposition se rapproche quelque peu, du point de vue du fonctionnement en écran, de celui des parois composites.

Dans toutes ces applications, il s'agit généralement d'écrans plans, ancrés au besoin selon la profondeur des fouilles, par un ou deux niveaux de tirants précontraints définitifs ou provisoires.

Les tirants provisoires sont généralement remplacés par des planchers intermédiaires (cas de parkings), ou par la dalle de couverture et éventuellement le radier qui fonctionnent alors comme des butons définitifs.

Lorsque les conditions de site ou d'environnement ne permettent pas la mise en œuvre des tirants, ou lorsque les efforts de flexion sont très élevés pour les sections rectangulaires courantes, la paroi moulée peut être munie de contreforts, intérieurs ou extérieurs selon le cas, lui conférant ainsi une forme de section en T qui offre une plus grande rigidité à la flexion. Mais ceci constitue souvent une solution trop lourde à laquelle on n'a recours qu'en dernier ressort.

Enfin, la technique de la paroi moulée est aussi employée pour réaliser de simples écrans étanches, sans aucun rôle de soutènement.

Avec les récents développements technologiques des matériels, il est désormais possible de faire de la paroi moulée dans presque tous les types de sols, et sous de multiples contraintes de site, d'environnement, de géométrie et de hauteur.

La paroi préfabriquée est de dimension transversale (largeur) plus modeste que la précédente. Compte tenu de son mode de mise en œuvre qui nécessite une manutention des panneaux, elle ne permet pas d'atteindre les mêmes hauteurs soutenues que la paroi moulée.

1.10.4 La nappe

La technique de la paroi moulée est une solution généralement bien adaptée en présence de nappe phréatique.

La connaissance du régime des nappes est nécessaire pour la conception et l'exécution de l'ouvrage. La présence de l'ouvrage, une fois terminé, avec son étanchéité relative, conduit à un effet de barrage lorsque la nappe est en écoulement.

C'est notamment le cas des ouvrages sur pente, mais aussi des ouvrages de rives compte tenu des échanges naturels entre les berges et le canal ou la rivière.

Cet effet conduit généralement à une remontée de la nappe derrière l'écran en même temps qu'une concentration de l'écoulement sous la paroi, qui augmente le gradient hydraulique.

Pour lutter contre ce phénomène, il y a lieu d'allonger la fiche afin de réduire ce gradient. La qualité des joints entre panneaux est essentielle ici. Si l'on ne prend pas en compte ces deux aspects dans le dimensionnement de l'ouvrage, des désordres significatifs (renard, boullance) peuvent apparaître

1.10.5 L'exécution

Les méthodes d'exécution :

1.10.5.1 Soutènement à la boue selon le LCPC

Le principe est de soutenir une excavation à l'aide d'une boue bentonitique (quelques rares parois peuvent être excavées sans boue) ayant les propriétés suivantes :

- ✓ elle forme, en s'essorant sur les parois du sol excavé, une pellicule d'argile appelée « cake », plastique et très peu perméable,
- ✓ elle forme un gel au repos, qui est détruit par agitation (thixotropie),

Elle assure une poussée suffisante sur les parois de la tranchée et elle stabilise ces dernières en s'opposant à leur éboulement et à la pression de l'eau libre dans le terrain.

La boue neuve possède des caractéristiques déterminées et une densité comprise entre 1 et 1,1.

Le maintien de la stabilité des parois nécessite en outre :

- ✓ une sur-hauteur de boue par rapport au niveau piézométrique le plus élevé des nappes du terrain, 1,50 m étant le minimum conseillé,
- ✓ une largeur frontale de tranchée limitée, favorable à la stabilité et variant généralement de 5 à 8 m.

Par ailleurs, les joints étant des parties sensibles, il est préférable d'en réduire le nombre. Enfin, les terrains très « ouverts », tels les remblais récents et les zones fracturées ou karstiques, sont peu propices à l'utilisation de la boue [46].

Le choix du type de boue est en outre un élément important dans la réussite du maintien de l'excavation et de la perforation, les fines du sol, naturel ou pollué, pouvant modifier les équilibres mécanique et chimique de la boue et en altérer certaines propriétés telles que :

- ✓ l'augmentation de densité et de viscosité, ce qui peut nuire à la qualité du bétonnage.
- ✓ l'épaississement du cake, qui diminue la largeur utile de la paroi.

Avant bétonnage, la boue est donc mise en circulation et le sable est filtré et extrait jusqu'à ce que sa teneur tombe au-dessous d'un seuil fixé [46].

1.10.5.2 Perforation selon le (LCPC).

Outre la fonction de la boue comme soutènement des parois de l'excavation, les principaux problèmes liés à l'exécution de la fouille concernent sa verticalité et la traversée des horizons durs [46].

Le maintien de la verticalité est obtenu en réalisant des murettes guides en béton armé, guidant l'engin de perforation qui s'ajuste entre elles durant sa descente (Figure1.15).

Dans les sols meubles, l'excavation est réalisée à la benne preneuse.

Dans les sols raides, l'excavation est traditionnellement réalisée à l'aide d'un outil travaillant en rotation ou en roto-percussion, en association avec une circulation inverse de la boue permettant la remontée des sédiments ; au besoin un trépan peut être associé à ce dispositif.

L'hydrofraise (ou hydrohaveuse), technique datant de 1975 et constamment améliorée, permet une plus grande précision et le passage des horizons durs épais.

Cette technique est par contre sensible à certains sols et à la présence de gros blocs qui boquent les tambours de l'engin.

Les largeurs d'outils varient de 0,52 m à 1,52 m. Dans le génie civil routier, les épaisseurs courantes variant de 0,52 à 0,80 m.

Des profondeurs de 35 à 50 m sont atteintes couramment et peuvent exceptionnellement atteindre 100 m avec une hydrofraise.

1.10.6 Réalisation d'une paroi moulée selon le LCPC

Lors de la réalisation d'une paroi moulée, on creuse, à l'aide de grappins rectangulaires spéciaux (Figure 1.15), des tranchées individuelles dans le sol ('panneaux'), jusqu'à la profondeur requise. Pour éviter l'effondrement de la tranchée durant l'excavation, celle-ci est remplie d'un fluide de support (généralement de la boue bentonitique).

Après l'excavation, le fond de la tranchée est nettoyé et le fluide de support est remplacé.

Des cages d'armature préfabriquées sont alors immergées dans la tranchée et cette dernière est ensuite bétonnée à l'aide d'un ou plusieurs tubes plongeurs.

La figure ci-dessous indique l'ordre de mise en œuvre d'un panneau individuel.

Un panneau standard a une largeur de 0,6 à 1,5 m, une longueur de 2,8 à 8 m et est généralement réalisé jusqu'à une profondeur d'environ 30 m. En réalisant ces panneaux de manière contiguë (accolé), on obtient une paroi continue dans le sol [45].

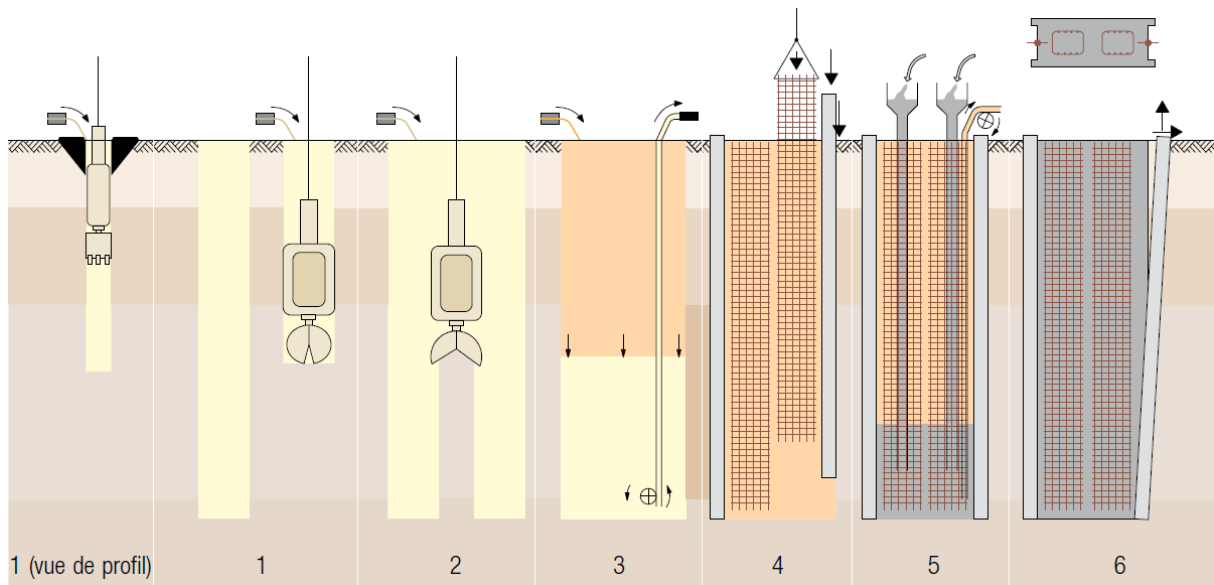


Figure 1.15: Phases de réalisation d'une paroi moulée. [45].

1. Excavation sous fluide de support des deux extrémités du panneau à chaque fois sur une largeur de grappin.
2. Excavation sous fluide de support de la passe centrale restante (également appelée 'merlon').
3. Nettoyage du fond de l'excavation et remplacement du fluide de support souillé par un autre, plus propre, dont la teneur en sable est limitée ($< 2 \text{ vol\%}$).
4. Mise en place des profilés de jointoiement (sur les bords) et des cages d'armature dans la tranchée excavée.
5. Bétonnage du panneau à l'aide de tubes plongeurs.

1.10.7 Les cages d'armatures

Les cages d'armatures, pour les parois moulées, sont mises en place dans la tranchée pleine de boue, avant le bétonnage. Elles doivent être suffisamment rigides pour ne pas se déformer durant les phases de manutention [46].

L'espacement des aciers doit être suffisant pour que le béton qui arrive puisse être correctement mis en œuvre (20 cm sont recommandés).

D'autre part, les cages sont soumises à une pression importante du béton lors des phases de bétonnage et doivent donc comporter beaucoup d'aciers horizontaux.

Compte tenu de la présence du cake de bentonite et des incertitudes sur le positionnement des cages (équipées de cales), l'enrobage de projet des aciers est supérieur à celui en vigueur pour les autres ouvrages en béton.

Toutes les réservations diverses, pour les dispositifs d'auscultation des parois ou les passages de tirants, doivent être disposées à l'avance dans les éléments de cages d'armatures.

De même, un renforcement de la cage est prévu au niveau des tirants dans le cas des parois ancrées, pour assurer la répartition des efforts d'ancrage.

En cas de mise en œuvre de la cage en plusieurs éléments verticaux, la continuité du ferrailage est assurée généralement par recouvrement des éléments et, dans certains cas particuliers, par manchonnage.

1.10.8 Les ancrages

Il s'agit de dispositifs actifs ou passifs destinés à reprendre des efforts transversaux résultant essentiellement des poussées du sol et de l'eau sur la paroi ; ces dispositifs peuvent se mobiliser en traction (dans le cas de tirants), ou en compression (dans le cas de butons).

Dans le cas de tirants, le plus souvent actifs dans le cas des parois moulées et préfabriquées, l'ancrage présente presque toujours trois parties :

- ✓ l'ancrage proprement dit (scellement) qui transmet les efforts à reprendre au sol résistant par frottement.
- ✓ un dispositif de liaison entre le scellement et l'ouvrage, fréquemment appelé « longueur libre » de l'ancrage.
- ✓ la tête d'ancrage, partie située au niveau de la paroi moulée et permettant la mise en tension et l'attache du tirant.

Dans le cas de butons, dispositifs passifs, il s'agit d'éléments, soit en :

- ✓ métalliques dans le cas d'ouvrages provisoires,
- ✓ soit en béton armé pour un butonnage définitif.

Dans ce dernier cas, l'élément peut prendre la forme de poutres horizontales espacées, ou d'une dalle continue (radier ou traverse supérieure). Une continuité d'armatures entre paroi et bouton associe étroitement l'ensemble [46].

1.10.9 Drainage

Pour les soutènements en parois moulées, les dispositifs de drainage amont sont envisagés dans les cas où l'effet de barrage a d'importantes et inadmissibles répercussions sur l'environnement amont ou sur le dimensionnement de la paroi elle-même.

Pour ces deux situations, l'ampleur du drainage à prévoir peut fortement différer.

Dans la seconde situation, l'objectif est de simplement diminuer l'effet de l'eau juste derrière l'écran, contrairement à la première où les volumes d'eau concernés peuvent être très importants

Le drainage peut consister en barbacanes jouant le rôle d'exutoires extérieurs, qui limitent le niveau amont de la nappe. Ce peut être également un drainage plus classique, tel qu'une tranchée drainante continue derrière la paroi, associée à des exutoires.

La conception de la paroi, avec des « jambes de pantalon » a également pour effet bénéfique de faciliter l'écoulement de l'eau sous la paroi et de réduire ainsi l'effet de barrage [46].

CHAPITRE 2 : LA PRATIQUE DES ÉLÉMENTS FINIS EN GÉOTECHNIQUE

Chapitre 2

La pratique des éléments finis en géotechnique

2.1 Relations entre contraintes et déformations

La description du comportement d'un milieu continu sollicité par des forces de volume ou de surface suppose la connaissance :

- de la loi de comportement, qui relie à tout instant t et en tout point du milieu le tenseur des contraintes et celui des déformations ;
- des conditions initiales et aux limites sur les contraintes et les déformations.

Dans le cas des sols, la loi de comportement est particulièrement complexe. Dans les calculs courants, par souci de simplification, on ne cherche pas à déterminer les déformations des sols jusqu'à la rupture, mais on sépare le problème des déformations de celui de la stabilité.

Pour les études de stabilité, on recourt au concept de critère de plasticité ou, plus exactement, de rupture, en admettant que les déformations du sol avant la rupture ont un effet négligeable sur les conditions de rupture.

La plupart des méthodes de calcul de stabilité classiques en mécanique des sols reposent sur la théorie de la plasticité. Dans cette théorie, on admet que les déformations restent petites et réversibles tant que l'on reste, dans l'espace des contraintes (espace à six dimensions), à l'intérieur d'un certain domaine. La frontière de ce domaine est appelée frontière (ou surface) d'écoulement [47].

Dès que l'état de contraintes en un point du milieu atteint cette frontière, des déformations plastiques irréversibles apparaissent. L'équation de la frontière d'écoulement dans l'espace des contraintes est appelée *critère d'écoulement* ou *critère de plasticité*. Sa forme générale est :

$$G(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}, \dot{\varepsilon}_{ij}, t...) = 0 \quad (2.1)$$

car elle peut dépendre des déformations ε_{ij} , des vitesses de déformation $\dot{\varepsilon}_{ij}$, du temps t , etc.

Les formes les plus simples utilisées en pratique supposent que, seules interviennent les contraintes principales, et parfois même seulement certaines d'entre elles.

Des formes plus complexes de la loi de comportement des sols ont été mises au point et sont utilisées pour les études numériques, le plus souvent par la méthode des éléments finis.

2.2 Résistance et rupture des sols

2.2.1 Modes de rupture

Faute de pouvoir décrire de façon précise le comportement d'un massif de sol depuis son état initial jusqu'à la rupture, la mécanique des sols s'est inspirée des modes de rupture observés dans la nature pour développer des lois de comportement simplifiées. La nature montre l'existence de deux principaux modes de rupture :

- les ruptures par glissement sur une surface ;
- les ruptures par plastification et écoulement d'une masse de sol.

La représentation de la résistance au cisaillement des sols par une relation entre la contrainte tangentielle τ et la contrainte normale σ correspond au premier mode de rupture, qui est celui qui a été mis en évidence et analysé le plus tôt. Les essais de cisaillement direct à la boîte en sont la traduction expérimentale.

Les ruptures par plastification de la masse du sol sont plus difficiles à analyser et leur compréhension nécessite l'emploi de la théorie de la plasticité. Dans l'analyse de la plastification des massifs de sols, on raisonne sur les états de contraintes en chaque point, en utilisant les cercles de Mohr pour les calculs analytiques.

Les essais triaxiaux, dont le développement date des années 30, s'interprètent de la même façon, en utilisant les cercles de Mohr.

À part le cas des surfaces de rupture préexistantes, que l'on rencontre pour l'essentiel dans les pentes naturelles, toutes les ruptures commencent par la plastification du sol en un ou plusieurs points et évoluent, suivant les circonstances, vers une rupture par plastification d'un certain volume de sol ou vers la formation d'une surface de rupture. Les recherches en cours sur la théorie de la bifurcation (création de surfaces de rupture) visent à modéliser ce dernier type de phénomène.

Néanmoins, dans l'état actuel des connaissances et de la pratique, les ruptures par plastification et les glissements sur des surfaces de rupture s'analysent séparément, même si l'on peut utiliser dans les deux cas les mêmes critères de rupture.

2.2.2 Définition de la rupture du sol

La définition de la rupture dans un sol ne pose pas seulement un problème de choix de la cinématique de la rupture. Il faut également définir à quel moment se produit la rupture dans les essais qui servent à mesurer la résistance à la rupture du sol, que l'on appelle habituellement **résistance au cisaillement**.

En pratique, la rupture d'une éprouvette de sol s'apprécie d'après les déformations du sol : on trace en cours d'essai la courbe représentant la variation de la déformation du sol (déformation axiale de l'éprouvette triaxiale en fonction de la sollicitation qui l'a produite (déviateur dans l'essai de compression à l'appareil triaxial. Ces courbes ont, suivant la nature et l'état du sol, l'une des deux allures représentées sur la figure 2.1 :

- la courbe I présente un maximum. On admet que ce maximum τ_{max} correspond à l'état de rupture, la déformation continuant de croître au-delà de ε_1 alors que la sollicitation appliquée diminue ou, au mieux, reste constante ;
- la courbe II a une allure asymptotique : on définit arbitrairement la rupture à une valeur maximale de la déformation (τ_{lim} correspondant à ε_{II}), au-delà de laquelle le comportement de l'ouvrage est incompatible avec sa destination.

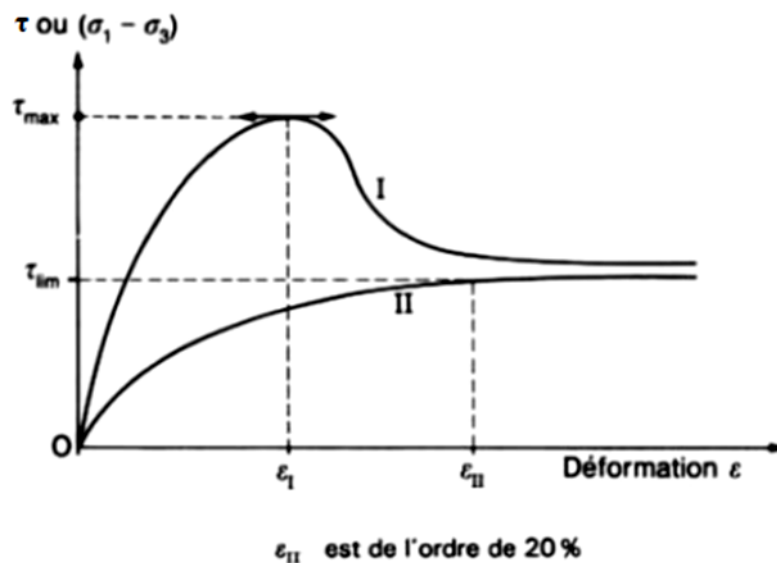


Figure 2.1: Courbe effort-déformation dans un essai de cisaillement.

La forme de la courbe de déformation en fonction de la sollicitation appliquée n'est pas spécifique d'un mode de rupture : la diminution de la contrainte ou du couple appliqué au-delà d'un pic s'observe tant pour les ruptures sur surfaces de glissement que pour les ruptures par plastification de la masse du sol.

Elle est, par contre, révélatrice de l'état du sol : les sables denses présentent un pic de résistance, comme les argiles à structure intacte, tandis que les sables lâches et les argiles remaniées ont habituellement un comportement de type asymptotique.

2.3 Facteurs influant sur la résistance au cisaillement

2.3.1 Introduction

Il existe dans la littérature plusieurs types d'essais monotoniques de compression. L'essai ayant été le plus réalisé dans les différents laboratoires de Mécanique des sols est l'essai de compression mais on peut également rencontrer des travaux sur des essais de traction. Ces derniers étant difficilement réalisables, peu de laboratoire s'y sont intéressés.

2.3.2 Effet de la vitesse de chargement

Outre la vitesse d'application de l'effort et les conditions de drainage, la résistance du sol observée dans les essais et dans les massifs de sols en place dépend de nombreux facteurs.

Dans le cas des sols fins, argileux ou organiques, la résistance au cisaillement augmente avec la vitesse de déformation, que ce soit en comportement drainé ou en comportement non drainé.

Pour tous les sols, la résistance à l'état remanié, après modification de la structure naturelle du sol, par exemple lors du prélèvement des éprouvettes soumises aux essais, diffère de la résistance du sol dans son état naturel.

La plupart des sols naturels sont anisotropes. Pour cette raison, les différents types d'essais qui permettent de mesurer la résistance au cisaillement ne donnent pas tous les mêmes résultats.

En 1846 un ingénieur français, A. Collin, comme rapporté dans la littérature [48] a identifié la relation entre le facteur temps et la résistance au cisaillement. Il a fait la référence à la résistance instantanée et à la résistance permanente du sol, qu'il a définies respectivement comme étant la résistance aux forces temporaires ne durant pas plus de 30 secondes et à la résistance permanente du sol ne variant pas en fonction du temps.

Depuis 1948, date à laquelle, des chercheurs [49] ont initié une étude de dynamique des sols, d'importantes recherches ont été effectuées sur l'effet de la vitesse de chargement sur la résistance au cisaillement des sols.

Les travaux menés de 1943 à 1964 à M.I.T et à l'université de Harvard [49] [50] et d'autres ont montré que dans tout les cas les sols cohérents présentent une augmentation de la résistance au cisaillement sous l'effet de l'augmentation de la vitesse de chargement

Plusieurs séries d'essais triaxiaux sur des échantillons d'argile consolidés non drainés à des vitesses de chargement variant de 1.66 à 0.00006 % ont été réalisés [51], (Figure 2.3).

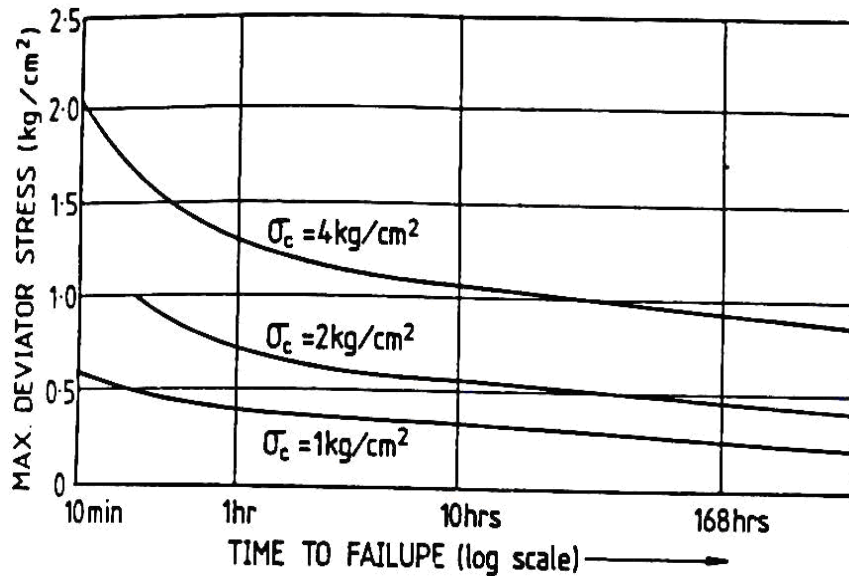


Figure 2.2: Déviateurs de contrainte maximum à la rupture en fonction du temps sous condition non drainé (Bjerrum et al 1958) [51].

Ils observèrent que la valeur maximale du déviateur de contrainte diminue avec l'augmentation du temps nécessaire pour induire la rupture.

2.4 Méthode des éléments finis

2.4.1 Généralités

La méthode des éléments finis est une méthode numérique matricielle basée sur une discrétisation de la structure à étudier, [52], [53], [54], [55], [56] en vue de traiter entre autres les problèmes de champs de contraintes et de déformations [57].

Conçue au départ comme la formulation matricielle des deux méthodes de base en calcul des structures (la méthode des forces et les méthodes des déplacements) la méthode des éléments finis présente en fait une similitude avec les procédés classiques d'analyse basés sur des principes vibrationnels (méthodes Rayleigh, Ritz et Galerkin).

Ses extensions multiples, depuis le domaine linéaire, tant statique que dynamique, jusqu'aux problèmes d'instabilités et de plasticité en font aujourd'hui un des outils les plus puissants dont dispose l'ingénieur pour la résolution des structures complexes et en particulier pour les études de mécanique des sols et des roches.

2.4.2 Principes théoriques de la méthode

On distingue quatre étapes principales dans de la méthode :

- Discrétisation de la structure ;
- Analyse locale au niveau de chaque élément ;
- Analyse globale (assemblage) ;
- Résolution du système : détermination des déplacements puis des contraintes.

2.4.2.1 Discrétisation de la structure

La structure continue réelle est remplacée par un modèle mathématique composé d'éléments discrets de dimensions finies (Figure 2.4)

On admet que la théorie des milieux continus est applicable à chaque élément. L'analyse de la structure complète se fait à partir de l'assemblage des éléments de structure.

Soit un solide réel soumis à un certain système de chargement : forces volumiques $Fv \rightarrow$ appliquée sur tout le volume V et forces de surfaces $Fs \rightarrow$ appliquée sur la surface S . (Figure. 2.4).

Le solide réel peut être représenté par l'assemblage d'un nombre fini d'éléments discrets de structure de dimension finies et de formes appropriées les éléments de structure sont reliés entre eux par un nombre fini de points nodaux. Ces derniers peuvent être :

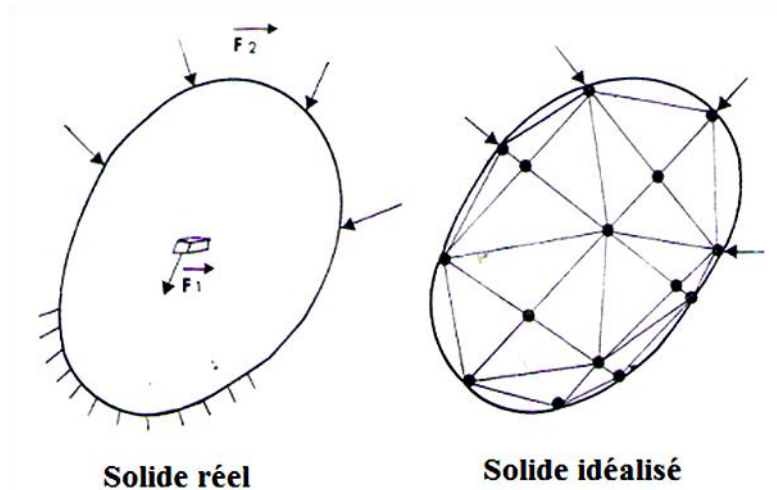


Figure 2.3: Discrétisation d'une structure. [57].

- soit des joints vrais ;
- soit des joints fictifs obtenus comme intersection des lignes du maillage.

Les inconnues sont les déplacements aux nœuds. On les représente par les vecteurs déplacements $\{\delta\}$.

Le système de forces appliquées à la structure est schématisé par des forces généralisées ponctuelles appliquées aux nœuds dans la direction des paramètres nodaux. Ces forces nodales ponctuelles sont représentées par le vecteur chargement $\{F\}$

Ce dernier est tel que :

$$\{F\}^t \{\delta\} = \text{travail des forces appliquées.}$$

2.4.2.2 Analyse locale

Isolons l'élément e . Pour cet élément :

- Le déplacement en un point M quelconque est représenté par le vecteur $\{u(M)\}$;
- Les déplacements aux nœuds sont représentés par le vecteur $\{\delta\}_e$;
- Les forces nodales sont représentés par le vecteur $\{F\}_e$;

On admet que le déplacement $\{u(M)\}_e$ d'un point M quelconque de l'élément est déterminés de façon unique en fonction des déplacements aux nœuds :

$$\{u(M)\}_e = [N]\{\delta\}_e \quad (2.2)$$

$[N]$ est une matrice dont les éléments sont des fonctions connues de la position du point M appelées fonctions d'interpolation.

Soit $\{\varepsilon\}_e$ le vecteur dont les composantes sont les déformations au point M .

Si nous nous plaçons dans l'hypothèse élastique $\{\varepsilon\}_e$ s'exprime en fonction du déplacements $\{u\}_e$ par l'intermédiaire d'un opérateur différentiel linéaire Δ :

$$\{\varepsilon\}_e = [\Delta]\{u\}_e$$

Ou en tenant compte de (2.2) :

$$\{\varepsilon\}_e = [\Delta][N]\{\delta\}_e$$

$$\{\varepsilon\}_e = [B]\{\delta\}_e \quad \text{avec : } [B] = [\Delta][N] \quad (2.3)$$

Si de plus, les contraintes sont reliées linéairement aux déformations :

$$\{\sigma\}_e = [D]\{\varepsilon\}_e \quad (2.4)$$

Avec $[D]$ matrice d'élasticité

Le calcul analytique du solide réel et du solide idéalisé étant impossible, on utilise le principe des travaux virtuels sous sa forme de théorème de l'énergie potentielle, appliqué au solide idéalisé :

$$\delta W_d - \delta W_e = 0$$

Quel que soit les déplacements δu admissible autour de l'équilibre

Energie de déformation d'un élément.

$$W_d = \frac{1}{2} \int_v \{\varepsilon\}_e^t \{\sigma\}_e dV$$

Ou en tenant compte des relations (2.3) et (2.4) précédentes

$$W_d = \frac{1}{2} \int_v \{\delta\}_e^t [B]^t [D] [B] \{\delta\}_e dV$$

La matrices symétriques $[K]_e$ définie par :

$$K_e = \int_v [B]^t [D] [B] dV$$

est appelées matrice de rigidité de l'élément.

Il vient alors :

$$W_d = \frac{1}{2} \{\delta\}_e^t [K]_e \{\delta\}_e$$

Energie des forces extérieures d'un élément.

L'énergie d'origine extérieure d'un élément provient soit des forces de volume soit des forces de surfaces. En élasticité à partir d'un état naturel sans contrainte ni déformation initiale elle s'écrit :

$$W_e = \int_v \{F_v^t\} dv \{u\} + \int_s \{F_s^t\} \{u\} ds$$

$$W_e = \left(\left[\int_v \{F_v^t\} [N] dv + \int_s \{F_s^t\} [N] ds \right] \right) \{\delta\}_e$$

$$W_e = \{F\}_e^t \{\delta\}_e$$

$$\text{avec } \{F\}_e^t = \left[\int_v \{F_v^t\} [N] dv + \int_s \{F_s^t\} [N] ds \right]$$

2.4.2.3 Analyse globale : assemblage

Les n éléments finis étudiés en analyse locale sont assemblés de façon à reconstituer la structure. L'énergie des forces extérieures de la structure sont :

$$W_d = \sum_{e=1}^n \left(\frac{1}{2} \{\delta\}_e^t [K]_e \{\delta\}_e \right)$$

$$W_e = \sum_{e=1}^n \left(\{F\}_e^t \{\delta\}_e \right)$$

Si $\{\delta\}$ désigne le vecteur représentant le déplacement global aux nœuds de la structure, on peut passer de $\{\delta\}_e$ par l'intermédiaire d'une matrices booléenne :

$$\{\delta\}_e = [T]_e \{\delta\}$$

L'énergie potentielle peut alors s'exprimer :

$$v = \frac{1}{2} \{\delta\}^t [K] \{\delta\} - [F]^t \{\delta\}$$

ou l'on a posé :

$$[K] = \sum_{e=1}^n [T]_e^t [K]_e [T]$$

Matrice de rigidité globale de la structure :

$$\{F\} = \sum_{e=1}^n [T]_e^t \{F\}_e$$

Vecteur de chargement aux nœuds de la structure.

La position d'équilibre de la structure ainsi discrétisées est donnée par résolution du système linéaire obtenu en rendant l'énergie potentielle extrémal par rapport aux composantes de

$$[K] \{\delta\} = [F] \quad (2.5)$$

On appelle assemblage la construction de la matrice K à partir des matrices de rigidité élémentaires $[K]_e$.

2.4.2.4 Résolution du système

La résolution du système (2.5) se fait de la façon suivante :

- Arrangement de la matrice $\{\delta\}$ de façon à séparer déplacements inconnus et déplacements connus :

$$\{\delta\} = \begin{Bmatrix} \delta_i \\ \delta_e \end{Bmatrix} \begin{pmatrix} \text{déplacements inconnus} \\ \text{déplacements connus} \end{pmatrix}$$

- Arrangement des éléments de la matrice $\{F\}$ par permutation, car aux composantes connues (conditions aux limites) correspondent les composants inconnues des forces (réactions) et réciproquement aux composante inconnues du déplacement correspondant les composante connues des forces (des forces appliquées) :

$$\{F\} = \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_i \end{Bmatrix} \begin{pmatrix} \text{forces connues} \\ \text{forces inconnues} \end{pmatrix}$$

- Arrangement de la matrice [K] qui doit rester compatible avec le système :

$$\begin{Bmatrix} F_1 \\ F_i \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{1i} & K_{11} \\ K_{ii} & K_{i1} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_i \end{Bmatrix}$$

On développe :

$$F_1 = K_{1i}\delta_i + K_{11}\delta_1 \quad (2.6)$$

$$F_i = K_{ii}\delta_i + K_{i1}\delta_1 \quad (2.7)$$

De l'équation (2.6) on tire les déplacements inconnus :

$$\delta_i = K_{1i}^{-1}(F_1 - K_{11}\delta_1)$$

On remplace ensuite δ_i par sa valeur dans l'équation (2.7) :

$$F_i = K_{ii}K_{1i}^{-1}(F_1 - K_{11}\delta_1) + K_{i1}\delta_1 \quad (2.8)$$

Le problème est alors complètement résolu : connaissant les déplacements on peut facilement en déduire les contraintes par l'intermédiaire de la loi comportement.

La résolution du système linéaire (inversion de matrice) se fait à l'aide des méthodes usuelles d'analyse numérique :

Méthodes directes : triangulation de Gauss ou méthode de Cholesku ;

Méthodes itératives : Gauss-Seidel.

Il faut signaler que c'est cette partie du calcul qui est la plus longue et la plus coûteuse.

2.5. Présentation du code éléments finis *PLAXIS*

2.5.1. Introduction

Les progrès des ordinateurs et des méthodes d'analyse numérique permettent de dépasser les limitations géométriques et rhéologiques des méthodes de calcul traditionnelles et d'aborder l'étude de problèmes aux géométries et lois de comportement complexes, combinant les concepts classiques de compressibilité, de consolidation primaire et de compression secondaire, de résistance au cisaillement, d'états limites de poussée-butée ou de portance. Cette approche globale passe par la définition d'une loi de comportement spécifique à chaque type de sol et par l'utilisation de techniques numériques appropriées [47].

Nous avons donc volontairement choisi d'utiliser un logiciel commercial pour résoudre les applications géotechniques par la méthode des éléments finis : le code *Plaxis* de la société *Plaxis B.V* [58]

2.5.2. Présentation du Plaxis

C'est un logiciel aujourd'hui couramment utilisé en bureaux d'études. Conçu par des géotechniciens numériciens de l'université de Delft aux Pays-Bas dans les années 1980, le code de calcul éléments finis *Plaxis* est un outil pratique d'analyse d'ouvrages et d'essais géotechniques. Si ce code a initialement été développé pour analyser les digues et les sols mous, son champ d'application s'étend aujourd'hui à une large gamme de problèmes géotechniques.

Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élastoplastiques, élastoviscoplastiques en 2D ou 3D et en grands déplacements par la méthode lagrangienne actualisée. Très fiable sur le plan numérique, ce code fait appel à des éléments de haute précision, tels que les triangles à 15 nœuds, ainsi qu'à des pilotages de résolution récents comme la méthode de longueur d'arc.

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves).

2.5.3. Options par défaut

Plaxis est doté de fonctionnalités tout à fait remarquables pour traiter tous les aspects des structures géotechniques complexes. Un résumé des fonctions essentielles est donné ci-dessous:

2.5.3.1. Entrée des données

a. Définition graphique de la géométrie du modèle:

La définition des couches de sol, des ouvrages, des phases de construction, des chargements et des conditions aux limites s'appuie sur des procédures graphiques faciles à utiliser, ce qui permet une description détaillée et précise des conditions réelles à modéliser. Le maillage d'éléments finis en 2D est généré de manière automatique directement à partir de ce modèle géométrique.

b. Génération automatique du maillage:

Plaxis offre une génération entièrement automatique de maillages non structurés d'éléments finis, avec des options pour raffiner le maillage, globalement ou localement. Le maillage peut contenir des milliers d'éléments.

c. Conditions aux limites:

Les "fixités" sont des déplacements nuls imposés. Ces conditions peuvent être appliquées aux lignes comme aux points définissant la géométrie du modèle, dans les directions x ou y. Une option permet d'appliquer les conditions d'appui standard valables dans la majorité des cas.

d. Chargement:

Deux systèmes de chargement indépendants sont proposés pour appliquer des forces ponctuelles ou des charges réparties. Les forces ponctuelles peuvent être appliquées à n'importe quel point de la géométrie, les charges réparties à n'importe quelle ligne de la géométrie, sans se limiter à la seule frontière extérieure. Les valeurs des chargements peuvent être modifiées dans le mode "Construction par étapes" et/ou par l'utilisation des multiplicateurs.

2.5.3.2. *Comportement du sol*

a. Base de données des propriétés des matériaux:

Les propriétés des matériaux, sol ou éléments de structure, sont entrées dans une base de données pour chaque projet. Toutes les données figurant dans les bases de données des différents projets peuvent être copiées dans une base de données globale, pour servir à d'autres projets.

b. Régime d'écoulement permanent:

Des réseaux complexes de pressions interstitielles peuvent être générés par combinaison de lignes phréatiques et de saisie directe de pressions. Autre solution : les distributions de pressions interstitielles peuvent également être générées par un calcul d'écoulement permanent pour les modèles faisant intervenir des écoulements permanents ou des pompages.

c. Calcul du réseau d'écoulement:

Les distributions de pression interstitielle complexes peuvent être générées à partir d'un calcul d'écoulement à deux dimensions. Des drains et des puits peuvent être modélisés grâce à des éléments spécifiques. Les potentiels aux limites du modèle sont définis comme des niveaux phréatiques.

d. Surpressions interstitielles:

Plaxis distingue les comportements drainé ou non-drainé des sols, ce qui permet de modéliser les couches sableuses perméables comme les couches argileuses imperméables. Les surpressions interstitielles sont calculées lorsque des couches de sol non drainé sont soumises

à des chargements. Les conditions de chargement non drainé conditionnent souvent la stabilité des ouvrages géotechniques.

2.5.3.3. Fonctions des calculs

Le programme de calcul conduit des analyses en déformation menées soit par un calcul plastique, un calcul de consolidation ou un calcul en grandes déformations. Pour chaque projet, plusieurs phases de calcul peuvent être définies avant le lancement du calcul.

2.5.3.4. Analyse des résultats

Le post-processeur *Plaxis* a des fonctions graphiques avancées pour restituer les résultats du calcul. Les valeurs précises des déplacements, forces et contraintes sont accessibles dans les tableaux de résultats.

- Déformation:

La restitution graphique des déformations peut se faire sous la forme de maillage déformé, carte de déplacements totaux ou incrémentaux ou cartes de déformations totales ou incrémentales.

- Contraintes:

La restitution des contraintes peut se faire en contraintes effectives, contraintes totales, pressions interstitielles et surpressions interstitielles.

2.5.4. Les modèles de comportements intégrés dans *Plaxis*

2.5.4.1. Introduction

L'utilisation de lois de comportement complexes dans des modèles éléments finis pour l'ingénierie est délicate. Elle demande pour la détermination des paramètres des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie. L'intégration de telles lois dans des codes éléments finis est difficile. La démarche suivie dans le développement de *Plaxis* est de fournir à l'utilisateur un code éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant un modèle de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale.

Différents modèles de comportement, plus ou moins sophistiqués, ont été implémentés dans *Plaxis* : élastique linéaire, Mohr-Coulomb, modèles de sol avec écrouissage ou spécifiques aux sols mous, etc.

2.5.4.2. Lois de comportement élastoplastique

La plupart des matériaux ont un comportement élastoplastique, qui n'est pas caractérisé par l'apparition de déformations réversibles élastiques et de déformations

irréversibles plastiques. Sur la surface de charge, deux cas de comportement sont possibles : la surface de charge n'évolue pas, on parle de loi élastique parfaitement plastique, c'est le cas du modèle de Mohr-Coulomb; la surface de charge évolue au cours du chargement, on parle de modèle élastoplastique avec écrouissage dont le modèle *Hardening Soil* de *Plaxis* fait partie.

a. Modèle élastique linéaire

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young, E , et le coefficient de Poisson ν . Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol.

b. Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ , respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoire, et nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité. Enfin, ce modèle est non associé et ψ est l'angle de dilatance.

- **Module de Young:**

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il apparaît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondrait au G_{max} , mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations).

La détermination de ce module nécessite des essais spéciaux. Il est souvent conseillé de prendre un module "moyen", par exemple celui correspondant à un niveau égal à 50% du déviateur à la rupture (Figure 2.5).

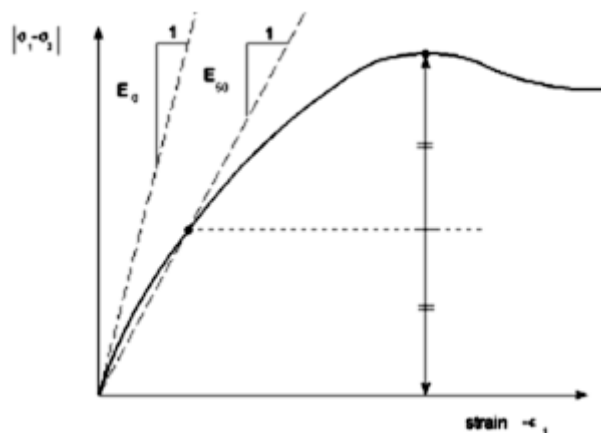


Figure 2.4: Définition du module à 50% de la rupture.

- **Coefficient de Poisson:**

Les valeurs du coefficient de Poisson se situent entre 0.2 et 0.4 pour la majorité des sols.

- **Angle de frottement:**

L'angle de frottement est constant, indépendant de la contrainte moyenne.

- **Cohésion:**

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottants, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques.

- **L'angle de dilatance:**

L'angle de dilatance ψ règle le comportement non associé du sol [59]. Il peut être évalué par la corrélation $\psi = \varphi - 30^\circ$. (2.9)

Le cas $\psi = 0$ correspond à une plasticité sans variation de volume.

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (Figure 2.6) sur l'hexagone de Mohr-Coulomb.

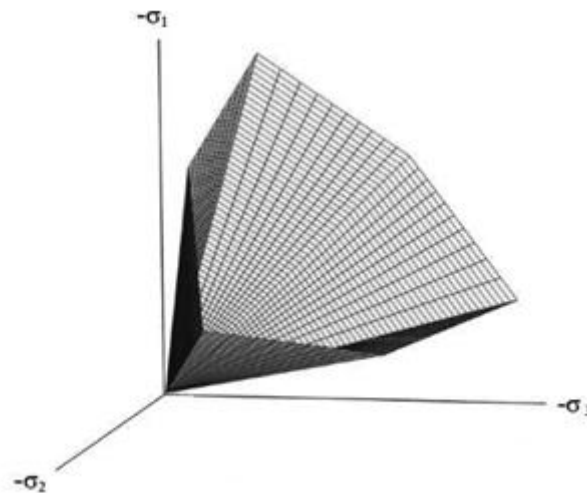


Figure 2.5: Surface de rupture du modèle de Mohr-Coulomb pour un sol sans cohésion.

2.6. Conclusion

Les ingénieurs confrontés à des problèmes complexes ont cherché depuis longtemps à utiliser des modèles rhéologiques adaptés aux sols pour simuler le comportement des ouvrages géotechniques. Ces modèles, introduits dans des codes de calcul en éléments finis, permettent la résolution des problèmes liés au tassement, au fluage, à la consolidation et à la rupture des sols. En effet, la modélisation numérique de ces ouvrages géotechniques s'inscrit dans une pratique commune en génie civil qui vise la réduction des coûts d'études et les difficultés rencontrées lors de la construction.

CHAPITRE 3 : MÉTHODES ET MATÉRIAUX

Chapitre 3

Méthodes et matériaux

Les différentes techniques expérimentales utilisées sont principalement le cisaillement et la compression non confinée. Le sable de dune, le ciment pour la stabilisation du sable et les fibres de sisal et de polypropylène servant à renforcer le sol sont les principaux matériaux.

3.1 Méthodes

3.1.1 Analyse granulométrique

3.1.1.1 Définition, but de l'essai

L'analyse granulométrique se propose de définir la répartition des grains constitutifs d'un sol par classes de taille [57]. Elle est réalisée :

- par un tamisage mécanique pour les grains supérieurs à 0,1mm;
- par un essai de sédimentation pour les particules inférieures à 0,1 mm.

3.1.1.2 Analyse par tamisage

a. Principe de l'essai :

Pour un échantillon donné, il s'agit, au moyen d'une série de tamis, de séparer les grains en fonction de leur dimension [norme NF P 94-056].

On utilise généralement une série normalisée de tamis à mailles carrées [norme NF ISO 565] dont la dimension croît selon une progression géométrique de raison 1,25 (Figure 3.1 (a), (b)).

Un module correspond à chaque dimension de maille et permet une correspondance avec les passoires à trous ronds.

b. Processus de l'essai

Le poids d'échantillon W soumis à l'essai est fonction de la dimension maximale D des éléments les plus gros ; on prend:

$$200 D < W < 500 D \quad (3.1)$$

W est exprimé en grammes, D en mm.

Cette limitation du poids a pour but, d'une part de réaliser l'essai sur une fraction suffisamment importante et représentative du sol; d'autre part, d'effectuer les tamisages successifs avec une quantité limitée d'éléments dans chacun des tamis employés.

L'échantillon qui sera soumis à l'essai étant constitué, on procède à son séchage suivant le processus déjà décrit, afin de déterminer son poids sec. Cette opération effectuée, on imbibe l'échantillon pour le désagréger complètement ; puis on sépare les grains par lavage et tamisage « en cascade » sur la série de tamis.

Les « refus » laissés dans chaque tamis sont alors séchés, puis représentés sur les tamis de la série normale. Si l'on ne désire pas procéder à une analyse par sédimentométrie de la fraction inférieure à 0,1 mm, le « passant » à ce dernier tamis est jeté. Les tamis doivent être secoués d'un mouvement rapide (120 secousses par minute) et d'amplitude moyenne (70 mm) ; un mouvement circulaire peut accompagner ces secousses [57].



Figure 3.1: Analyse granulométrique- (a) : collection de tamis à maille carrée (b) : Mise en place de l'échantillon sur la colonne de tamis (mailles décroissantes)

c. Exploitation et présentation des résultats

On pèse les « refus » de la série de tamis en commençant par les mailles les plus grandes. Ces poids sont comparés au poids total sec de l'échantillon et calculés en pourcentage de ce poids total. Les chiffres ainsi obtenus sont ensuite portés sur un diagramme approprié (en abscisse le diamètre des tamis utilisés, en ordonnées le poids des refus cumulés). Ainsi on construit par points la courbe, dite cumulative, de répartition des grains, encore appelée courbe granulométrique du sol considéré [57].

3.1.2 Essai au bleu de méthylène

Essai utilisé pour la qualification des fines. Utilisé principalement pour quantifier la propreté des sables utilisés dans les enrobés ou pour la fraction sableuse des graves [norme NF EN 933-9].

3.1.2.1 Principes

Une prise d'essai de granulats est mise en suspension dans de l'eau. Des doses de solutions de bleu de méthylène sont progressivement ajoutées dans la suspension.

L'adsorption de la solution par la prise d'essai est vérifiée après chaque addition en effectuant un test à la tache sur du papier filtre.

Lorsque du colorant libre est décelé de façon répétée, le test est arrêté, la valeur de bleu de méthylène noté MB est calculée (s'exprime alors en gramme de colorant adsorbé par kilogramme de l'échantillon testé).

3.1.2.2 Réactifs

a. Solution

Solution de bleu de méthylène à (10 ± 0.1) g x L. Le bleu de méthylène $C_{16}H_{18}ClN_3S$, nH_2O avec n de 2 à 3 doit être de pureté ≥ 98.5 %.

b. Préparation de la solution

Déterminer la teneur en eau de la poudre de bleu de méthylène en séchant environ 5 g (enregistré à 0.01 g près) à 105° jusqu'à obtention d'une masse constante. La teneur en eau W est alors calculée :

$$W = (M_h - M_g) / M_g \times 100 \quad (3.2)$$

avec : M_h masse initiale de la poudre et M_g masse de la poudre sèche.

Prélever alors une masse de poudre égale à $[(100 + W) / 10]$ g (précis à 0.01 g près). Cette quantité de poudre "humide" correspond à 10 g de poudre sèche.

Chauffer 500 ml d'eau déminéraliser à une température ne dépassant pas 40° C et ajouter lentement la poudre de bleu dans cette eau pendant 45 minutes et laisser refroidir.

Transvaser la solution dans une fiole de 1 litre et compléter d'eau déminéralisée jusqu'à la graduation de 1 litre.

Agiter et transvaser dans un flacon de conservation qui doit être opaque ou en verre teinté.

Cette solution ne se conservant que pendant 28 jours, ne pas oublier d'indiquer le jour de fabrication de la solution et de la jeter au bout de cette période.

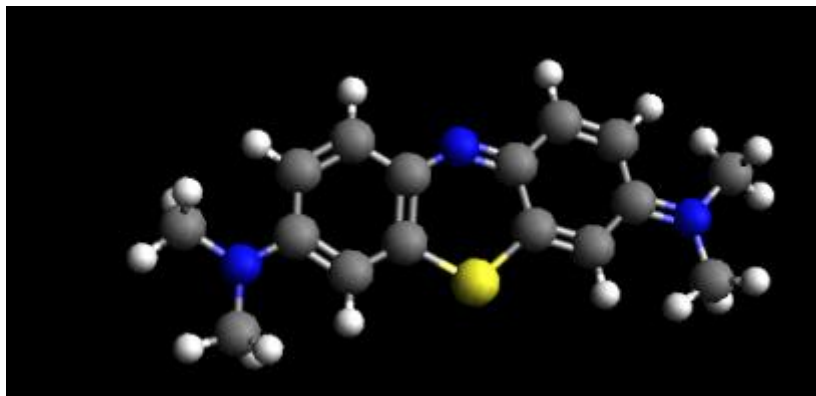


Figure 3.2: Composition chimique de bleu de méthylène

c. Kaolinite

La kaolinite est un minéral de la famille des phyllosilicates. Elle est utilisée pour vérifier en cas de doute une solution de bleu de méthylène. Voici le mode opératoire :

Sécher jusqu'à masse constante la kaolinite puis prélever 30 +/- 0.1 g de kaolinite sèche dans 500 ml d'eau déminéralisée. Effectuer alors l'essai. En notant V' le volume total de bleu ajouté, le MB de la kaolinite est alors de $MB_k = V' / 30$. La valeur de MB_k ne variant pas en utilisant le même lot de kaolinite, la comparaison du MB_k pour chaque solution de bleu permettra de valider ou non cette solution.

3.1.2.3 Appareillage

- Burette permettant le titrage à 2 ml ou distributeur doseur monté sur le flacon de conservation de la solution de bleu de méthylène.
- Papier filtre, teneur en cendres < 0.010 %, 95 g / m², épaisseur 0.2 mm, vitesse de filtration 75 secondes, pores de 8 µm.
- Tige de verre de 300 mm de long et de diamètre 8 mm.
- Agitateur à ailettes, pouvant être mis en rotation à 400 +/- 40 et 600 +/- 60 tours par minutes, avec 3 ou 4 ailettes de 75 +/- 10 mm de diamètre.
- Bécher de capacité de 1 à 2 litres.

3.1.2.4 Mode opératoire

a. Prise d'essai

Préparer, selon [norme NF EN 932-2], un échantillon contenant au moins 200 g de 0/2 mm. Tamiser à 2 mm pour éliminer le refus à 2. La teneur en eau devra être faite sur un échantillon équivalent. Par calcul, la masse sèche sera donc :

$$M_{sèche} = M_{humide} / (1 + \frac{W}{100}) \quad (3.3)$$

avec W humidité en %.

b. Préparation de la suspension

Ajouter la prise d'essai à 500 +/- ml d'eau déminéralisée puis agiter la suspension obtenue pendant 5 minutes à 600 +/- 60 tours par minutes. Abaisser la vitesse à 400 +/- 40 tr/min pendant la suite de l'essai. Mélanger uniformément la solution de bleu de méthylène.

c. Test à la tâche

Poser le papier filtre au-dessus d'un bécher pour que le papier soit le moins possible en contact avec une surface. Introduire 5 ml de colorant, agiter pendant 1 minute et effectuer le test à la tâche en déposant une goutte de la suspension sur le papier filtre.

La tâche qui se forme est composée d'un centre contenant un dépôt de matériaux et d'une auréole humide autour de ce dépôt. Le dépôt doit avoir une taille comprise entre 8 et 12 mm. Si dans la zone humide une auréole bleu claire persiste pendant une minute, le test est positif. En raison du temps nécessaire aux matériaux argileux pour adsorber le colorant, le test doit être répété pendant 5 minutes. Si le test est négatif, ajouter 5 ml de bleu. S'il est négatif à la cinquième minutes après avoir été positif, ajouter 2 ml de bleu.

Le test s'achève quand l'auréole bleue persiste autour de la tache pendant 5 minutes. Le volume total de bleu de méthylène est noté V.

d. Calcul du MB

Le MB s'exprime en gramme de colorant par kilogramme de sable.

$$MB = 10 \times V_1 / M_1 \quad (3.4)$$

avec : V_1 volume de bleu de méthylène en ml et M_1 masse de la prise d'essai en gramme.

3.1.3 L'essai Proctor

Un matériau étant défini par sa granulométrie, l'essai Proctor se propose de mesurer la teneur en eau qui permet d'obtenir, après un compactage donné du matériau, une valeur maximale de masse volumique sèche ρ_d [57].

3.1.3.1 Principe de l'essai

L'essai consiste à compacter dans un moule, et suivant un processus bien défini, une série d'échantillons identiques et représentatifs du sol, et préalablement imbibés à des teneurs en eau croissantes. L'eau, qui joue un rôle de lubrifiant, favorise la mise en place et le serrage des grains.

Il existe une teneur en eau qui permet d'obtenir un serrage optimal du squelette solide. Cette teneur est fonction de la surface spécifique des grains et de leur forme. Au delà de cette teneur, le serrage optimal n'est plus obtenu : une partie de l'énergie de compactage est reprise par l'eau, d'où un mauvais rendement énergétique du compactage.

L'essai fournit donc une série de couples de valeur (w, ρ_d) que l'on porte sur un graphique orthogonal (Figure 3.3). La courbe obtenue est appelée diagramme Proctor ; elle présente un maximum dont l'abscisse fournit la teneur en eau optimale recherchée quelquefois dénommée optimum Proctor [57].

En faisant varier l'énergie de compactage, on construit une famille de courbes qui constituent le *diagramme Proctor complet* (Figure 3.4). Ces courbes s'emboîtent les unes dans les autres et sont tangentes asymptotiquement à une courbe enveloppe d'équation :

$$w + 1/\gamma_s = 1/\gamma_d \quad (3.5)$$

C'est une hyperbole équilatère, asymptotique à l'axe des abscisses et coupant l'axe des données au point défini par :

$$w = 0 \text{ et } \gamma_d = \gamma_s \quad (3.6)$$

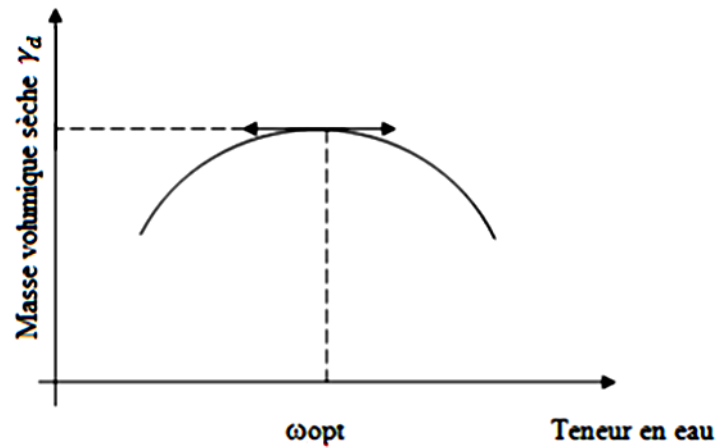


Figure 3.3: Diagramme Proctor

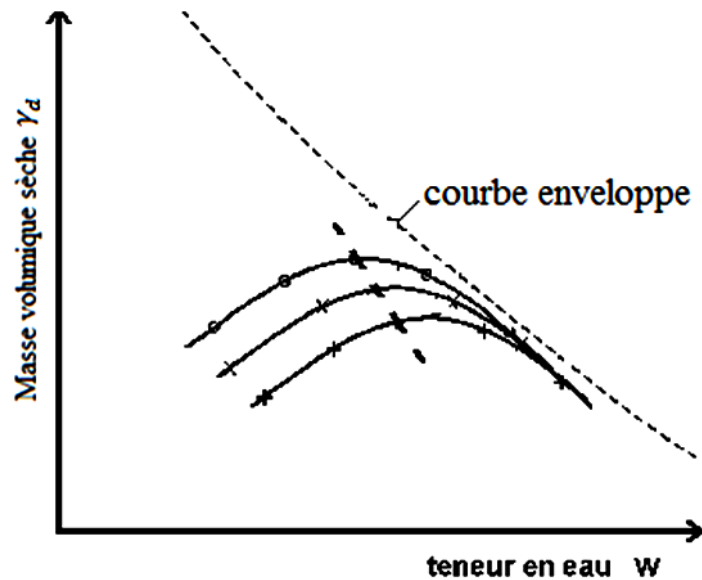


Figure 3.4: Diagramme Proctor complet

3.1.3.2 Réalisation des essais

Les choix du type de moule et de la nature de l'essai à exécuter ayant été faits, on procède au compactage des éprouvettes humidifiées en respectant les modalités indiquées dans le tableau 3.1.

a. Matériel

Le matériel utilisé est celui qui est représenté sur la figure 3.5, c'est-à-dire : le moule Proctor [norme NF P94-093], la machine à compacter mécanisées et l'extrudeuse (Figure 3.6).

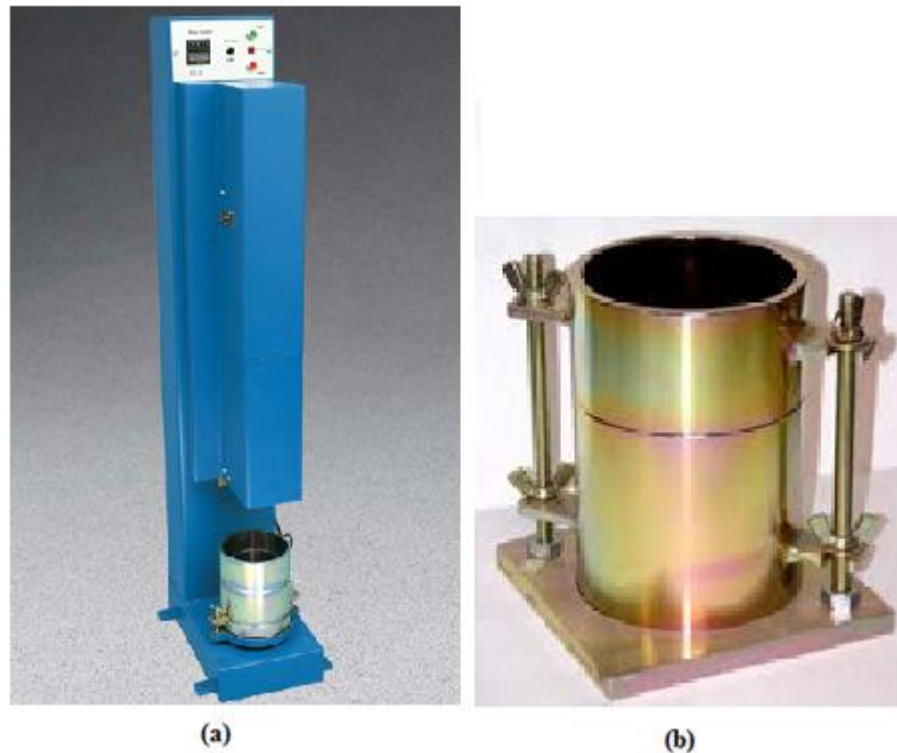


Figure 3.5: Equipages de l'essai Proctor (a : machine de compactage ; (b : moule Proctor

1. Extrudeuse

Les extrudeuses d'échantillons non remaniés, de différents types de tubes d'échantillonnage peuvent être soit motorisés ou manuelles. La plus polyvalente est l'extrudeuse manuelle hydraulique. Elle est conçue pour recevoir les tubes échantillons standards U-100, et les adaptateurs peuvent être obtenues pour d'autres dimensions de tubes et de moules, de diamètre 38 à 150 mm [2].

2. Extrudeuse hydraulique

Une extrudeuse motorisée conçue pour une utilisation avec des tubes d'échantillonnage doté d'un piston d'environ 1 m de longueur à été utilisée (Figure. 3.6). La pompe de l'extrudeuse permet d'appliquer, à l'échantillon, une force constante et contrôlée réduisant ainsi au minimum le phénomène de perturbation du sol lors de l'extraction de l'éprouvette [2].

Etant en possession de quantité de sol importante pour le remplir le moule, la méthode de préparation des éprouvettes de sol compacté la plus satisfaisante est celle consistant à compacter le sol dans le moule de compactage standard. La teneur en eau et le degré de compactage étant spécifiés, la procédure décrite par la norme [NF P94-093].



Figure 3.6: Extrudeuse hydraulique manuelle d'échantillons

b. Préparation du matériau

Les quantités de matériau à préparer dépendent du volume du moule de compactage : 15 kg pour un moule Proctor, 30 kg pour un moule CBR.

Le matériau est d'abord séché complètement s'il est granuleux. Il n'est séché que partiellement s'il est fin (contenant des particules argileuses comme un limon par exemple). En effet, dans ce cas une dessiccation complète en étuve imposerait ensuite, avant l'essai, une longue réimbibition du matériau à la teneur en eau d'essai

Enfin lorsque le matériau contient des éléments supérieurs à 20 mm, ceux-ci doivent être éliminés et remplacés par une quantité équivalente compris entre 5 et 20mm.

Le matériau est ensuite fractionné en échantillons de 3 ou 6 kg suivant le moule d'essai utilisé (Proctor ou CBR) ; puis, avant compactage, les quantités d'eau nécessaires sont ajoutées [norme NF P94-093].

c. Processus d'exécution

Suivant le type d'essai (Proctor normal), de matériel et de matériau, le processus d'exécution est différent. Ces diverses modalités d'exécution sont regroupées dans le tableau suivant (Tableau 3.1) :

	Matériel		Compactage		Sols concernés
	Type de moule	Type de dame de compactage	Nombre de couches	Nombre de coups	
Proctor normal	Proctor	Dame Proctor normal	3	25	Sols n'ayant pas d'élément > 5mm Tous les autres sols

Tableau 3.1: Modalités d'exécution des essais Proctor normal

d. Remarques à propos de l'essai Proctor

Les essais Proctor sont des essais simples et fidèles. Il faut néanmoins prendre un certain nombre de précautions si on veut éviter les erreurs. Il faut par exemple s'abstenir de se servir du même échantillon pour réaliser les différents compactages, car ceux-ci brisent le matériau, ce qui entraîne une variation de la granulométrie en cours d'essai.

Il est recommandé d'utiliser une dame automatique qui permet une meilleure répartition du compactage.

En ce qui concerne les sols fins tels que les limons, il est impératif de réaliser une homogénéisation parfaite du matériau et, dans tous les cas, une imbibition de 12 heures au minimum, faute de quoi on observe des écarts importants dans les résultats.

On peut reprocher à ces essais de compactage de mettre en œuvre une énergie dont le mode d'application ne correspond généralement pas aux engins de chantiers, statiques ou vibrants. En conséquence, on peut constater des écarts importants entre les densités sèches obtenues sur le chantier et celle définies en laboratoire. Il est conseillé de procéder sur le chantier, à une planche d'essais qui permettra de déterminer le type et le mode de compactage, ainsi que la valeur de la densité sèche de référence.

3.1.4 L'essai de cisaillement rectiligne*3.1.4.1 Introduction*

Il permet le cisaillement d'un sol suivant un plan imposé et défini par le contact des deux demi-boîtes constituant l'appareil. En principe, cet appareil permet l'exécution des essais CD, CU, UU. En fait, il est difficile de contrôler la vapeur prise par la pression interstitielle et la précision des résultats s'en ressent pour les deux premières catégories d'essai. [57].

La résistance au cisaillement telle qu'appliquée au sol, n'est pas une propriété fondamentale du sol de la même manière que, la résistance à la compression est une propriété de béton.

Au contraire, la résistance au cisaillement est liée aux conditions prévalant in situ et peut varier avec le temps. La valeur mesurée en laboratoire est également fonction des conditions imposées lors de l'essai et dans certains cas sur la durée de l'essai.

L'aspect de la résistance au cisaillement traitée ci dessous est :

- La résistance au cisaillement des sols non cohésifs à drainage libre (sables et graviers), qui est pratiquement indépendant du temps [2].

3.1.4.2 Principe de l'essai de la boîte de cisaillement :

L'essai de boîte de cisaillement est la plus simple, la plus ancienne et le mode opératoire le plus simple pour mesurer la résistance au cisaillement «immédiate» ou à court terme des sols en termes de contraintes totales [norme NF P94-071].

En principe, l'essai à la boîte de Casagrande est un essai de cisaillement, dans laquelle une partie du sol est fait pour coulisser le long de l'autre sous l'action d'une force de cisaillement horizontale augmentant de façon constante, alors qu'une charge constante est appliquée perpendiculairement au plan de mouvement relatif.

Ces conditions sont obtenues en plaçant le sol dans une boîte métallique rigide, de plan carré, composé de deux moitiés. La moitié inférieure de la boîte peut coulisser par rapport à la moitié supérieure lorsqu'il est poussé (ou tiré) par une unité d'entraînement à moteur, tandis qu'un étrier supportant un dispositif de suspension de charge fournit la pression normale.

Le principe est représenté sur la figure 3.7.

Au cours du processus de cisaillement le déplacement relatif des deux parties de l'échantillon et la force de cisaillement appliquée sont mesurées, de sorte qu'une courbe de charge / déplacement peut être obtenue. Le mouvement vertical de la surface supérieure de l'échantillon, indiquant des changements de volume, est également mesuré et permet des changements de densité et des vides pendant le cisaillement. L'essai de boîte de cisaillement décrit ci dessous est l'essai standard «rapide».

Pour déterminer paramètres de résistance au cisaillement consolidé drainé, l'échantillon doit être consolidé avant le cisaillement, et ensuite pour assurer de meilleures conditions de drainage durant le processus de cisaillement la vitesse de déplacement doit être assez petite [2].

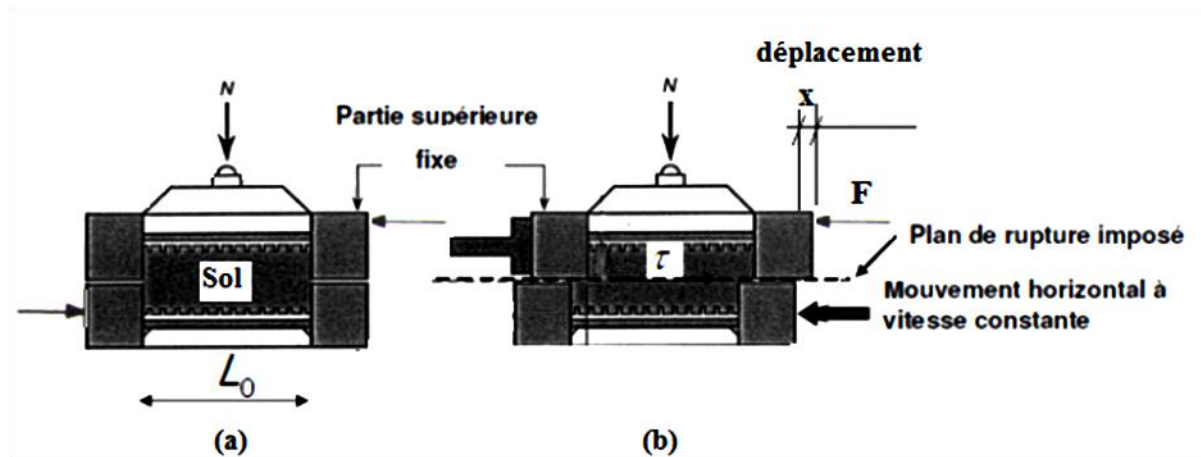


Figure 3.7: Principe de l'essai de cisaillement: (a : Avant le démarrage de l'essai, (b : l'essai durant un déplacement relatif [2].

3.1.4.3 Matériel

a. Boîte de cisaillement

La boîte de cisaillement dans sa forme moderne a été conçue par A. Casagrande à Harvard (Etats-Unis) en 1932, mais ses détails n'ont pas été publiés. En 1936 Gilboy, au MIT, a développé une machine utilisant un moteur d'entraînement à vitesse constante

La plupart des boîtes de cisaillement commercialisées fonctionnent toujours selon le mode de commande de déplacement. Elles offrent aujourd'hui une large gamme de vitesses de déplacement; de quelques millimètres par minute à environ 10 000 fois plus lent.

Les sols possèdent peu ou pas de résistance à la traction et sont généralement analysés en termes de compression et de contraintes de cisaillement. Il est donc commode d'adopter la convention selon laquelle la contrainte de compression est positive et la contrainte de traction négative. Cette convention est l'opposée de celle utilisée dans l'analyse des structures.

b. Contrainte de cisaillement

Les contraintes de cisaillement agissent parallèlement au plan de l'étude, et sont mises en place lorsque les forces appliquées ont tendance à provoquer le glissement des couches successives de glisser l'une sur l'autre. Une contrainte de cisaillement dans un matériau résiste à une déformation angulaire, ainsi qu'à une contrainte normale qui a tendance soit à compresser ou à s'allonger le matériau.

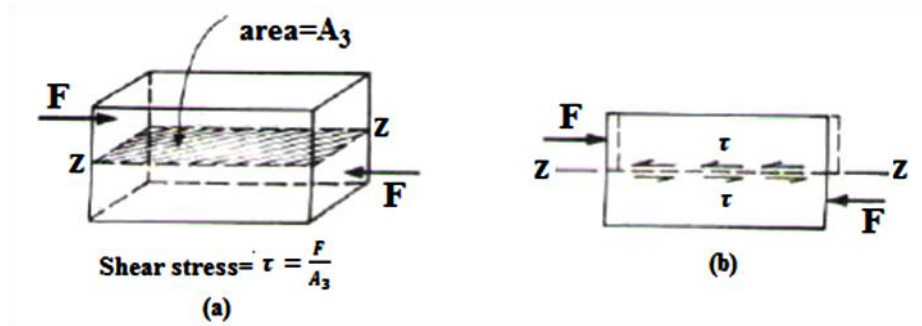


Figure 3.8: Résistance au cisaillement (a : résistance au cisaillement à l'intérieur d'un élément, b) : résistance au cisaillement à la surface [2].

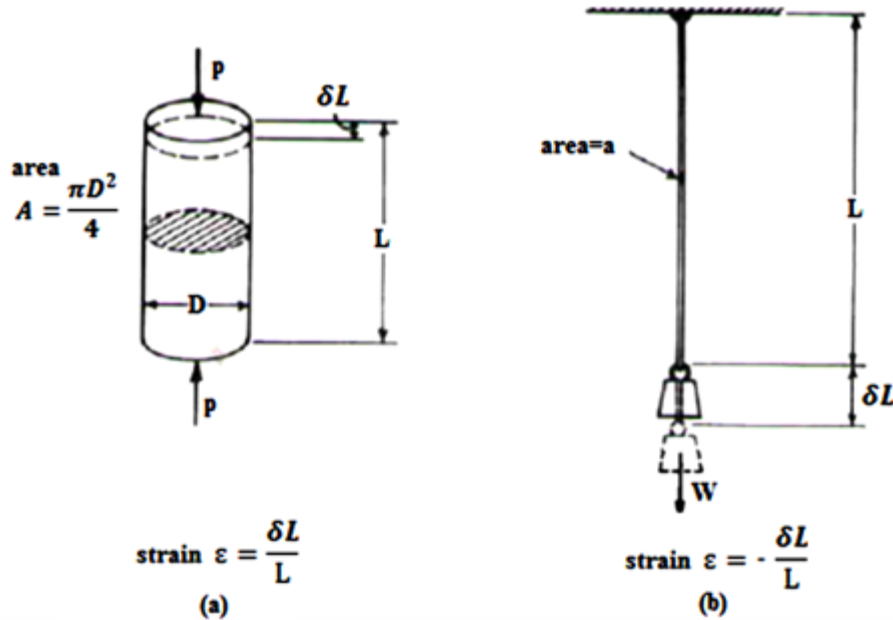


Figure 3.9: Déformation longitudinale (a: compression de l'éprouvette cylindrique d'argile, (b) : extension du câble [2].

Si P/A est positif une diminution de la longueur L du spécimen est observée. La déformation est alors δL , elle est sans dimension [2].

$$\varepsilon = \frac{\delta L}{L} \quad \text{ou} \quad \frac{\delta L}{L} \times 100\% \quad (3.7)$$

De manière similaire la déformation dans le câble soumis à la traction, la déformation est négative [2].

$$\varepsilon = -\frac{\delta L}{L} \quad \text{ou} \quad -\frac{\delta L}{L} \times 100\% \quad (3.8)$$

En résumé l'appareil comprend (Figure.3.10 et 3.11) :

- la boîte de cisaillement dite « boîte de Casagrande » (Figure 3.10) ;
- le bâti de consolidation ;
- le dispositif de cisaillement [57].

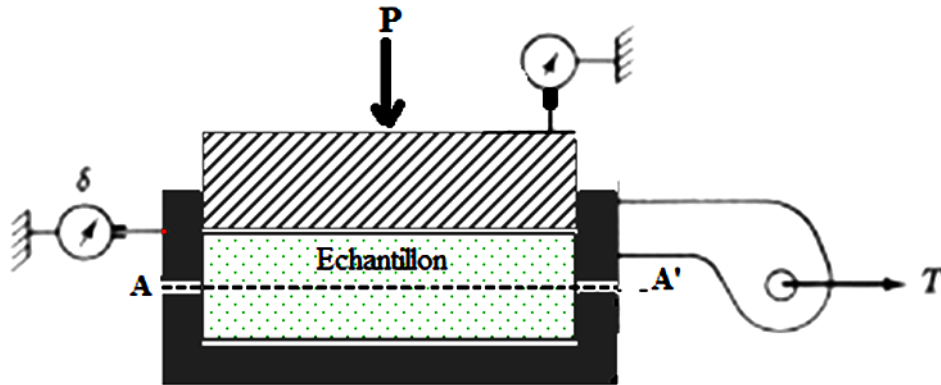


Figure 3.10: Schéma de principe d'une boîte de cisaillement rectiligne [57].

- La boîte proprement dite est constituée :
 - d'une demi-boîte inférieure comportant une pierre poreuse et un circuit d'eau qui permet l'imbibition de l'échantillon ;
 - d'une demi-boîte supérieure dans laquelle on dispose, au-dessus de l'échantillon, une pierre poreuse, puis un piston destiné à transmettre la charge verticale N appliquée à l'échantillon [57].
- le bâti de consolidation sur lequel on dispose la boîte surmontée d'un étrier recevant les poids qui vont fournir la charge N ; la boîte de cisaillement est remplie d'eau afin d'assurer la saturation de l'échantillon.
- le dispositif de cisaillement permet le cisaillement du sol à vitesse constante, il est constitué :
 - d'un anneau dynamométrique,
 - d'un chariot dans lequel on vient placer la boîte de Casagrande ; ce chariot est animé par un moteur d'un mouvement de translation à vitesse constante et réglable [57].



Figure 3.11: Boîte de Casagrande

3.1.4.4 Préparation de l'éprouvette

On taille, dans l'échantillon extrait de l'horizon à étudier, 3 ou 4 cylindres de 4 cm d'épaisseur.

Ces cylindres sont ensuite soigneusement découpés suivant des parallélépipèdes ayant les dimensions de la boîte de Casagrande les débris de la taille servent à la mesure de la teneur en eau avant essai [57].

3.1.4.5 Consolidation des éprouvettes

- *sol pulvérulents*

Le matériau sableux est mis en place dans la boîte, soit sec, soit saturé. Pour ce matériau, la consolidation est acquise quasi instantanément.

- *sols cohérents*

L'échantillon étant placé dans la boîte de cisaillement, on dispose l'étrier de chargement, on règle le comparateur de mesure du tassement de consolidation et on met en place les poids nécessaires au chargement.

Les pressions de consolidation adoptées sont fonctions de type d'essais à réaliser ; en général, pour les essais CD et CU, elles varient de 1 à 4 bars. Pour les essais UU, on calcule le poids théorique des terres qui surmontent l'échantillon *in situ*

La consolidation est supposée acquise quand le tassement de consolidation est terminé ; en général, le temps de consolidation est de l'ordre de 24 heures [57].

3.1.4.6 Processus de cisaillement

La boîte de cisaillement est disposée dans le bâti de cisaillement et la pression de consolidation est nouveau appliquée. On procède alors au cisaillement de l'échantillon à la vitesse de 1.5mm/mn ; on note, à intervalles réguliers, la déformation de l'anneau dynamométrique fait apparaître une diminution de lecture. On extrait alors l'échantillon pour mesurer sa teneur en eau finale et son poids spécifique [57].

3.1.5 Essai de compression simple :

3.1.5.1 Principe de l'essai

Dans cet essai on a une contrainte latérale nulle : $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$, seul le déviateur σ_1 est donc appliqué à l'échantillon.

L'essai peut bien entendu être effectué à l'appareil triaxial mais on utilise en général un appareil plus simple. Il s'agit d'une presse (Figure 3.12) comportant un bâti, un anneau dynamométrique et un plateau à avancement contrôlé. L'essai peut être réalisé qu'avec des sols cohérents puisque l'éprouvette doit « se tenir » sans freinage latéral [57].

L'échantillon est taillé de la même manière que pour un essai triaxial ; il est ensuite disposé sur le bâti, entre les deux embases. On procède en général au cisaillement par déformation contrôlée, à une vitesse suffisante (1.5 à 2 mm/mn) pour qu'aucun drainage ne puisse se produire pendant l'essai [norme NF P 94- 077].

On trace la courbe $\sigma_1 = f(\Delta h/h)$, Δh représentant le raccourcissement de la hauteur initiale h . A partir de cette courbe, la rupture est définie :

- Soit par le maximum de σ_1 si celui- ci apparait ;
- Soit par une valeur de σ_1 correspondant à un certain pourcentage de déformation relative de l'échantillon : 10 à 15 % pour les sols argileux normalement consolidés ; 5 à 10 % pour les marnes.

Cette solution est adoptée lorsqu' il y a déformation plastique sans apparition d'un maximum de σ_1 .

Connaissant : σ_1 et $\sigma_3 = 0$, on peut tracer le cercle de Mohr à la rupture (Figure 3.13)

L'essai de compression simple est donc un essai UU ; si le sol est saturé, on a alors à la rupture :

$$\tau_f = R_c/2 = C_u \quad (3.9)$$

R_c : Résistance à la compression simple.

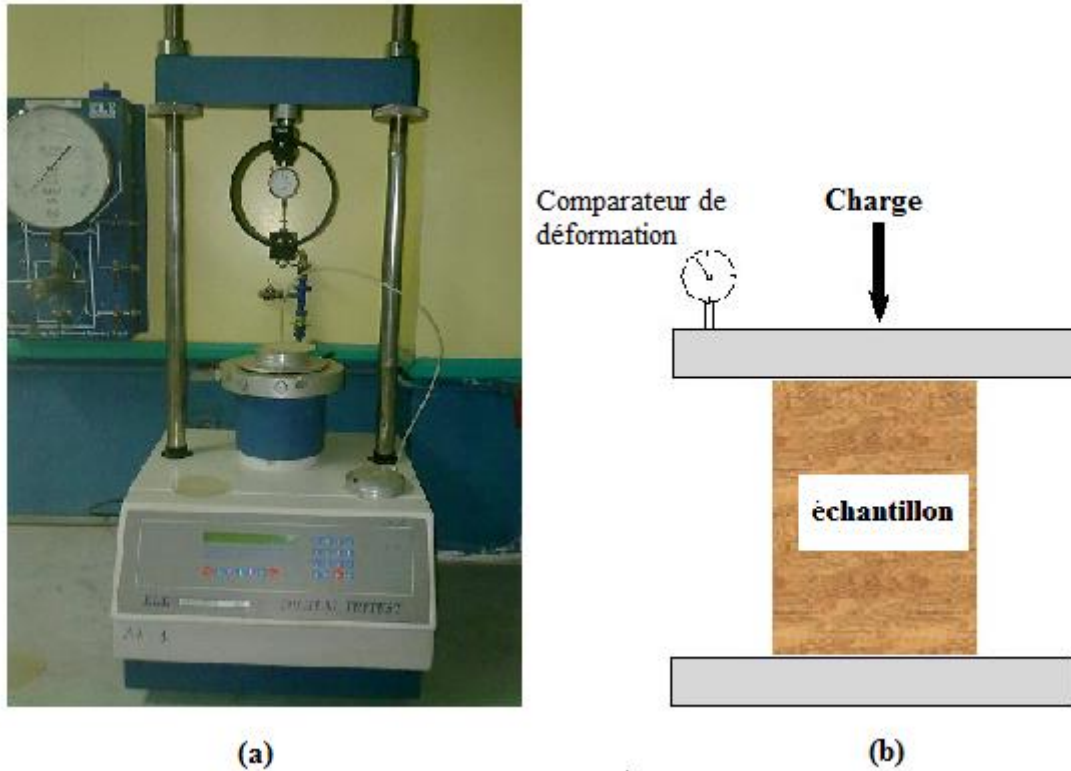


Figure 3.12: Equipages de l'essai de compression simple (a : appareil de compression simple, (b : schéma de chargement)

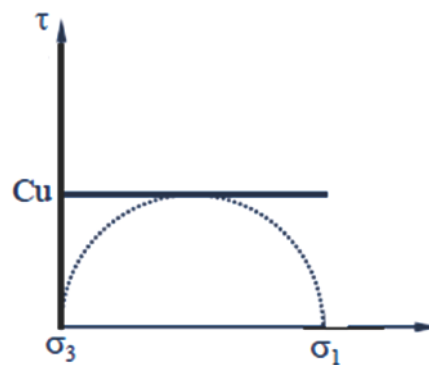


Figure 3.13: Diagramme d'un essai de compression simple

3.1.5.2 Critère de convenance des sols en vue de la stabilisation au ciment :

Les sols susceptibles d'être stabilisés au ciment, répondent généralement aux critères suivants :

a) Granulométrie :

1. Courbe granulométrique étalé et régulière.
2. Passant au tamis de 75 mm = 100%.
3. Passant au tamis de 4.76 mm doit être > 50%.
4. Passant au tamis de 0.420 mm doit être > 15%.
5. Passant au tamis de 74 µm doit être < 50%.
6. Passant au tamis de 2 µm doit être < 30%.

Il est cependant possible de stabiliser les sols dont les passants aux tamis 74 µm et 2 µm sont respectivement compris entre 50 et 75% et entre 30 et 50%. Pourvu que l'on dispose d'engins pulvérisateurs suffisamment efficaces pour réaliser un degré de pulvérisation d'au moins 75%.

b) La préparation des échantillons stabilisés et renforcés

Le taux de ciment à rajouté est déterminé en fonction de la masse de sable sec. Il est défini comme suit:

$$C\% = \frac{M_c}{M_s} (100)\% \quad (3.10)$$

Le taux de la fibre est basé à rajouté est déterminé en fonction de la quantité de fibres utilisée dans chaque échantillon de sol. Il est défini comme suit:

$$F\% = \frac{M_F}{M_s} (100)\% \quad (3.11)$$

Une des principales difficultés rencontrées lors de la préparation des échantillons renforcés de fibres est la méthode utilisée pour mélanger les fibres dans un sol non en plastique comme le sable [60]. Le Sable cimenté est préparé en mélangeant du sable sec et de ciment à une teneur d'eau eau optimale. Le sable cimenté est divisé ensuite en 3 parties et chaque partie est alors mélangée à la main avec une quantité de fibre prédéterminée.

3.2. Matériaux

3.2.1. Les sables

Le sable objet de notre étude existe en très grande quantité dans la région de Skikda à l'est de l'Algérie. En plus de la mise en valeur de ces importantes ressources naturelles qui demeurent à ce jour inexploités, l'exploitation ces vastes gisements (sable de dune) serait d'un apport très important pour l'économie de la région.

Ce sable, d'origine sédimentaire, provenant de la désagrégation de roche est constitué de particules dont les dimensions sont comprises entre 0,1 et 2mm. Néanmoins, ce sol n'ayant pas été lavé continue à avoir de fines particules collées aux grains de sables .

La courbe granulométrique du sable de dune est présentée dans la figure 3.14.

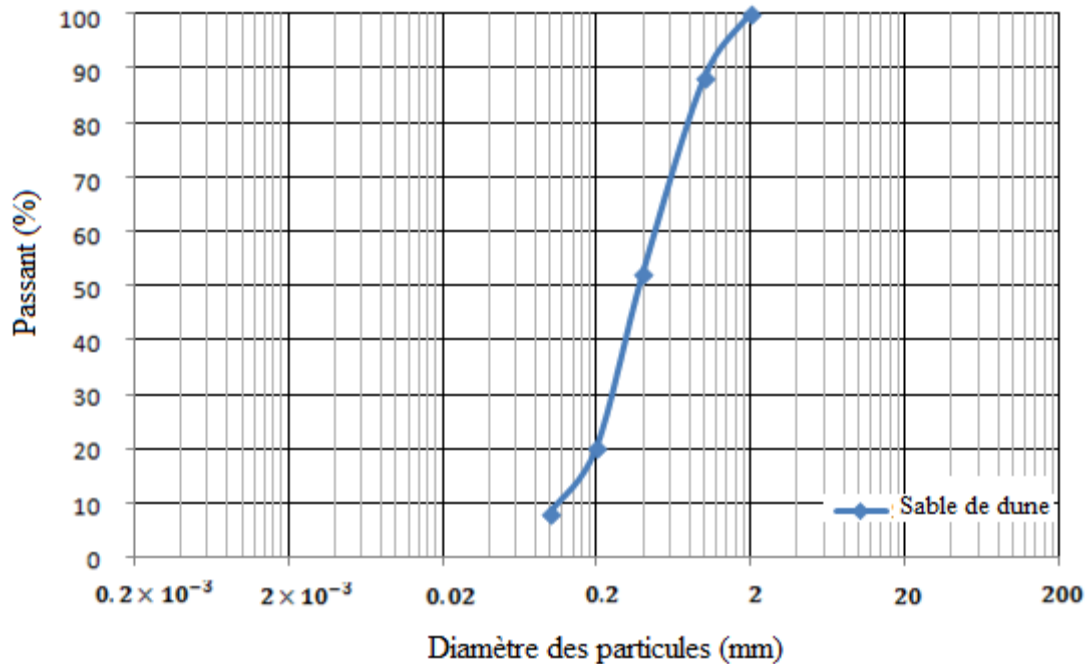


Figure 3.14: courbe granulométrique du sable de dune

- **Classification du sol :**

La classification du sol de dune a été faite selon la classification des matériaux **GTR** décrite dans la norme française [NF P11-300].

D'après la valeur de bleu de méthylène le sol est classé comme un sable peu argileux.

3.2.2. Le ciment

Les caractéristiques du ciment utilisé dans ce travail sont les caractéristiques présentées dans une fiche technique du fabricant.

Le ciment est fabriqué par l'unité de Hadjar Essoud (Algérie) selon la norme de fabrication [NA 442], est un ciment de type CPJ-CEM II/A 42,5 R. Il est commercialisé par l'entreprise E.R.C.E. Le ciment Hadjar Essoud est composé d'environ 80 à 94% de Clinker et d'ajouts variant de 6 à 20% (laitier, pouzzolane, calcaire).

3.2.2.1. Les Caractéristique physiques et mécaniques

Le temps de début de prise mesuré sur pâte pure est 60 minutes, alors que le retrait à 28 jours d'âge sur mortier normal est $1000\mu\text{m/m}$. La limite inférieure de la résistance à la compression à deux jours d'âge est $20,0\text{ N/mm}^2$ alors que la résistance à la compression fait apparaître une valeur moyenne à 28 jours d'âge avoisinant $52,5\text{ N/mm}^2$. La valeur garantie à deux jours est $18,0\text{ N/mm}^2$ et celle à 28 jours est $40,0\text{ N/mm}^2$.

3.2.2.2. Caractéristiques chimiques

- La teneur en sulfates (SO_3) dans le ciment = 4,0%
- La teneur en chlorures (Cl) = 0,1%

3.2.3. Fibre de Sisal

La fibre de sisal utilisé dans cette étude provient du commerce. Elle a été importée d'Espagne. N'ayant pas fait l'objet d'une étude de caractérisation physique et mécanique, les caractéristiques nécessaires à la conduite de cette étude ont été obtenues de la littérature.

3.2.3 Fibre de polypropylène

Les caractéristiques des fibres de polypropylène utilisées dans ce travail sont basées sur la fiche technique mise à la disposition des clients de l'entreprise chargée de la commercialisation des fibres de polypropylène en Algérie.

Les fibres de polypropylène ajoutées au béton et au mortier créent un réseau fibré de haute densité qui:

- Améliorent la cohésion à l'état frais
- Réduisent les fissurations de retrait et le -cracking
- Résistent aux milieux alcalins
- Augmentent les résistances à l'abrasion et aux chocs pouvant atteindre une valeur 100 fois supérieures à celle du témoin.

Les caractéristiques générales des fibres de polypropylène sont présentées dans le tableau 3.2.

Caractéristiques Générales	
Longueur de la fibre	12 mm
Densité	0.9
Point de fusion	150 °c
Module de Young	3kN/mm^2
Allongement à la rupture	50%
Section de la fibre	30 microns

Tableau 3.2: Caractéristiques Générales des fibres de polypropylène.

CHAPITRE 4 : ÉTUDE EXPÉRIMENTALE

Chapitre 4

Étude expérimentale

La cohésion, l'angle de frottement interne, la résistance au cisaillement ainsi que le module d'élasticité sont des paramètres de résistances. Ces facteurs sont souvent exprimés en fonction des déformations permettent une meilleure compréhension du comportement d'un matériau sous sollicitations extérieures.

4.1 Stabilisation au ciment

4.1.1 Caractérisation physique

En vue de déterminer le taux de ciment optimal correspondant à la masse volumique sèche maximale du sable de dune, des essais de compactage ont été réalisés à différentes teneurs en ciment (T_c) aux conditions de teneur en eau optimale (optimum Proctor de 8.8 %).

La courbe de la Figure 4.1 présente les résultats des essais de compactage. (Proctor normal) à teneur en eau constante.

Coefficient de performance (C_p) est défini comme étant la variation de la masse volumique rapportée au taux de ciment rajouté.

On observera que les taux d'ajout de ciment utilisés donnent un C_p de 0.005, 0.01 et 0.008 correspondant respectivement à T_c de 2, 4 et 6% .

Il ressort de cela que (T_c) optimal est 4%.

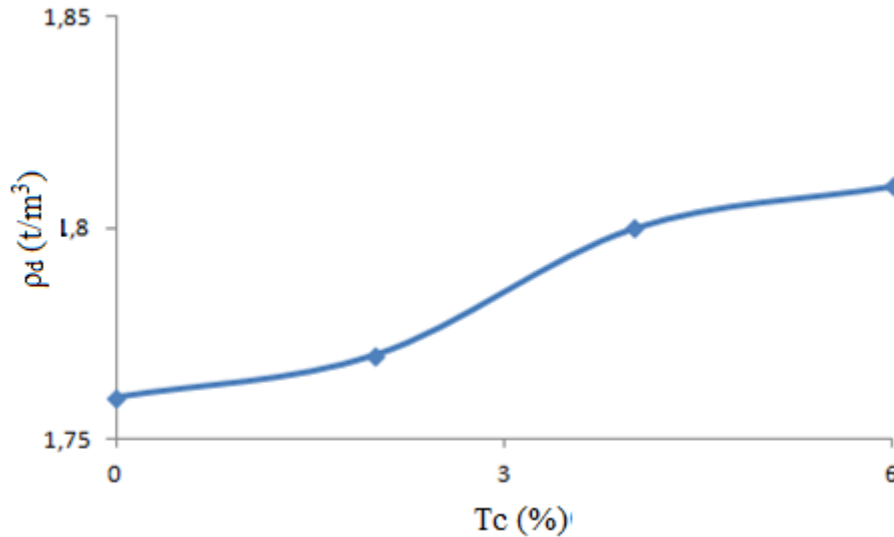


Figure 4.1: Courbe ρ -Tc (conditions optimales) du sable de dune.

Pour des besoins de comparaison un autre sable de la région de Skikda appelé sable de Skikda à été étudié. ce dernier dont l'analyse granulométrique montre une granulométrie serrée et dont le VB est 0.2 est classé selon le GTR comme sablo-limoneux c'est donc un sable peu argileux.

En vue de déterminer Tc correspondant à la masse volumique sèche maximale du sable de Skikda, des essais de compactage (Figure 4.2) ont été réalisés à différentes Tc aux conditions optimales. La valeur optimale de Tc retenue est également 4% car le gain en masse volumique est très minime comparé au masse importante de ciment rajoutées.

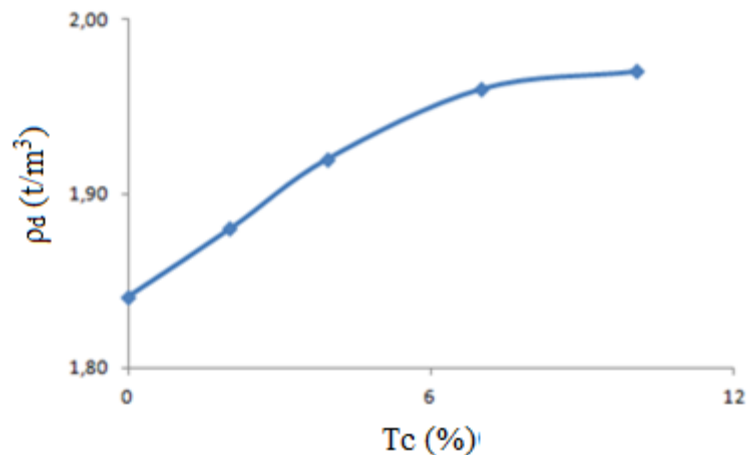


Figure 4.2: Courbe ρ -Tc (conditions optimales) du sable de Skikda.

4.1.2 Caractérisation mécanique du sol stabilisé

Des essais à la boîte de cisaillement directe ont été réalisés dans les conditions optimale (W_{opt} 8.8 %) et à T_c de 0, 2% et 4% de ciment. Les résultats de ces essais sont montrés aux Figures 4.3 et 4.4 et représentent respectivement l'influence de T_c sur la cohésion et sur l'angle de frottement interne du sable de dune.

Bien que le T_c retenu soit de 4%, comme déterminé précédemment, les T_c 0 et 2 % sont également étudiés et ce pour des raisons de comparaison. L'échantillon dont le T_c est zéro est retenu comme échantillon de référence.

Pour une meilleure appréciation des résultats obtenus expérimentalement un *coefficient de performance* (C_p) est introduit.

Les coefficient C_p , figure 4.3, exprimant l'effet de variation de la cohésion en fonction rapporté à T_c de 0,2 et 4% sont -0.05 et -0.045 respectivement, expriment une diminution de la cohésion de ce sol dont la cohésion initiale est déjà très faible.

Dans ce cas, l'effet de T_c sur l'angle de frottement interne, Figure 4.4, exprimé en terme de coefficient d'influence est défini comme étant la variation de l'angle de frottement interne rapporté à T_c sont 1.35 et 1.5 correspondent à $T_c = 2$ et 4% respectivement. Ce qui met en évidence une augmentation de l'angle de frottement interne du sable de dune.

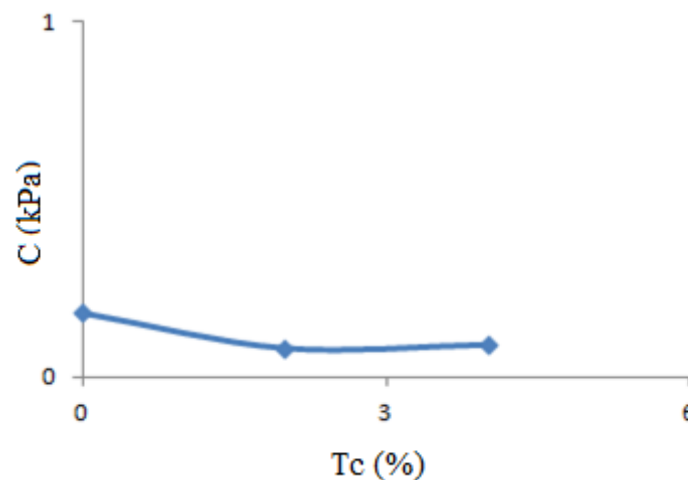


Figure 4.3: Courbe C - T_c du sable de dune.

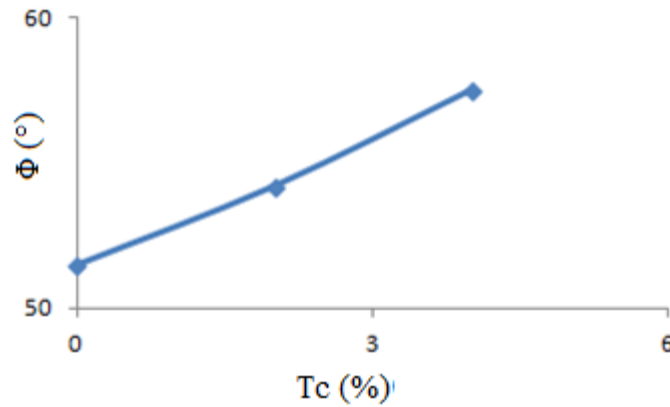


Figure 4.4: Φ - T_c du sable de dune.

Dans le cas du sable de Skikda, le coefficient C_p , Figure 4.5, exprimant l'effet de variation de la cohésion en fonction rapporté à T_c est directement proportionnel à T_c jusqu'à égale à 5%. Au-delà de T_c de 5% C_p est presque constant avant d'augmenter très sensiblement avec les grandes valeurs de T_c . Ce comportement quelque peu aléatoire est probablement dû au mode de préparations des éprouvettes de sable de Skikda qui sont supposés être préparés aux conditions optimales de compactages. Néanmoins dans ce cas, cette condition n'ayant pas pu être appliquée puisque des teneurs en eau très différentes les unes des autres ont été mesurées. Cette situation est probablement due aux conditions de laboratoire.

Le coefficient C_p , qui dans ce cas exprime l'effet de T_c sur l'angle de frottement interne, Figure 4.6, est défini est clairement directement proportionnel à T_c . Ce qui met en évidence une augmentation de l'angle de frottement interne du sable de dune. Mais au-delà de T_c de 4% , le coefficient C_p démontre une nette diminution.

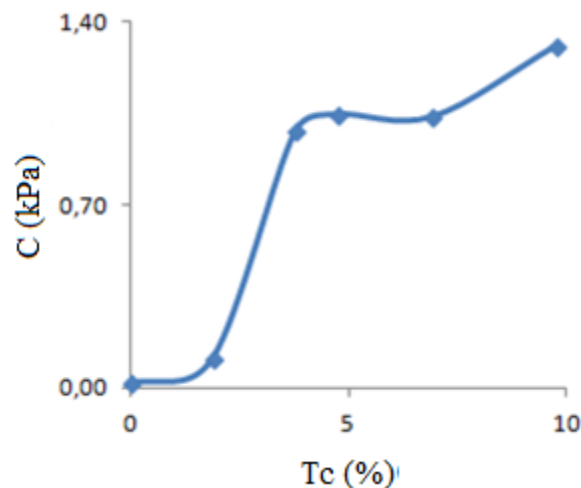


Figure 4.5: courbe C - T_c sable de Skikda.

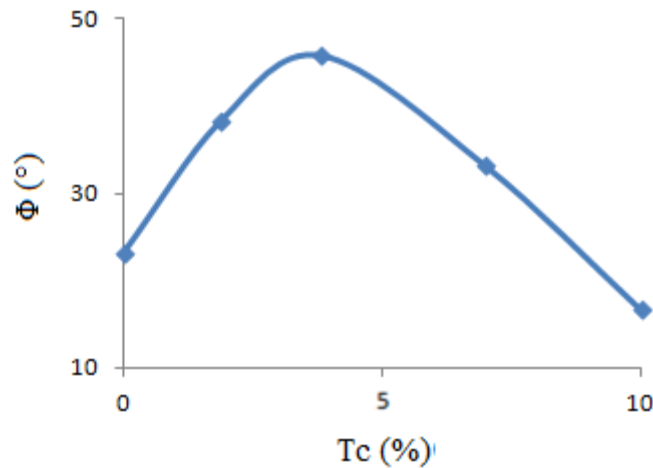


Figure 4.6: Courbe Φ - T_c du sable de Skikda.

Pour déterminer la résistance du sable de dune, des essais de compression non confiné sont réalisés sur des éprouvettes de 7 et 28 jours d'âge. Les éprouvettes sont préparées à (W_{pot}) et T_c optimal de 4%.

Les résultats de essais présentés sur la Figure 4.7 montrent, les courbes de contrainte déformation à 7 et 28 jours d'âge d'éprouvettes stabilisés à T_c optimal

On distingue aisément des comportements très différenciés dans le domaine de petites et moyennes déformations.

Dans le domaine des petites déformations ($\epsilon < 0.8\%$) l'effet d'âge ou du temps de cure sur la résistance est faible. On constate que les deux éprouvettes ont un comportement quasi similaire.

Dans le domaine de grandes déformations ($\epsilon > 0.8\%$), on constate une nette divergence des deux courbes donnant des modules d'élasticité nettement différents.

On constate que l'augmentation du temps de cure (passant de 7 à 28 jours) a pour effet une augmentation de 45% du module d'élasticité.

Les courbes de variation "contraintes / déformations" ne présentent pas une allure (comportement) permettant de définir clairement un critère de rupture.

Lorsque ce genre de comportement est observé, il est d'usage courant, en mécanique des sols de définir un critère de rupture arbitraire.

Ce critère de rupture peut être, soit un taux de déformation, une résistance au cisaillement ou une résistance à la compression non confinée arbitraire. Dans notre cas, nous avons retenu le taux de déformation de 1.7% comme critère de rupture.

D'où, la résistance à la compression non confinée à la rupture à 28 jours est de 50% supérieure à la résistance à la compression non confinée à la rupture à 7 jours.

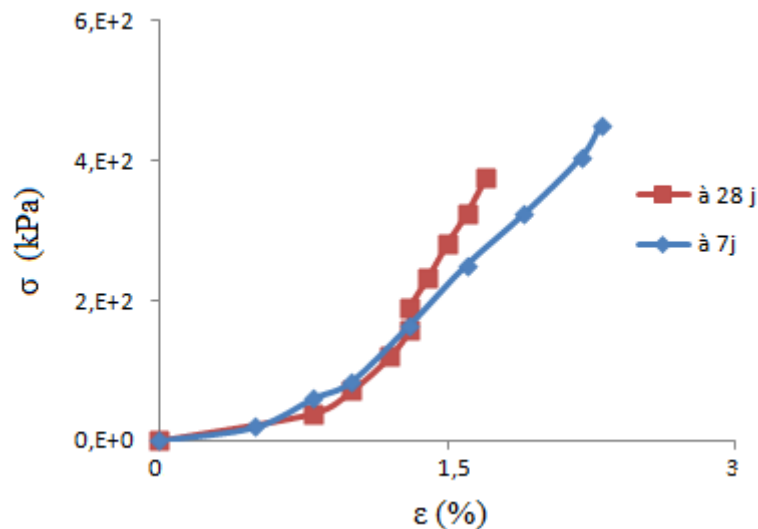


Figure 4.7: Courbes (σ - ε) à Tc de 4% du sable de dune.

Pour des raisons de comparaison, et seulement de comparaison, des essais de compression non confinée sont réalisés sur des éprouvettes à 7 et 28 jours d'âge préparés aux conditions optimales et Tc de 7%.

Les Figures 4.8 et 4.9 présentent les courbes de contraintes/ déformations à 7 et 28 jours à Tc de 7% de ciment. On distingue aisément des comportements très divergents.

Dans ce cas, l'effet d'âge ou du temps de cure est nettement plus important que dans le cas d'éprouvette à Tc de 4%.

Dans le domaine de petites déformations ($\varepsilon < 0.8\%$), le module d'élasticité à 28 jours est de 42.9 fois supérieur au module d'élasticité à 7 jours.

Dans le domaine de grandes déformations ($\varepsilon > 0.8\%$), on constate également une nette augmentation du module d'élasticité.

Le module d'élasticité à 28 jours est d'environ 32 fois supérieur au module d'élasticité à 7 jours.

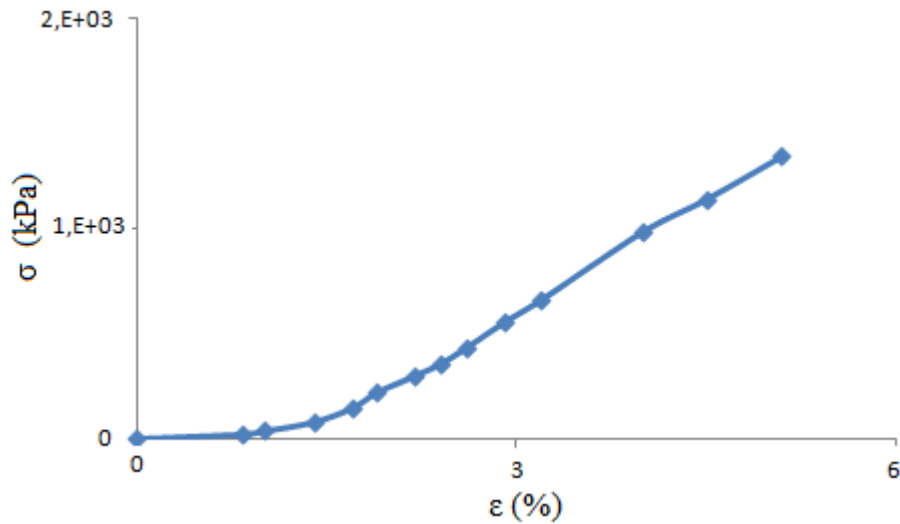


Figure 4.8: Courbe $(\sigma-\epsilon)$ à 7 jours et T_c de 7% du sable de dune.

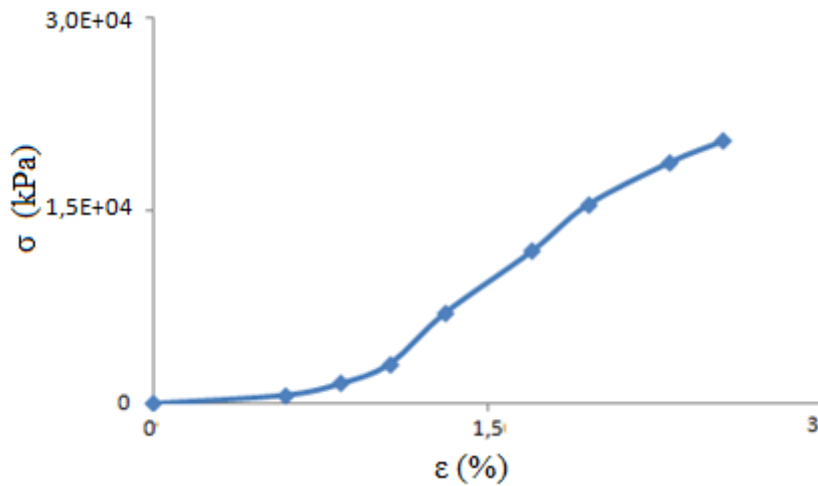


Figure 4.9: Courbe $(\sigma-\epsilon)$ à 28 jours et T_c de 7% du sable de dune.

Les courbes de variation des contraintes (résistance à la compression) en fonction des déformations, Figure 4.10, se rapportant aux éprouvettes avec $T_c = 7\%$ à 7 et 28 jours d'âge ont des comportements très différenciés.

Alors qu'à 7 jours d'âge, l'échantillon conserve une certaine élasticité, lui permettant de se déformer sans se rompre brusquement, l'échantillon de 28 jours d'âge exhibe de grandes résistances à la compression à de très faibles déformations. On constate donc un sensible changement de comportement du sol. Le sol perd de son peu d'élasticité qu'il possédait à l'origine et semble devenir très cassant.

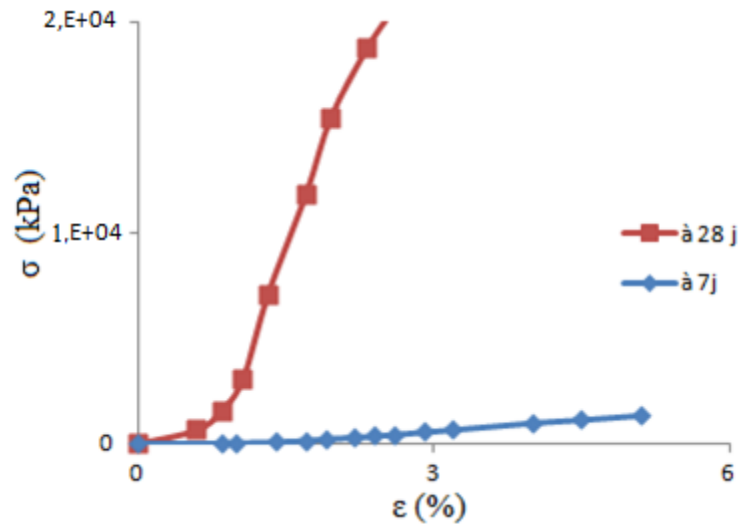


Figure 4.10: Courbes (σ - ϵ) à 7 et 28 et T_c de 7% du sable de dune.

Concernant le sable de Skikda, la courbe de la Figure 4.11, représente les déformations à la rupture d'essais à la compression non confinée d'échantillons de 7 jours d'âge et à différents T_c .

On remarque, qu'à une valeur de $T_c \leq 7\%$, les déformations demeurent très faibles, ce qui au demeurant démontre que le sol ne rompt pas de façon brusque (déformations acceptables et le sol demeure utilisable).

On remarque qu'au-delà de T_c de 7%, les déformations sont beaucoup plus importantes et risquent, dans certains cas, de rendre le sol inutilisable (cas de déformation peu ou très préjudiciable).

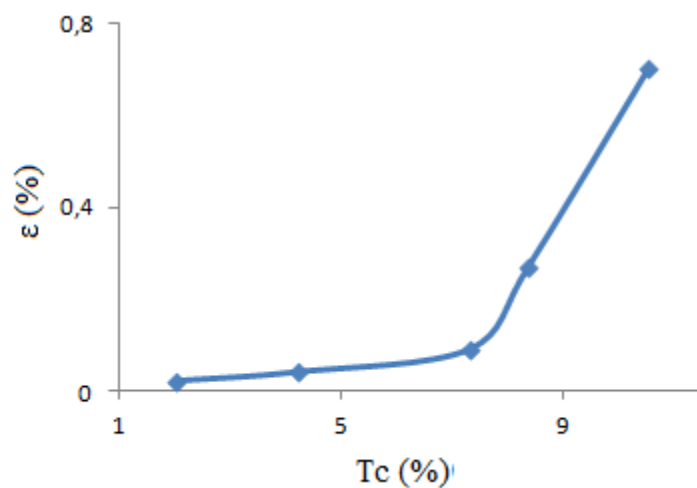


Figure 4.11: Courbe ϵ - T_c à la rupture du sable de Skikda.

Alors qu'à des $T_c \leq 5\%$ les échantillons de sable de Skikda de 7 jours d'âge (Figure 5.12) possèdent une résistance à la compression non confiné (R_c) presque constante et une certaine élasticité lui permettant de se déformer sans se rompre brusquement.

Les échantillons, avec un $T_c > 5\%$ et à de très faibles déformations, exhibent de grandes résistances à la compression non confiné. On constate donc un sensible changement de comportement du sol.

Le sol perd de son peu d'élasticité qu'il possédait à l'origine (Figure 4.11) et semble devenir très cassant.

Au-delà de T_c de 5%, on observe un important gain en résistance à la compression non confinée.

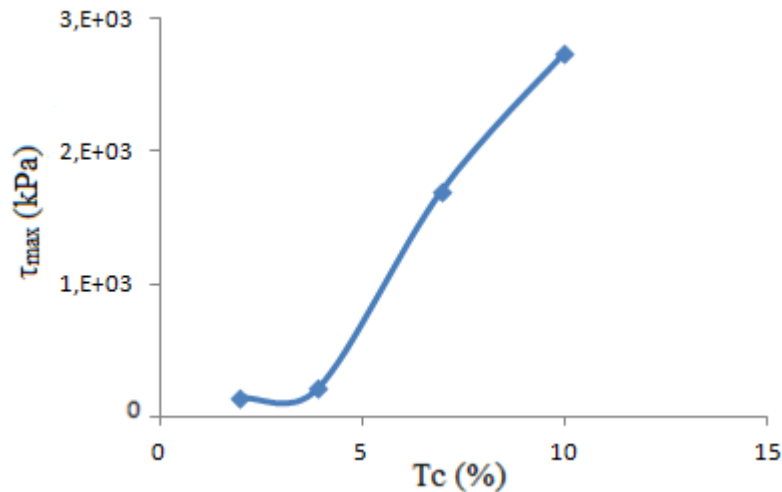


Figure 4.12: Courbe R_c - T_c à la rupture du sable de Skikda.

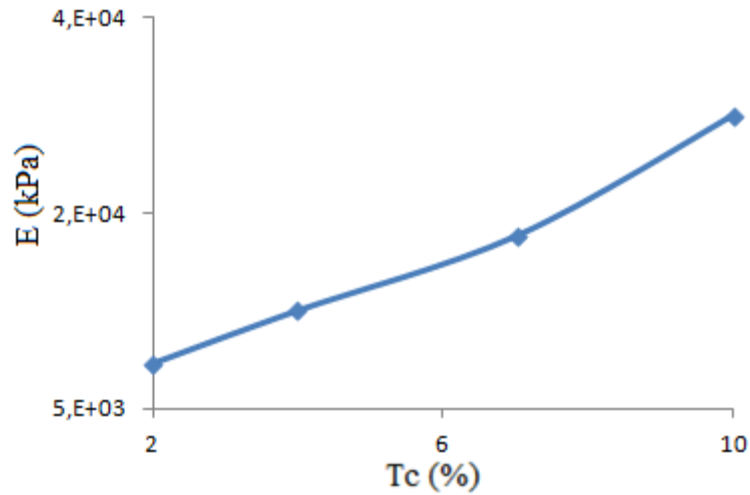


Figure 4.13: Courbe E- Tc à 7 jours d'âge du sable de Skikda.

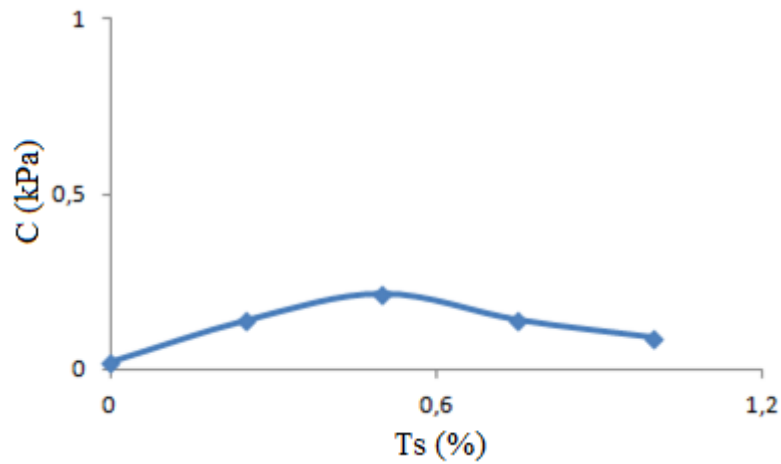
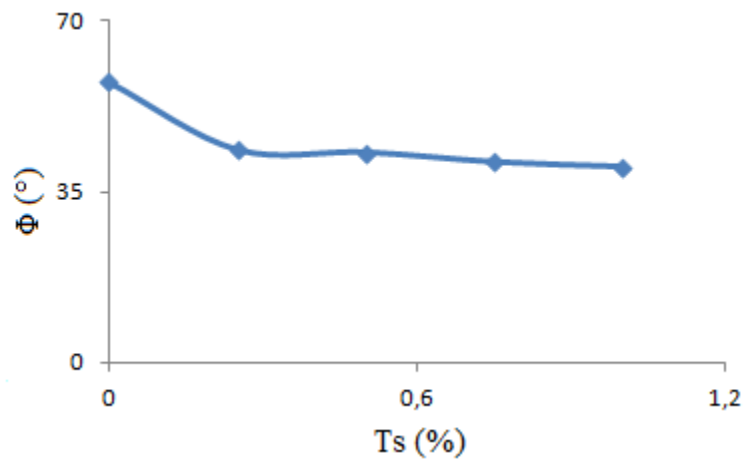
4.2 Caractérisation mécanique du sol renforcé par fibre de sisal

Des essais à la boîte de cisaillement directe sont réalisés sur des éprouvettes de sable de dune préparés aux conditions optimales de compactage et à Tc de 4%. Les taux de fibre de sisal (Ts) rajoutés varient de 0% à 1 %, avec un pas de 0.25. La longueur des fibres (Ls) utilisée est constante (1.5cm).

Les Figures 4.14 et 4.15 montrent, respectivement, les courbes d'évolution de la cohésion et de l'angle de frottement interne en fonction de Ts.

Bien qu'étant, déjà, très faible l'ajout de fibres engendre une très faible augmentation de la cohésion. Cette augmentation est proportionnelle à l'augmentation de Ts.

Pour un ajout de 0.5% de fibre on observe une diminution de 25.2% de l'angle de frottement interne. Il est également évident que Ts égale à 0.5% est le taux optimal donnant des valeurs maximales de la cohésion et de l'angle de frottement interne.

Figure 4.14: Courbe $C - T_s$ du sable de duneFigure 4.15: Courbe $\Phi - T_s$ du sable de dune

Pour déterminer la valeur optimale L_s à utiliser, des essais de cisaillement à la boîte directe sont réalisés sur des éprouvettes de sable de dune préparés aux conditions optimale. Les éprouvettes de sol sont stabilisées à 4 % de ciment et renforcées à T_s de 0.5%.

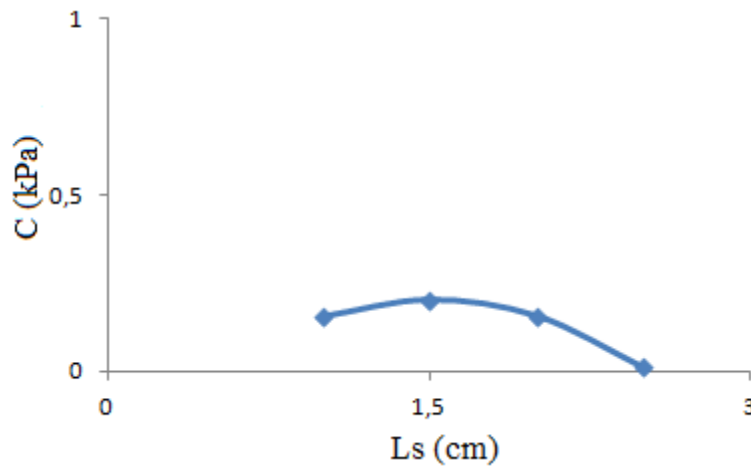
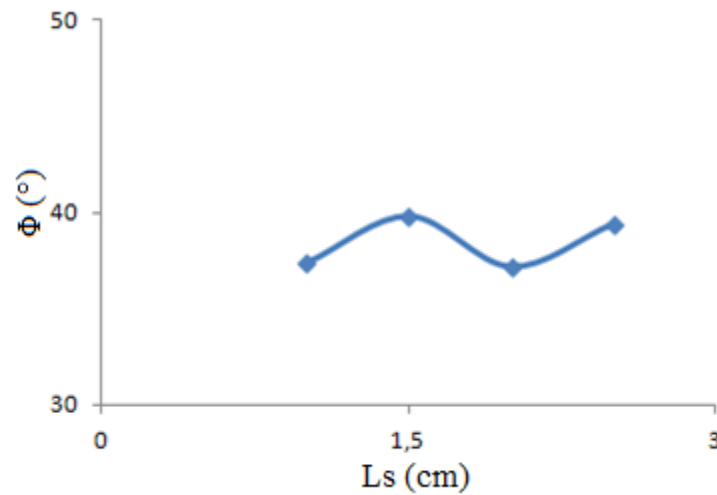
La longueur de fibres utilisées varie de 1 à 2,5 cm, avec un pas de 0.5.

Les résultats de ces essais sont rapportés aux Figures 4.16 et 4.17. Ces courbes montrent, respectivement, l'évolution de la cohésion et de l'angle de frottement interne en fonction de (L_s).

On constate une variation quasi parabolique de la faible cohésion en fonction de L_s

L'angle de frottement interne augmente en fonction de L_s .

La valeur maximale de l'angle de frottement interne est obtenue pour L_s de 1.5cm.

Figure 4.16: Courbe $C - L_s$ du sable de duneFigure 4.17: Courbe $\Phi - L_s$ du sable de dune

4.3 Caractérisation mécanique du sol renforcé par des fibres de polypropylène

Des essais à la boîte de cisaillement directe ont également été réalisés sur des éprouvettes de sable de dune préparées aux conditions optimales et stabilisées à T_c de 4 % et renforcées à différents taux de fibre de polypropylène (T_p) variant de 0.25 à 1% avec un pas de 0.5.

La longueur des fibres de polypropylène (L_p) utilisée est 1.5 cm.

L'évolution de la cohésion et de l'angle de frottement interne en fonction T_p sont respectivement présentées aux Figure 4.18 et 4.19.

Le renforcement du sable de dune par des fibres de polypropylène a engendré une très faible augmentation de la cohésion ainsi qu'une augmentation de 3.6% de l'angle de frottement interne.

On peut donc conclure que dans le cas de renforcement au polypropylène le gain en termes de cohésion et d'angle de frottement interne reste très faible. Néanmoins, cette faible performance pourrait être soit confirmée ou infirmée par des essais de compression non confiné.

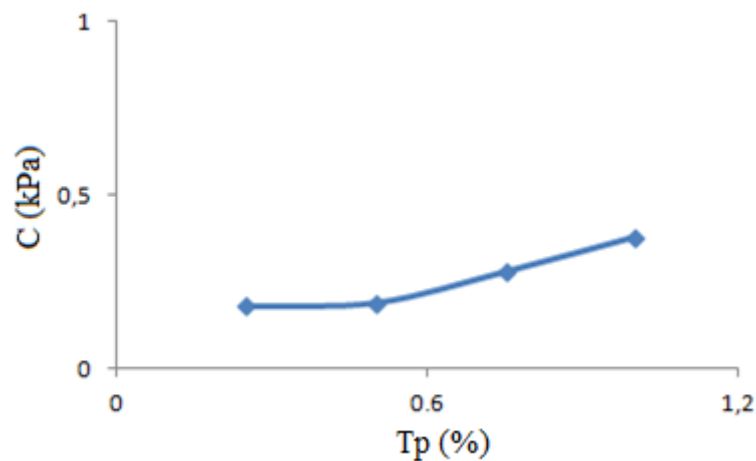


Figure 4.18: Courbe C- Tp du sable de dune

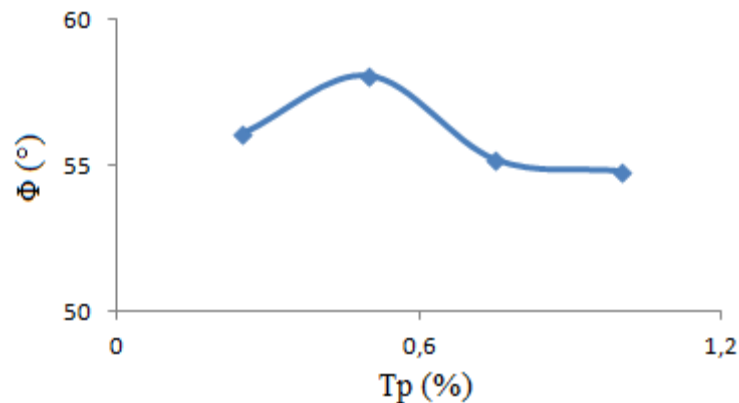


Figure 4.19: Courbe Φ- Tp sable de dune

CHAPITRE 5 : ÉTUDE NUMÉRIQUE

Chapitre 5

Étude numérique

Le code de calcul Plaxis permet de simuler le comportement des remblais de routes constitués de sable stabilisé chimiquement. Ce code de calcul permet également la simulation du comportement d'une excavation pour un tunnel et renforcé par des parois moulées.

5.1 Remblai :

La construction d'un remblai sur sol mou avec un niveau des eaux souterraines élevé conduit à une augmentation de la pression dans les pores. Par conséquent suite à ce comportement non drainé, la contrainte effective reste faible et afin de réaliser un remblai avec un bon coefficient de sécurité, des périodes de consolidation intermédiaires seront prises en considération.

Lors de la consolidation les surpressions interstitielles se dissipent afin que le sol puisse développer une résistance au cisaillement suffisante et nécessaire à la poursuite du processus de réalisation de l'ouvrage.

Dans ce travail, la réalisation d'un remblai de route sera étudiée. Le mécanisme décrit ci-dessus est analysée en détail. Dans cette analyse de trois options de calcul sont introduites, à savoir une analyse de consolidation, une analyse en maillage actualisé et le calcul d'un facteur de sécurité au moyen de la méthode « phi-c réduction ».

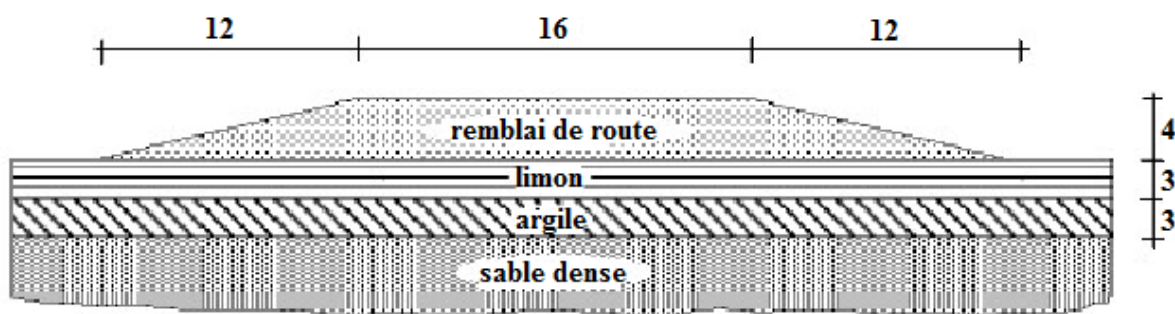


Figure 5.1: Coupe transversale du remblai de route

Le remblai a une largeur de 16,0 m et 4,0 m de hauteur. Les versants ont une pente de 1/ 3. Sachant que le problème est symétrique, seule la moitié est modélisée (dans ce cas la moitié droite est choisie). Le remblai de route se compose de sable de dune. Le sous-sol se compose de 6,0 m de sol mou.

La partie supérieure de 3,0 m de cette couche de sol mou est modélisée comme une couche de limon superposant une couche d'argile de 3.0 m. Le niveau de la nappe phréatique coïncide avec la surface supérieure (naturelle) du sol. La couche de sable dense n'est pas incluse dans le modèle.

Géométrie du modèle :

Le remblai représenté sur la figure 5.1 peut être analysé avec un modèle de déformation plane. Dans ce cas, éléments à 15 nœuds sont utilisés. Les unités standard de longueurs, de force et de temps sont utilisés (m, kN et jour). Une largeur totale de 40 m est prise en compte dans le modèle géométrique à partir du centre de remblai. Les déformations de la couche profonde de sable (Figure 5.1) sont supposés nulles.

Par conséquent, cette couche n'est pas prise en compte dans le modèle et une base fixe est utilisée à la place. Les fixités standard sont utilisées pour définir les conditions aux limites. La géométrie du modèle est donnée par la figure 5.2.

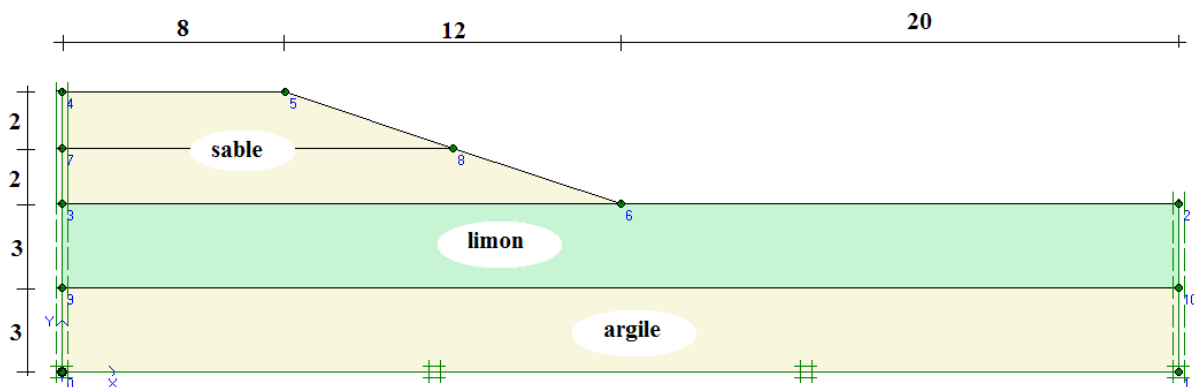


Figure 5.2: Géométrie du model du remblai de route

Paramètres	Symbole	Argile	Limon	Sable+0 %C	Sable+4 %C	Unité
Modèle	Modèle	M.C	M.C	M.C	M.C	
	Type	Non Drainé	Non Drainé	Drainé	Drainé	
Poids volumique au dessous de la nappe phréatique	γ_{sat}	15	8	18.74	19.14	kN/m ³
Poids volumique au dessus de la nappe phréatique	γ_{unsat}	18	11	17.27	17.66	kN/m ³
Cohésion	C	2.0	5.0	0.09	0.18	kN/m ²
Angle de frottement interne	ϕ	24	20	57.502	51.50	kN/m ²
Angle de dilatance	Ψ	00	00	27.50	0.0	kN/m ²
Module de Young	E_{ref}	1000	350	40102.96	0.1	kN/m ²
Coefficient de poisson	ν_{ur}	0.33	0.35	0.30	0.30	kN/m ²
Perméabilité horizontale	k_x	1.10^{-4}	2.10^{-3}	1.000	1.000	m/jour
Perméabilité verticale	k_y	1.10^{-4}	2.10^{-3}	1.000	1.000	m/jour

Tableau 5.1: Propriétés du remblai en sable de dune et des sols mous.

5.1.1.1 Remblai non stabilisé

a. Condition aux limites

Le coté gauche est un axe de symétrie (figure 5.2). Les déplacements normaux aux extrémités verticales ne sont pas tolérés ($u_x=0$), alors que les déplacements tangentiels sont libres pour permettre un déplacement facile et libre des extrémités restantes.

b. Génération du maillage

Le modèle de référence est réalisé à l'aide d'éléments à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de 152 et celui des nœuds est de 1317. Les dimensions du maillage sont données par la figure 5.3.

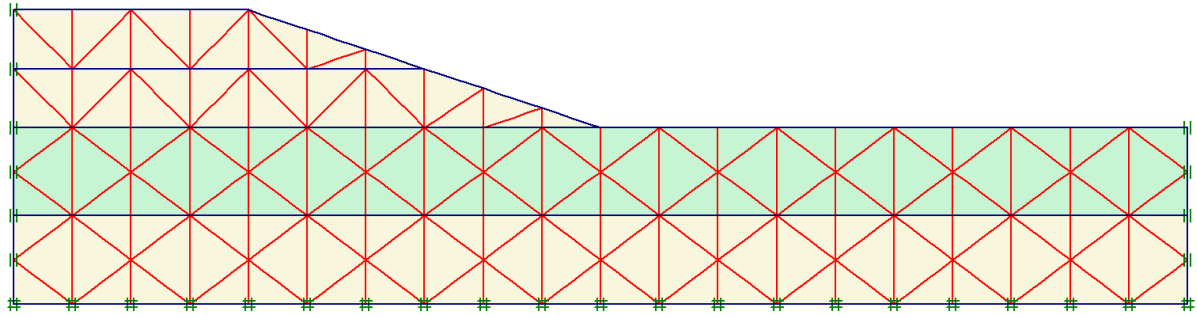


Figure 5.3: Schéma du maillage de la géométrie

c. Conditions initiales

Dans les conditions initiales le poids de l'eau est fixée à $10 \text{ kN} / \text{m}^3$. Les pressions d'eau sont totalement hydrostatiques et basées sur un niveau de nappe phréatique aux points $(0,0; 6,0)$ et $(6,0 ; 40,0)$.

En plus du niveau de la nappe phréatique, les conditions aux limites doivent être prises en considération dans l'analyse du phénomène de consolidation qui sera effectué au cours du processus de calcul.

Toutes les extrémités drainent afin que l'eau puisse circuler librement au travers de toutes les extrémités et les surpressions interstitielles se dissiperont dans toutes les directions.

Cependant, dans le cas étudié, l'extrémité verticale gauche doit être fermée car elle représente une ligne de symétrie, de sorte à empêcher tout écoulement (drainage) horizontal.

L'extrémité verticale droite doit également être fermée car il n'y a pas de sortie libre à cette extrémité. Le fond est ouvert car sous les couches de sol souples les surpressions interstitielles peuvent circuler librement dans la couche de sable profond et perméable (qui n'est pas inclus dans le modèle). L'extrémité supérieure est évidemment ouverte.

d. Conditions hydrauliques

La nappe phréatique est placée à 2m de profondeur par rapport à la surface supérieure du sol (Figure 5.4).

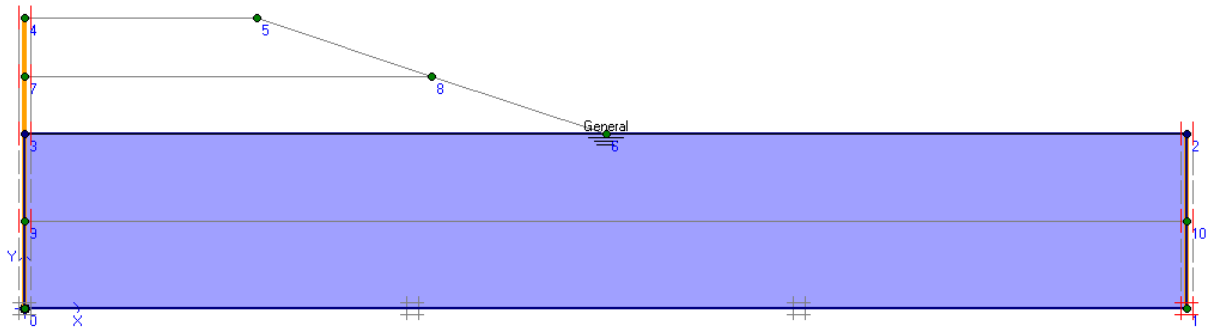


Figure 5.4: Conditions hydrauliques

e. Contraintes initiales

Les contraintes ont été initialisées en utilisant le coefficient des terres au repos K_0 (formule de Jaky) [59] sous le poids propre du matériau :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (5.1)$$

f. Etapes de Calcul :

La construction du remblai se compose de deux phases, de cinq jours chacune. Après la première phase de construction, une période de consolidation de 200 jours est introduite afin de permettre aux surpressions interstitielles de dissiper. Après la deuxième phase de construction une autre période de consolidation est introduite permettant ainsi la détermination des tassements finaux.

L'étude de la consolidation introduit la dimension " temps" dans les calculs. Une bonne analyse de consolidation doit introduire "un pas de temps" approprié.

L'option de consolidation de PLAXIS permet par une procédure entièrement automatique "procédure par palier" de prendre en compte l'étape palier de temps critique.

La procédure "procédure par palier" automatique permet trois possibilités principales:

Soit consolider pendant une durée prédéfinie, y compris les effets des changements sur la géométrie active "Staged construction",

- de consolider jusqu'à ce que toutes les surpressions interstitielles dans la géométrie sont réduites à une valeur minimale prédéfinie (pression minimale des pores)
- de consolider pour un nombre donné d'étapes, en utilisant des multiplicateurs pour augmenter les systèmes de charge dans le temps,
- appliquer une vitesse de chargement (multiplicateur incrémental).

Les deux premières possibilités seront utilisées dans cette étude.

Les phases de calcul présentées à la figure 5.5 sont définies comme suit:

1. La première phase de calcul est une analyse de consolidation au moyen du procédé de construction par étapes (Staged construction).
2. La deuxième phase est également une analyse de consolidation au moyen du procédé de construction par étapes. Etant donné que seule une analyse de consolidation en temps ultime est nécessaire, cette fois ci, aucune modification de la géométrie, ne sera effectuée
3. La troisième phase est une fois de plus une analyse de consolidation, au moyen du procédé de construction par étapes.
4. La quatrième phase est une analyse de consolidation à une pression interstitielle minimale.

Dans ce cas on considérera une pression minimale la valeur de $1 \text{ kN} / \text{m}^2$ (par défaut).

Lorsque M_{stage} est inférieur à 1.0, le programme donne message d'avertissement (Figure 5.5).

La raison la plus probable ayant été derrière l'interruption d'une étape de construction serait le développement d'un mécanisme de rupture

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	First
✓ <Phase 1>	1	0	Consolidation analysis	Staged construction	5,00 ...	1	1
✓ <Phase 2>	2	1	Consolidation analysis	Staged construction	200,...	2	12
✗ <Phase 3>	3	2	Consolidation analysis	Staged construction	5,00 ...	3	21
✗ <Phase 4>	4	3	Consolidation analysis	Minimum pore pressure	631,...	3	271
✓ <Phase 5>	5	1	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	1	521
✓ <Phase 6>	6	3	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	3	621
✓ <Phase 7>	7	4	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	3	721

Figure 5.5: Etapes de calcul

g. Coefficient de sécurité

Lors de la conception d'un remblai il est impératif de prendre en considération non seulement la stabilité finale, mais aussi la stabilité au cours de la phase de réalisation de l'ouvrage.

Il est clair à partir des résultats obtenus (fenêtre ci-dessus) qu'un mécanisme de défaillance commence à se développer après la seconde phase de construction.

Une étude des calculs "en fin de la seconde étape de construction" permet d'observer un début de mécanisme de rupture.

Il est intéressant d'évaluer un coefficient de sécurité global à ce stade du problème, et également pour d'autres étapes de la construction.

En génie civil, le coefficient de sécurité est habituellement défini comme le rapport de la charge de rupture et la charge de travail. Cependant, pour les structures en sol comme le remblai, cette définition n'est pas toujours utile.

Pour les remblais, par exemple, la charge est principalement due au poids du sol et une augmentation du poids du sol ne conduit pas nécessairement à l'effondrement. En effet, une pente du sol frottant ne rompra nécessairement pas lors d'un essai de chargement (cas d'essais de centrifugeuse).

Une définition plus appropriée du facteur de sécurité est donc:

$$\text{Coefficient de sécurité} = \frac{S_{\text{résistance au cisaillement}}}{S_{\text{résistance au cisaillement à l'état d'équilibre}}}$$

Avec : S = résistance au cisaillement.

En mécanique des sols le coefficient de sécurité est défini comme étant le rapport S (résistance au cisaillement) à la résistance au cisaillement minimale à l'état d'équilibre.

En introduisant la condition standard de coulomb, le coefficient de sécurité est :

$$\text{Coefficient de sécurité} = \frac{c - \sigma_n \tan \phi}{c_r - \sigma_n \tan \phi_r} \quad (5.2)$$

Avec : c et ϕ = paramètres de résistance

σ_n = contrainte normale réelle.

Les paramètres C_r et φ_r sont des paramètres de résistance réduits (à l'état l'équilibre)

Le principe décrit ci dessus est la base de la méthode Phi-c-réduction utilisé par le code de calcul Plaxis pour la détermination du coefficient de sécurité.

Dans cette approche la cohésion et l'angle de frottement interne sont réduits dans les mêmes proportions

$$\frac{c}{c_r} = \frac{\tan \varphi}{\tan \varphi_r} = \sum Msf \quad (5.3)$$

La réduction des paramètres de résistance est commandée par le multiplicateur total $\sum Msf$.

Ce paramètre augmente à chaque étape jusqu'à la rupture

Le coefficient de sécurité est alors défini comme la valeur de $\sum Msf$, à la rupture lorsque, pour un nombre successif d'étapes de chargement, la valeur de ce dernier est plus ou moins constante.

Il apparait clairement (Figure 5.6) que les différents coefficients de sécurité aux différentes étapes de calcul sont égales ou inférieures à 1.

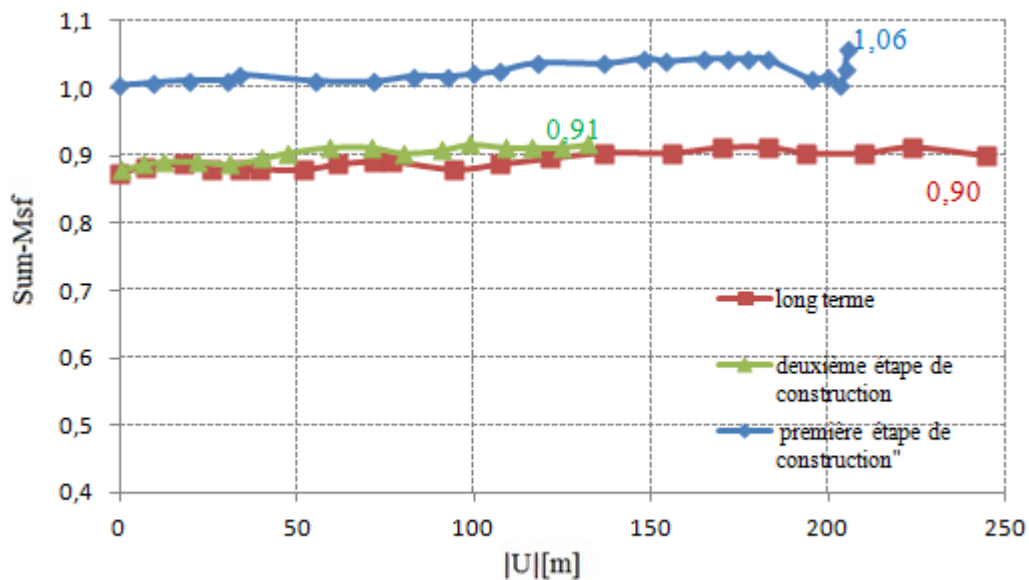


Figure 5.6: Évolution de la somme des Msf en fonction du déplacement

5.1.1.2 Remblai stabilisé

a. Présentations des résultats et discussions

Dans cet exemple, toutes les phases de calcul se sont achevées avec succès.

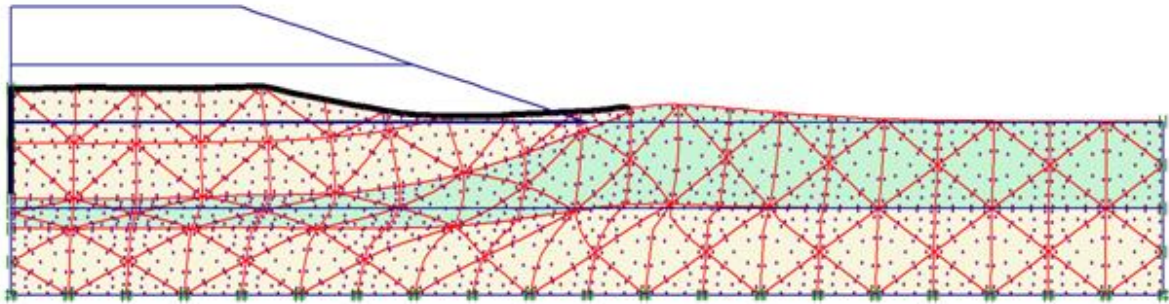


Figure 5.7: Déformation du maillage (phase 4)

Compte tenu des résultats de la troisième phase (construction non drainée), de maillage déformé montre le soulèvement du pied du talus, et de la partie arrière du talus et ce en raison de comportement non drainé (Figure 5.7).

L'évaluation des incréments de déplacements permet de constater qu'un mécanisme de rupture se développe (figure 5.8).

En outre, la figure 5.10 montre la répartition des surpressions interstitielles. Il est clair que la valeur de la pression interstitielle se développe sous le centre du remblai.

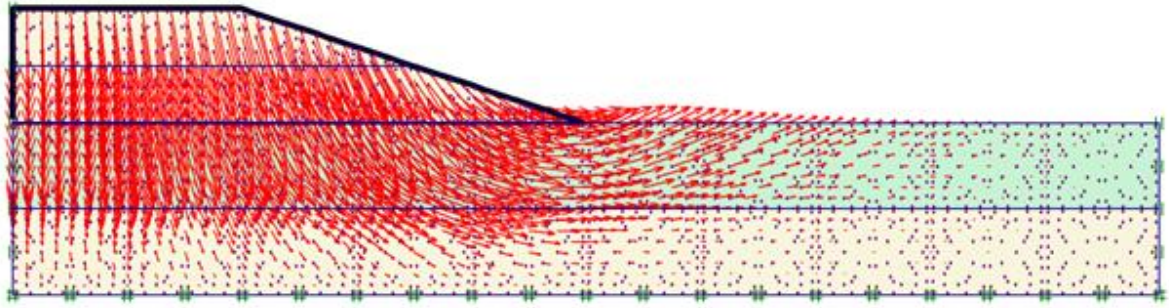
On remarque que le tassement de la surface du sol d'origine et du remblai augmente considérablement au cours de la quatrième phase. Cela est dû à la dissipation de la surpression interstitielle, entraînant la consolidation du sol.

La Figure 5.10 montre la répartition de la surpression interstitielle résiduelle (après la consolidation).

Cette Valeur doit être inférieure à $1 \text{ kN} / \text{m}^2$. Ce qui est le cas de notre simulation. Les quatre Phases de calcul sont clairement présentées à la figure 5.12. Durant les phases de construction non drainées les augmentations des surpressions interstitielles augmentent avec le temps. Alors que pendant les périodes de consolidation les surpressions interstitielles diminuent avec le temps.

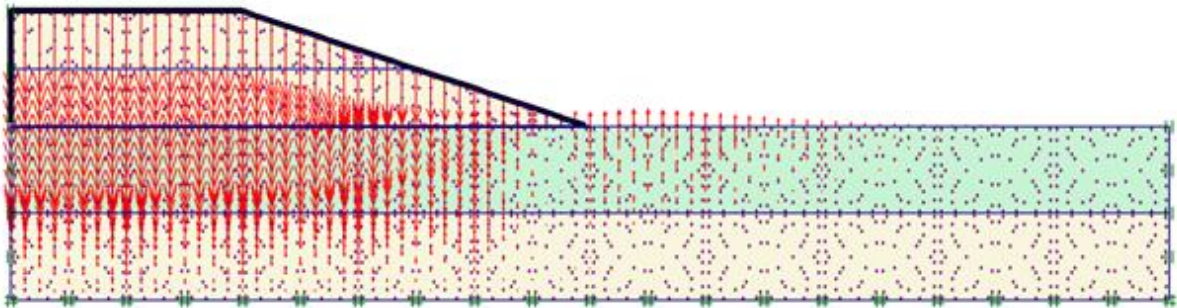
En fait la consolidation se produit déjà lors de la construction du remblai, car cela implique un petit intervalle de temps.

De la courbe (Figure 5.12), on peut conclure que plus de 700 jours sont nécessaires pour atteindre la pleine consolidation.



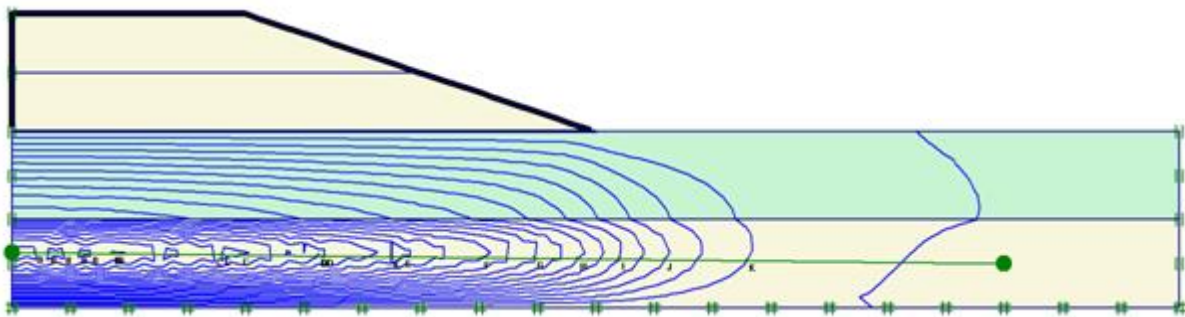
Déplacements totaux $572.7 \times 10^{-3} \text{ m}$

Figure 5.8: Déplacements totaux (phase 4)



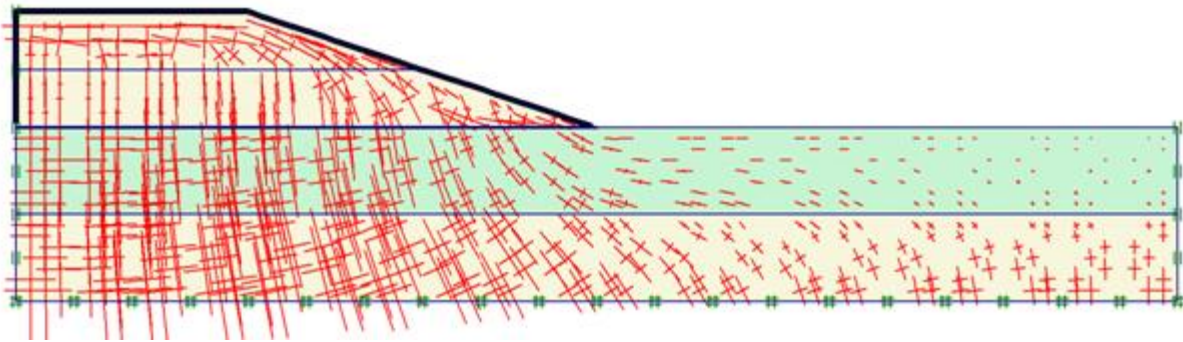
Déplacements verticaux $566.14 \times 10^{-3} \text{ m}$

Figure 5.9: Déplacements verticaux (phase 4)



Surpression interstitielle maximale $-783.10 \times 10^{-3} \text{ kN/m}^2$

Figure 5.10: Surpression interstitielle après consolidation (phase 4)



Contrainte effective principales maximale -92.20 kN/m^2

Figure 5.11: Contraintes effectives (phase 4)

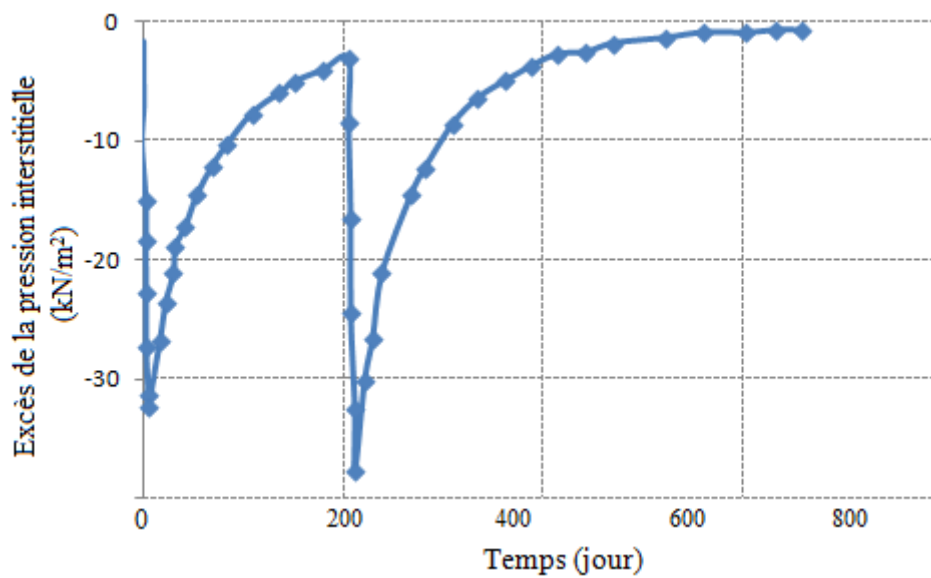
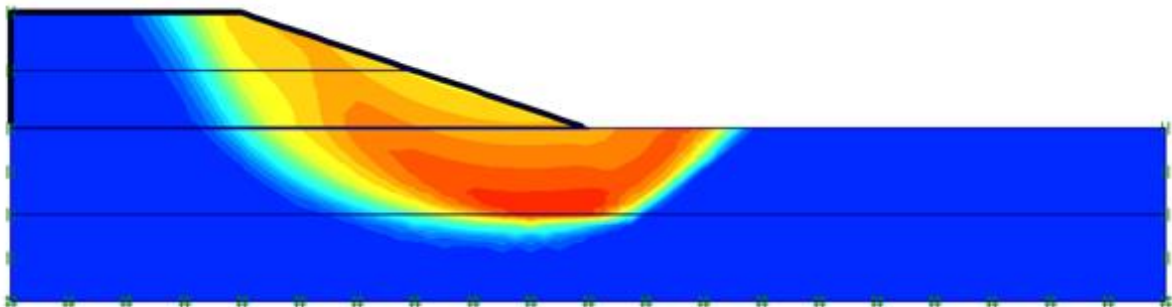


Figure 5.12: Evolution des surpressions interstitielles sous le remblai

b. Coefficient de sécurité: (phase 7)



Déplacements incrémentaux totaux $67.87 \times 10^{-3} \text{ m}$

Figure 5.13: Ombrage des incréments de déplacements totaux indiquant le mécanisme de rupture le plus probable en phase finale de rupture du remblai.

Comme précédemment défini le coefficient de sécurité est comme la valeur de $\sum Msf$ à la rupture lorsque, pour un nombre successif d'étapes de chargement, la valeur de ce dernier est plus ou moins constante.

Il apparaît clairement (Figure 5.14) que les différents coefficients de sécurité aux différentes étapes de calcul sont supérieures à 1. Le coefficient de sécurité à long terme est égale à 1.53. Ce qui indique clairement que l'ouvrage est stable.

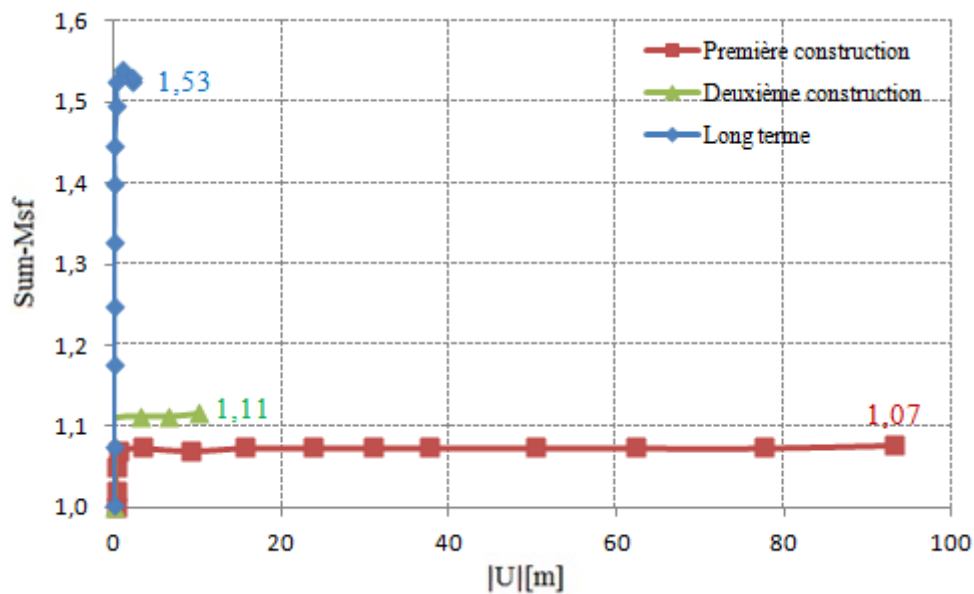


Figure 5.14: Evolution de la somme des Msf en fonction du déplacement du remblai de sable de dune avec T_c de 4%.

Les tassements observés sont très raisonnables, ils ne dépassent pas les 25 cm (Figure 5.15)

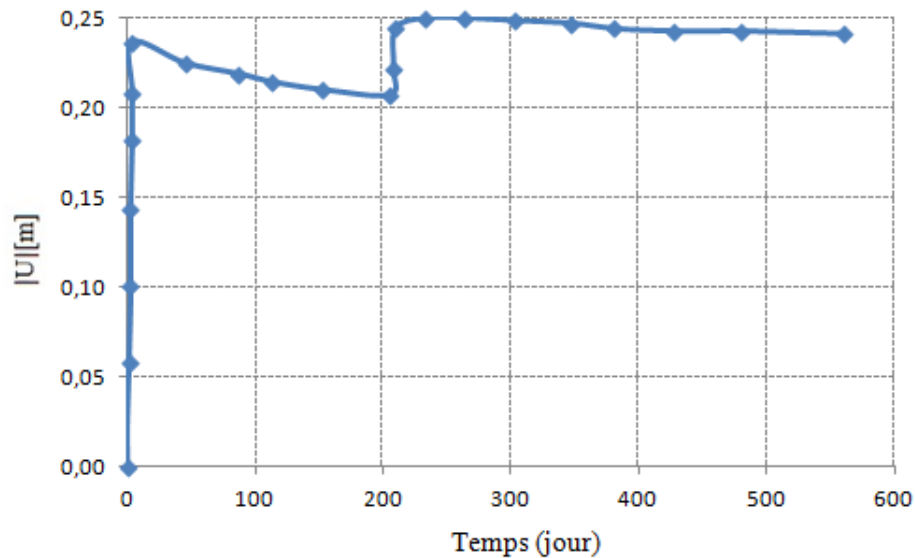


Figure 5.15: Tassements du pied de remblai de sable de dune avec T_c de 4%

5.2 Excavation :

L'excavation est exécutée en vue de construire un tunnel par l'installation de segments de tunnel préfabriqués. L'excavation est de 30 m de large et la profondeur finale est de 20 m (Figure 5.16). Elle s'étend dans la direction longitudinale pour une grande distance, de sorte qu'un modèle de déformation plan est applicable.

Les côtés de l'excavation sont pris en charge par 30 m de long des parois moulées, qui sont serrés par des entretoises horizontales à des intervalles de 5,0 m. Le long de l'excavation une charge de surface est prise en compte.

La charge d'une amplitude de $5 \text{ kN} / \text{m}^2 / \text{m}$ est appliquée à partir de deux mètres à partir de la paroi moulée.

La partie supérieure 40 m du sous-sol se compose d'une couche de sol pulvérulent, qui sera simulée comme une seule couche homogène de sable.

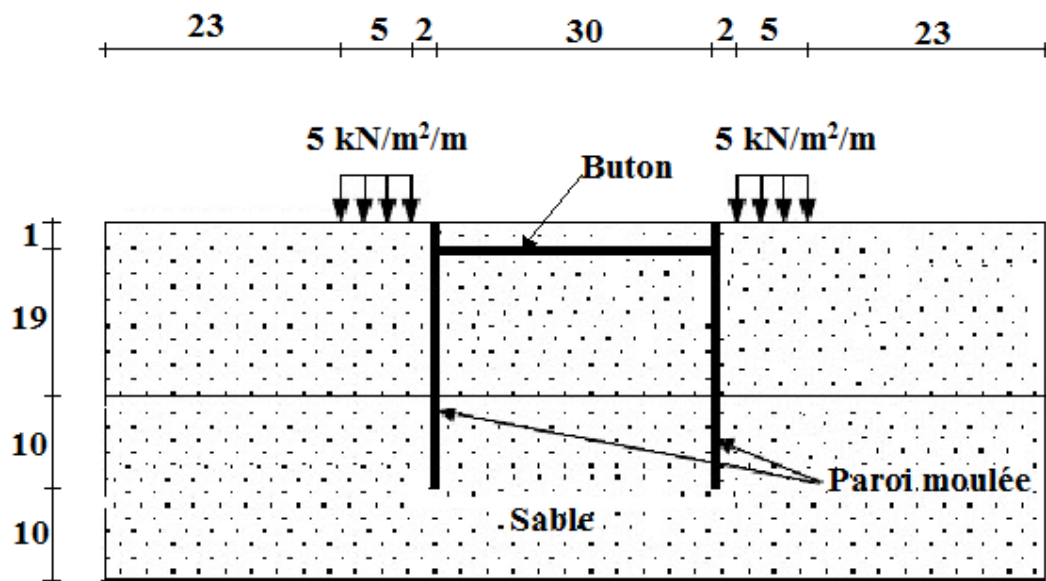


Figure 5.16: Géométrie de l'excavation

L'épaisseur de la couche de sol à analyser est prise égale à 40 m (mesurée à partir de la surface supérieure du sol). Sachant que la géométrie est symétrique, seule une moitié (le côté gauche) est prise en compte dans l'analyse.

5.2.1 Excavation du modèle :

Le processus d'excavation est simulé par trois étapes distinctes d'excavation. La paroi moulée est modélisée au moyen d'une plaque. L'interaction entre la paroi et le sol est modélisée sur les deux côtés au moyen d'interfaces. Les interfaces permettent la spécification d'un frottement friction de paroi réduite par rapport au frottement dans le sol. Le bouton est simulé par un élément à ressort dont la raideur est une donnée nécessaire (Figure 5.17).

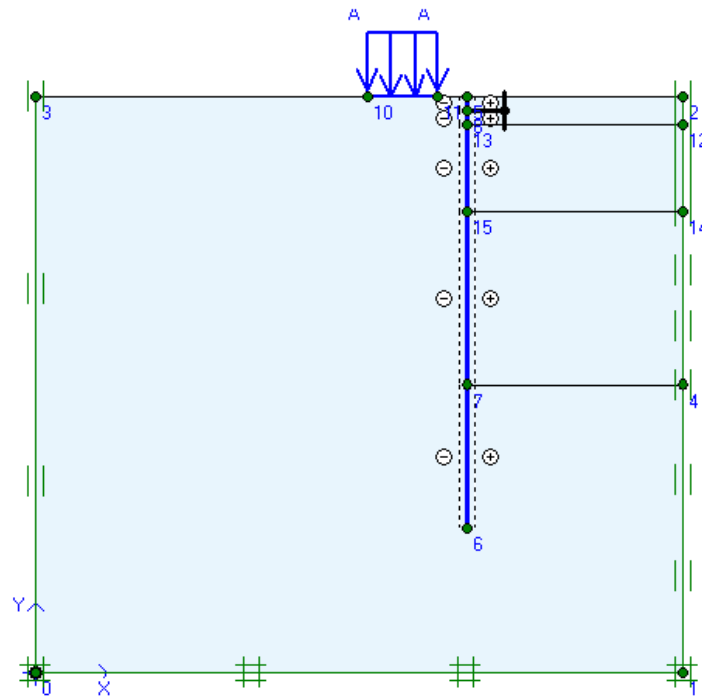


Figure 5.17: Géométrie du modèle d'excavation

Paramètres	Symbole	Sable	Unité
Modèle	<i>Modèle</i>	M.C	-
	<i>Type</i>	Drainé	-
Poids volumique au dessous de la nappe phréatique	γ_{sat}	18.74	kN/m ³
Poids volumique au dessus de la nappe phréatique	γ_{unsat}	17.27	kN/m ³
Cohésion	C	0,18	kN/m ²
Angle de frottement interne	φ	51.50	kN/m ²
Angle de dilatance	ψ	21.50	kN/m ²
Module de Young	E_{ref}	40000	kN/m ²
Coefficient de poisson	ν_{ur}	0.30	kN/m ²
Perméabilité horizontale	k_x	1.000	m/jour
Perméabilité verticale	k_y	1.000	m/jour
Coefficient de réduction de résistance	R_{inter}	0.670	-

Tableau 5.2: Propriétés du sable

<i>Paramètres</i>	<i>symboles</i>	<i>valeurs</i>	<i>Unités</i>
Comportement	<i>Matériau</i>	Élastique	-
Rigidité	<i>EA</i>	7.5×10^6	kN/m
Rigidité de flexion	<i>EI</i>	1.0×10^6	kNm ² /m
Epaisseur équivalente	<i>d</i>	1.265	m
poids	<i>w</i>	10.0	kN/m/m
Coefficient de poisson	<i>ν</i>	0.0	-

Tableau 5.3: Caractéristiques de la paroi moulée

<i>Paramètres</i>	<i>Symboles</i>	<i>Valeurs</i>	<i>Unités</i>
<i>Comportement</i>	<i>Matériau</i>	Élastique	-
<i>Rigidité</i>	<i>EA</i>	2.10^6	kN
<i>Espaces hors plan</i>	<i>L_s</i>	5.0	m
<i>Force maximale</i>	<i>F_{max ;comp}</i>	1.10^{15}	kN
	<i>F_{max ;tens}</i>	1.10^{15}	kN

Tableau 5.4: Caractéristiques du buton

a. Condition aux limites

Le coté gauche est un axe de symétrie (figure 5.17). Les déplacements normaux aux extrémités verticales ne sont pas tolérés ($u_x=0$), alors que les déplacements tangentiels sont libres pour permettre un déplacement facile et libre des extrémités restantes.

b. Génération du maillage

Le modèle de référence est réalisé par des éléments à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de 220 et celui des nœuds est de 1889. Les dimensions du maillage sont données par la figure 5.18.

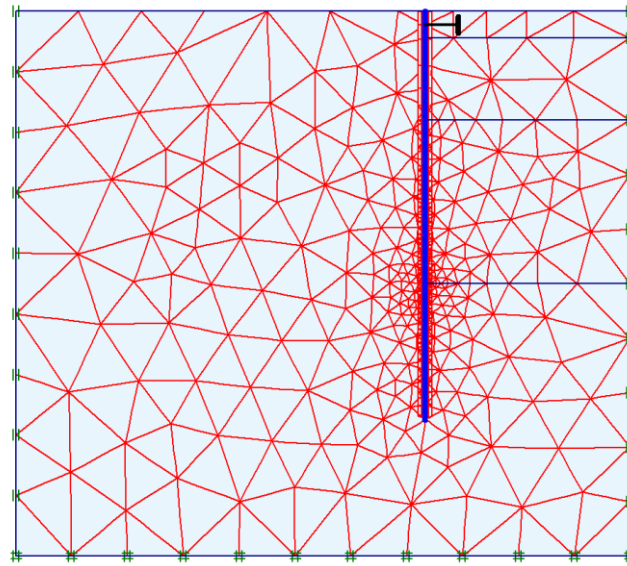


Figure 5.18: Dimensions du Maillage

c. Conditions initiales

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales, ainsi que des contraintes initiales.

d. Conditions hydrauliques

La nappe phréatique est placée à 2m de profondeur par rapport à la surface supérieure du sol (Figure 5.19).

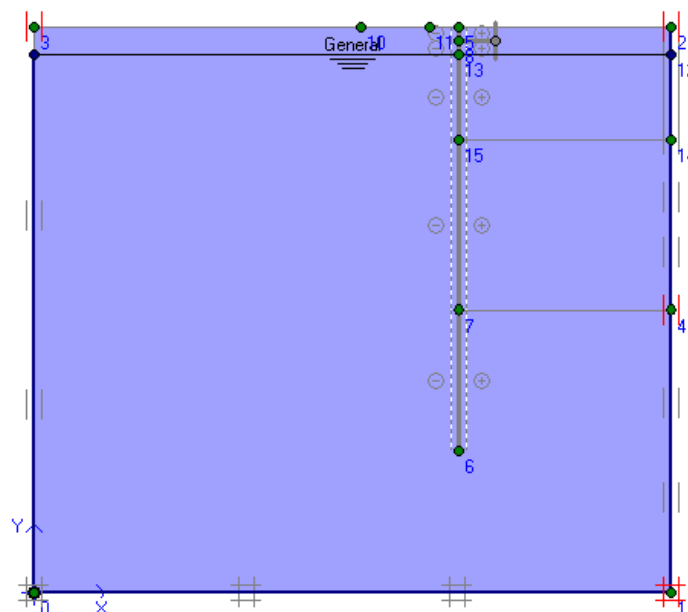


Figure 5.19: Conditions hydrauliques

e. Contraintes initiales

Les contraintes ont été initialisées en utilisant le coefficient des terres au repos K_0 (formule de Jaky) [59], sous le poids propre du matériau ($K_0 = 1 - \sin \varphi$).

5.2.2 Procédure de calcul et phasage de la construction

Dans le programme de calcul, le calcul de toutes les phases peut être fait au moyen du procédé par palier "*staged construction*". Ce dernier est simulé par un enchainement de 5 étapes de calculs

- La première étape de calcul simule la mise en place du chargement de 5 kN/m^2 , ainsi que de la paroi.
- La deuxième étape de calcul consiste en la réalisation de l'excavation à 2m de profondeur.
- La troisième étape de calcul simule la mise en place du buton.
- La quatrième étape de calcul consiste en la réalisation de l'excavation à 6m de profondeur.
- La dernière étape de calcul consiste à réaliser une excavation à 12 m de profondeur

5.2.3 Présentation des résultats et discussions

La figure 5.20 illustre un maillage déformé obtenu en fin de calcul de la dernière étape de calcul tout en donnant une indication du déplacement maximal.

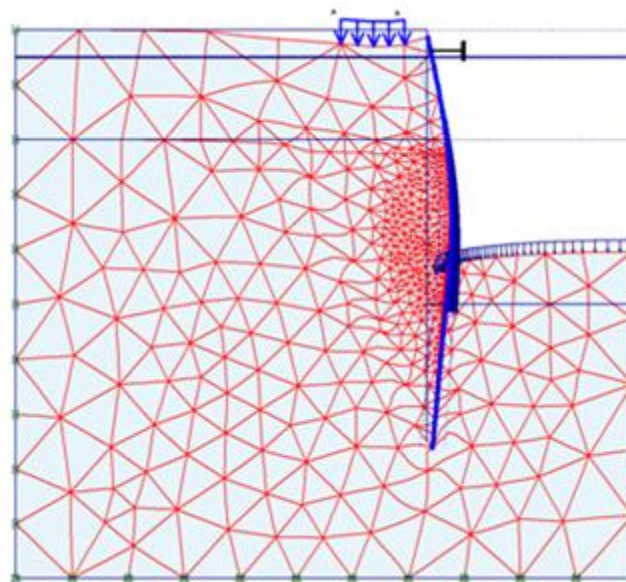
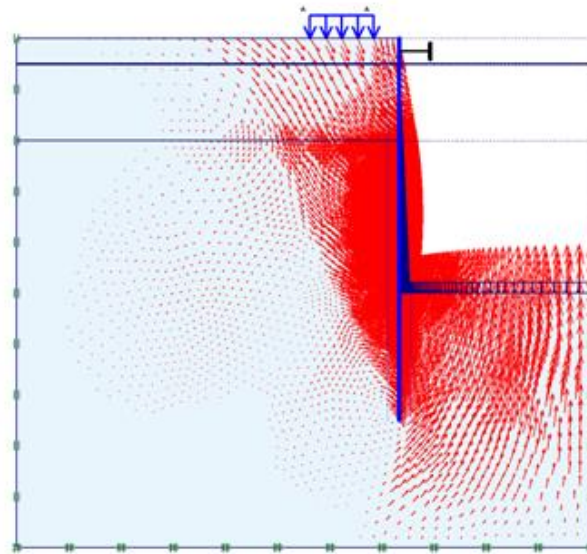


Figure 5.20: Déformation du maillage

L'incrément de déplacement de chaque nœud est illustré par une fléchette dont la longueur est proportionnelle à l'amplitude relative (figure 5.21). On observe une zone de couleur intense derrière la paroi moulée indiquant une zone importante de cisaillement.

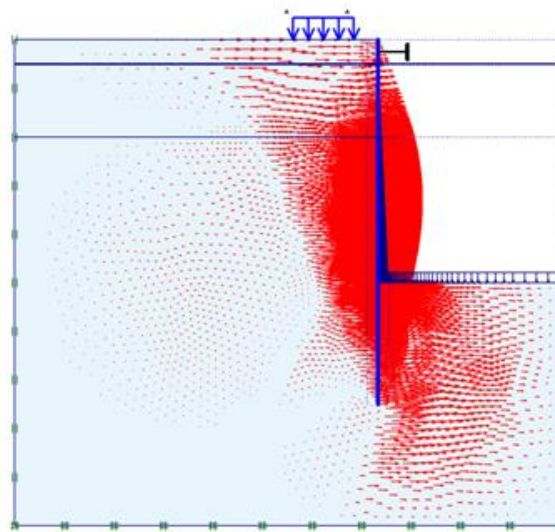
L'incrément de déplacement horizontal de chaque nœud est également illustré par une fléchette (Figure 5.22). Une zone de couleur intense derrière la paroi moulée indique dans ce cas une zone importante de déplacements horizontaux.

Les déplacements verticaux sont illustrés par la (Figure 5.23), ils présentent une valeur maximale de $36.76 \times 10^{-3} \text{ m}$



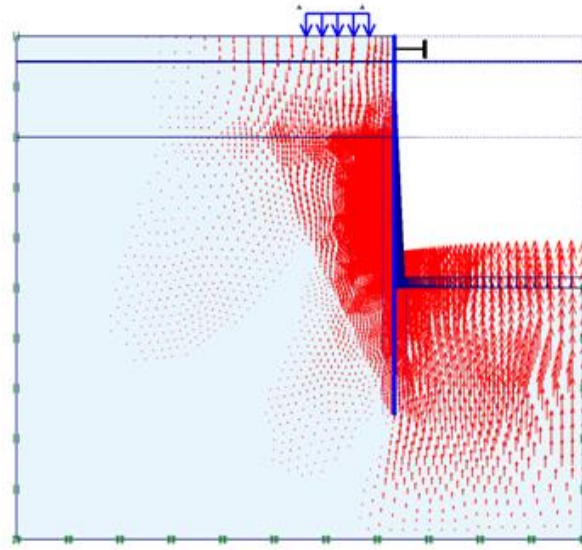
Déplacement total maximale $76.05 \times 10^{-3} \text{ m}$

Figure 5.21: Déplacements totaux



Déplacement horizontal $36.76 \times 10^{-3} \text{ m}$

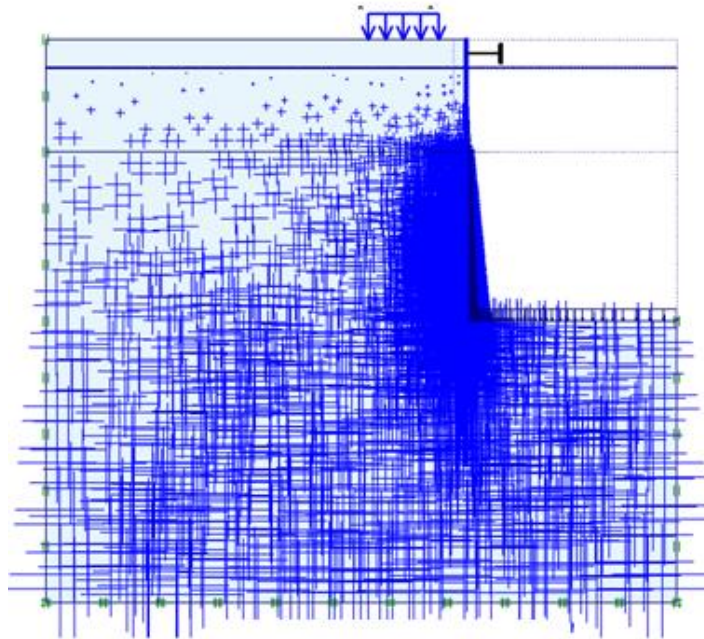
Figure 5.22: Déplacements horizontaux



Déplacement verticaux $36.76 \times 10^{-3} \text{ m}$

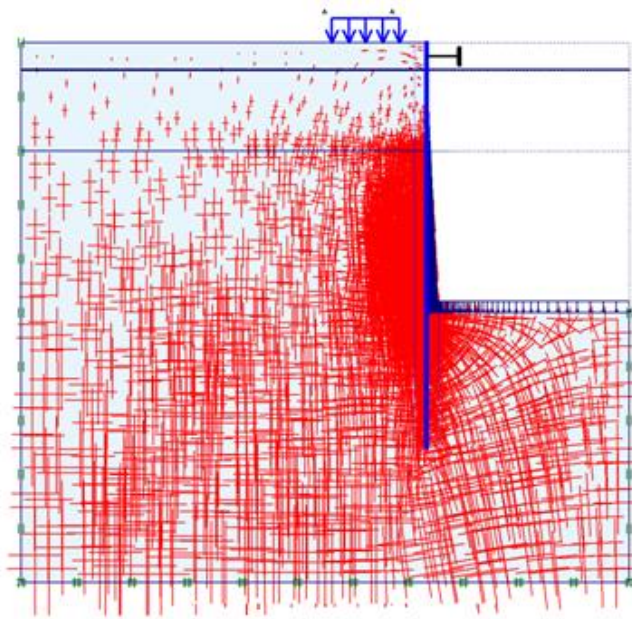
Figure 5.23: Déplacements verticaux

La figure 5.24 montre la pression interstitielle maximale dont la valeur est -378.73 kN/m^2



Pression interstitielle maximale -378.73 kN/m^2

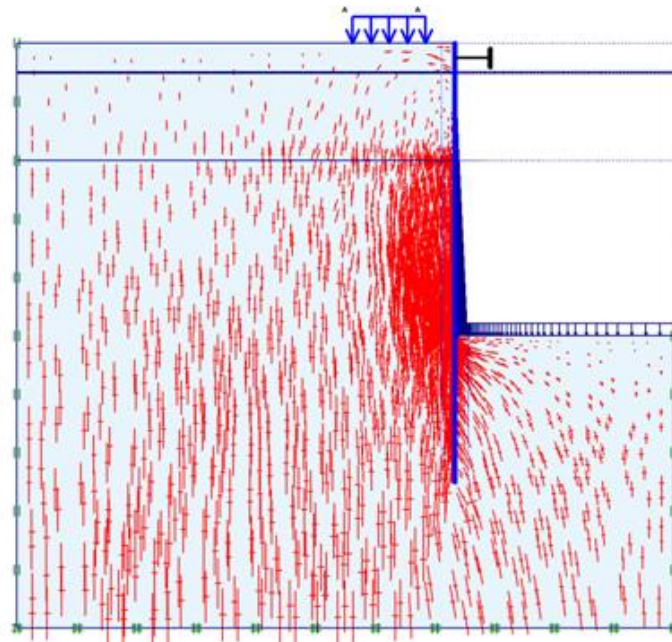
Figure 5.24: Pression interstitielle



Contraintes totale principale maximale 805 kN/m^2

Figure 5.25: Contraintes totales

La figure 5.26 présente l'amplitude et la direction de la contrainte principale effective. L'orientation des contraintes effectives indique l'existence d'une large zone passive située au fond de l'excavation et d'une petite zone passive derrière le buton.



Contrainte effective principale maximale -522.48 kN/m^2

Figure 5.26: Contraintes effectives

La courbe de la figure 5.27 représente le moment fléchissant auquel est sollicitée la paroi moulée avec une indication du moment fléchissant maximal.



Moment fléchissant maximale -488.45 kN.m/m

Figure 5.27: Moment fléchissant sollicitant la paroi moulée

Les figures 5.28 et 5.29 présentent respectivement l'effort tranchant et l'effort normal sollicitant la paroi moulée. La valeur maximale de l'effort tranchant et de l'effort normale sont également indiquées sur ces figures.



Effort tranchant maximal 146.58 kN/m

Figure 5.28: Effort tranchant sollicitant la paroi moulée



Effort normal maximal -322.54kN/m

Figure 5.29: Effort normal sollicitant la paroi moulée

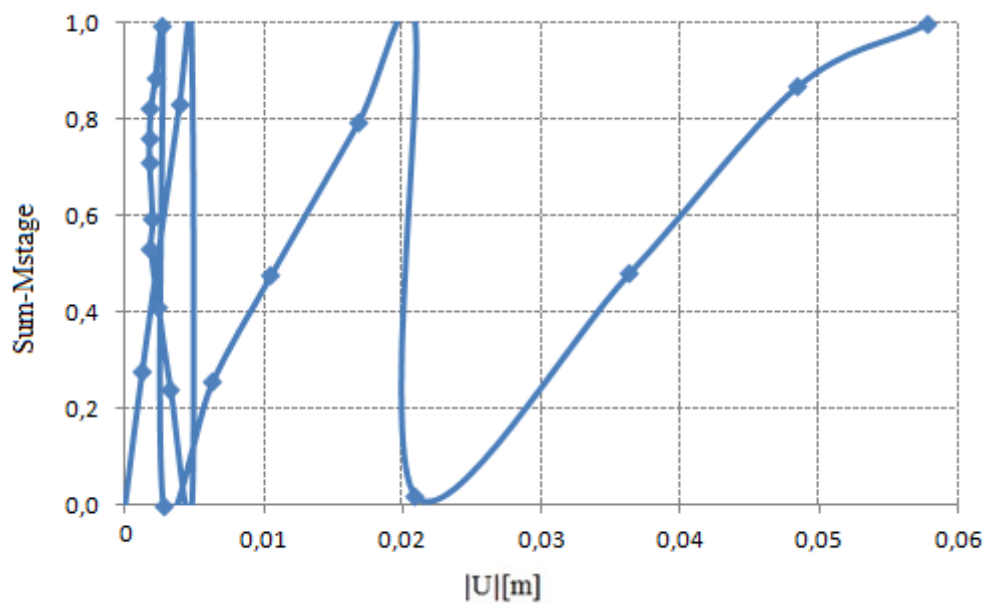


Figure 5.30: Courbe force/déplacement (déviation de paroi moulée).

La courbe (figure 5.30) montre les étapes de construction. Pour chaque étape, les paramètres Somme *Mstage* varie de 0 à 1. La pente décroissante de la courbe de la dernière étape indique que la quantité (volume) de déformation plastique est en hausse. Les résultats du calcul indiquent, cependant, que l'excavation reste stable à la fin de la construction

CONCLUSIONS GÉNÉRALES ET PERSPECTIVES

CONCLUSIONS GÉNÉRALES ET PERSPECTIVES

Conclusions générales

Le premier objectif de ce travail était d'étudier les caractéristiques physiques et mécaniques d'un sable de dune stabilisé au ciment et renforcé par des fibres végétales ou synthétiques.

Le second objectif était d'étudier, par simulation numérique, le comportement du sol ainsi élaboré dans le calcul de stabilité d'un remblai de route mécanique.

Le cas d'une excavation a également été étudié par simulation à l'aide du logiciel Plaxis.

Les conclusions suivantes peuvent être tirées :

1. Effet du ciment sur l'angle de frottement interne : le sable stabilisé à 4 % de ciment présente un coefficient de performance égale 1.5 ce qui représente une nette amélioration
2. Effet de ciment sur la cohésion: l'ajout de ciment n'apporte pas d'amélioration sensible à la cohésion qui dans le cas des sols pulvérulents demeure très faible
3. Dans le domaine des petites déformations ($\epsilon < 0.8\%$) l'effet d'âge ou du temps de cure sur la résistance au cisaillement est faible.
4. Dans le domaine de grandes déformations ($\epsilon > 0.8\%$), on constate une nette divergence des deux courbes donnant des modules d'élasticité nettement différents.
5. On constate que l'augmentation du temps de cure (passant de 7 à 28 jours) a pour effet une augmentation de 45% du module d'élasticité.
6. Les courbes de contraintes/déformations ne présentant pas une allure permettant de définir clairement la rupture.
7. Pour déterminer la longueur optimale des fibres à utiliser, des essais de cisaillement à la boîte de cisaillement directe ont été réalisés sur des éprouvettes de sol préparées aux conditions optimales de compactage. Les éprouvettes de sol sont stabilisées à 4 % de ciment et renforcées par taux de 0.5 % de fibre sisal.
8. Le taux optimal de fibre de sisal donnant les valeurs maximales de la cohésion et de l'angle de frottement interne est 0.5%.
9. L'angle de frottement interne augmente en fonction de la longueur des fibres de sisal.
10. La longueur optimale des fibres de sisal donnant les valeurs maximales de la cohésion et de l'angle de frottement interne est $L = 1.5$.
11. Le renforcement du sol par des fibres de polypropylène engendre une très faible augmentation de la cohésion ainsi qu'une augmentation de 3.6% de l'angle de frottement interne.
12. Dans le cas du remblai de sable non stabilisé, le coefficient de sécurité aux différentes étapes de construction est au maximum égal à 1.

13. Dans le cas du remblai de sable stabilisé, le coefficient de sécurité aux différentes étapes de construction est compris entre 1.07 et 1.5.

Ceci permet de conclure que l'ajout du stabilisant a augmenté le coefficient de sécurité de d'environ 50 %.

Perspectives

Suites aux travaux réalisés nous suggérons des recherches soient axées sur ce qui suit:

- ✓ Etude approfondie du sable de dune pour une meilleure connaissance physicochimique.
- ✓ Etude approfondie du ciment local utilisé.
- ✓ Etude du comportement des fibres de sisal et de l'agave americana locale dans l'environnement acide, alcalin, et neutre
- ✓ Proposer une démarche précise permettant une meilleure connaissance des fibres végétales locales. (agave americana)
- ✓ Fibre végétale : étudier l'influence des interactions physicochimiques fibre/ ciment et fibre/argile sur les propriétés mécanique des sols stabilisés ou renforcés.
- ✓ Fibre synthétique : étudier l'influence des interactions physicochimiques fibre /ciment et fibre/argile sur l'environnement.
- ✓ Etude de l'impact du milieu cimentaire sur l'environnement -pollution du sol et des eaux souterraines.
- ✓ Etude de l'effet de la stabilisation chimique sur la perméabilité et la durabilité.
- ✓ Etude du comportement mécanique du sol stabilisé en vue de son utilisation dans les ouvrages de travaux publics
- ✓ Etude du comportement mécanique du sol stabilisé et renforcé sous condition confiné-drainé et confiné non-drainé.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **R. Craig**, *Soil Mechanics*, 7th edition, 2004.
- [2] **M. (K.H). Head**, *Manual of soil Laboratory Testing Vol 2.*, London Great Britain: Pentech Press plymouth .
- [3] **K. Roscoe**, *An apparatus for the application of simple shear to soil sample.*, Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. 1: 186-191. , 1953.
- [4] **e. a. J. P Magnan**, *Amélioration des sols.*, laboratoire des ponts et chaussées..
- [5] **e. a. Queyroi (D.)**, *Amélioration des sols de fondation. Choix des méthodes d'exécution.*, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Note d'Information Technique (F), 55 pages ., (1985).
- [6] **P. (G.)**, *Méthodes d'amélioration des propriétés géotechniques des argiles molles.*, Bull. Liaison Laboratoires Ponts et Chaussées (F),no Spécial VI F, p. 138-79, 1977.
- [7] **B. (. e. M. (J.)**, *Traitement des terrains. dans : La pratique des sols et fondations.* Sous la direction de (G.) FILLIAT, Paris: Éditions du Moniteur, chapitre 17, p. 734-85 , 1981.
- [8] **B. (F.-G.)**, *Méthodes de traitement des sols instables.* Traduit de l'anglais, 1978: Eyrolles , Paris.
- [9] **S. (. e. J. (I.)**, *Paramètres de conception pour sols artificiellement améliorés.*, Brighton: Comptes rendus 7e Congrès Européen de Mécanique des sols et des Travaux de fondations.Vol.5.p22-52, 1979.
- [10] **Laboratoire des Ponts et Chaussée**, *Méthodes de traitement des sols mous: Rapport des Laboratoires*, Série GT, Paris, 1989.
- [11] **Comptes Rendus du Colloque International organisé: Renforcement en place des sols et des roches**, 382 p, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, du 9 au 11 oct Paris. 1984.
- [12] **D.Sedan**, *Etude des interactions physico-chimiques aux interfaces fibres de chanvre/ ciment. Influence sur les propriétés mécaniques du composite*, université de Limoges, France.: thèse doctorat, 2007.
- [13] **C. Satge**, *Etude de nouvelles stratégies de valorisation de mono et polysaccharides* ,

- Thèse de doctorat, Université de Limoges, 2002.
- [14] **S. Thiebaud**, *Valorisation Chimique De Composés Lignocellulosiques* Thèse doctorat, Toulouse. France: Institut national polytechnique , 1995 .
- [15] **N. Joly**, *Synthese et caracterisation de nouveaux films plastiques obtenus par acylation et réticulation de la cellulose.*, France: These de l'Université de Limoges, 2003.
- [16] **e. a. G.B. Mitra**, *X-Ray diffraction study of fibrous polymers / Degree of aracrystallinity a new parameter for characterizing fibrous polymers*, Polymer, Vol. 21, , pp.1403- 1409, 1980..
- [17] **J. Joseleau**, "Les héinicelluloses", *Les Polymères Végétaux, Polymères Pariihux et alimentaires Non Azotés*, Monties B., Bordüs, Pans, 87 - 121, 1980.
- [18] **e. a. Fengel**, *Wood Chemitry, Ultrastructure , réactions*, Walter de Gruyter, Berlin-N.Y.
- [19] **Barnoud**, *Les polymères végétaux*, Monties, Bordas, 1980.
- [20] **D. F. e. G. Wegener**, *Wood chemistry ultrastructure and reactions*, K.V. Sarkanen et G.H. Ludwig, Wiley Interscience, p. 106,, 1984..
- [21] **K. Shimizu**, *Chemistry of hemicelluloses, dans (Wood and cellulosic chemistry)*, D. N-S. Hon et N. Shiraishi, 1991, pp. 177-214., 1991.
- [22] **A. Mazumdar**, *A note on the hemicelluloses of some bast fibers*, Journal of Scientific and Industrial Research, Vol. 14B, 1955, pp. 542-544., 2002.
- [23] **J. Gassan**, *Composites reinforced with cellulose based fibres*, Progress in Polymer Science pp. 221-274, 1999.
- [24] **e. a. R. Prat**, *La paroi primaire de la cellule vegetale*, 2002.
- [25] **e. a. G.O. Aspinall**, *Lemon peel pectin I: fractionation and partial hydrolysis of water soluble pectins*, Carbohydrate Research, Vol. 7, pp. 442-452., 1968 .
- [26] **M. Jarvis**, *Structure and properties of pectin gels in plant cell walls*, Plant, Cell and Environment, Vol. 7, pp. 153-163., 1984.
- [27] **e. a. P.M. Dey**, *Advances in Carbohydrate Chemistry and Biochemistry*, Plant cell walls, Vol. 42,pp. 265-382, 1984.
- [28] **e. a. R. Toman**, *Studies on pectin present in the bark of white willows (Salix alba L.) structure of acidic and neutral oligosaccharides obtained by partial acid hydrolisis*, Cellulose Chemistry and Technology, Vol. 10, , pp. 561-565, 1976.

- [29] **A. Sakakibara**, *Chemistry of lignin*, in (*Wood and cellulosic chemistry*), D. N-S. Hon et N. Shiraishi, 1991, pp. 113-175.
- [30] **K. Freudenberg**, *Ligninits constitution and formation from p-hydroxycinnamyl alcohols*, Science, Vol. 148, pp. 595-600, 1965.
- [31] **K. Sakakibara**, *A structural model of softwood lignin*, Wood Science and Technology, Vol. 14, pp. 89-100., 1980.
- [32] **F. d. A. S. e. al**, *Tensile behaviour of high performance natural (sisal) fibers*, composites science and technology, 68 p 3438-3443. , 2008.
- [33] **e. a. Nilo Cesar Consoli**, *Effect of fiber-reinforcement on the strength of cemented soils.*, Geotextiles and Geomembranes 28 344–351., 2010.
- [34] **R. S. J. Prabakar**, *Effect of random inclusion of sisal fibre on strength behaviour of soil.*, Construction and Building Materials 16 123–131., 2002.
- [35] **e. a. E. Ibraim**, *Static liquefaction of fibre reinforced sand under monotonic loading.*, Geotextiles and Geomembranes 28 374–385., 2010.
- [36] **e. a. Nilo Cesar Consoli**, *Fiber reinforcement effects on sand considering a wide cementation range.*, Geotextiles and Geomembranes 27 196–203., 2009.
- [37] **e. a. Sung-Sik Park**, *Effect of fiber reinforcement and distribution on unconfined compressive strength of fiber-reinforced cemented sand.*, Geotextiles and Geomembranes 27 162–166., 2009.
- [38] **e. a. Khosrow Ghavami**, *Behaviour of composite soil reinforced with natural fibres.*, Cement and Concrete Composites 21 39-48, 1999.
- [39] **e. a. G.L. Sivakumar Babu**, *Numerical simulation of fiber-reinforced sand behavior.*, Geotextiles and Geomembranes 26 181–188., 2008.
- [40] **e. a. Chaosheng**, *Strength and mechanical behavior of short polypropylene fiber reinforced and cement stabilized clayey soil.*, Geotextiles and Geomembranes 25 194–202., 2007.
- [41] **e. a. M.X. Zhanget**, *Triaxial tests of sand reinforced with 3D inclusions.*, Geotextiles and Geomembranes 201–209. , 2006.
- [42] **e. a. Temel Yetimoglu**, *A studyon bearing capacityof randomly distributed fiber-reinforced sand fills overlying soft clay.*, Geotextiles and Geomembranes 23 174–183., 2005.

- [43] **e. a. S.M. Marandi**, *Strength and Ductility of Randomly Distributed Palm Fibers Reinforced Silty-Sand Soils.*, American Journal of Applied Sciences 5 (3): 209-220,, 2008.
- [44] **e. a. Anubhav**, *Modeling of soil–woven geotextile interface behavior from direct shear test results*, Geotextiles and Geomembranes 28 403–408. , 2010.
- [45] **CSTC**, *Fiche Technique*. Le Centre Scientifique et Technique de la Construction de Belgique, , 02/04/2013.
- [46] **L. c. d. p. e. chaussées(LCPC)**, *Techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées. Guide technique : Ouvrages de soutènement Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des parois moulées et préfabriquée.*, ISSN 1151-1516, juillet 2003.
- [47] **L. Ihcene**, *Magistère"Etude du comportement d'un sol coherent sous chargement cyclique et monotonique"*, Université de skikda, 2008.
- [48] **B. H. H. S. Shimming**, *study of dynamic and static failure envelopes. j. of soil mech, found. div. a.s.c.e., vol 92, 105-123., 1966.*
- [49] **A. A. S. W. Casagrande**, *research on stress deformation and strength characteristics of soils and soft rocks under transient loading.*, pub. harvard university grad, sch., eng., soil mech., series no.31. , 1948.
- [50] **D. W. Taylor**, *A comparaison of the results of direct shear and cylindrical compression tests., proceedings, astm symposium on shear testing of soils, vol. 39, p. 1058, (1953).*
- [51] **L. S. N. a. T. I. Bjerrum**, *The effect of time on the shear strength of a soft marine clay*, Proc. Brussels Conf. on Earth Pressure Problems, Vol 1, 148—158, 1958.
- [52] **G. R.H**, *Finite element analysis : Fondamental.*, 12, avenue Boudon, 75016, paris: traduction française L.P.S.I.
- [53] **M. H.C**, *Introduction to matrix methods of structural analysus*, MacGraw Hill..
- [54] **M. C**, *Calcul des structures sur ordinateur, t.1 et 2*, Paris.: Eyrolles-Masson.
- [55] **O. J.T**, *Finite element of non linear continua*, MacGraw Hill..
- [56] **Z. O. C**, *The finite element method in engineering dcience*, MacGraw Hill..
- [57] **Georges Filliat**, *La pratique des sols et fondations*, 17 rue d'Usès 75002 Paris: Moniteur, 1981.
- [58] **B. R. E. V. PA.**, *Plaxis v8, manuel de référence*, pays-bas: delft university of technology

& plaxis bv, 2003.

- [59] **Plaxis.**, *Plaxis finite element code for soil and rock analyses*, version 6, a.a. balkema/ rotterdam/ brookfield., 1995.
- [60] **D. Freitag**, *Soil randomly reinforced with fibers.*, Journal of Geotechnical , Engineering 112 (8), 823–826., 1986.

NORMES UTILISÉES

NF EN 197-1 : Avril 2012 : Ciment - Partie 1 : composition, spécifications et critères de conformité des ciments courants

N F EN 196-2 : Septembre 2013 : Méthodes d'essais des ciments - Partie 2 : analyse chimique des ciments -

NF EN 197-2 : Mai 2014 : Ciment - Partie 2 : évaluation de la conformité -

NF EN 451-1 : Avril 2004 : Méthode d'essai des cendres volantes - Partie 1 : détermination de la teneur en oxyde de calcium libre -

NF EN 196-3 : Janvier 2009 : Méthodes d'essais des ciments - Partie 3 : détermination du temps de prise et de la stabilité -

NF EN 196-1 : Avril 2006 : Méthodes d'essais des ciments - Partie 1 : détermination des résistances mécaniques.

NF ISO 565: Novembre 1990 : Tamis de contrôle - Tissus métalliques, tôles métalliques perforées et feuilles électroformées - Dimensions nominales des ouvertures.

NF EN 933-9 : Juin 2013 : Essai pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats - Partie 9 : qualification des fines - Essai au bleu de méthylène -

NF EN 932-2 : Août 1999 : Essais pour déterminer les propriétés générales des granulats - Partie 2 : méthodes de réduction d'un échantillon de laboratoire.

NF P94-093 : Octobre 2014 : Sols : reconnaissance et essais - Détermination des références de compactage d'un matériau - Essai Proctor Normal - Essai Proctor modifié - Sols : reconnaissance et essais - Détermination des références de compactage d'un matériau - Essai Proctor Normal - Essai Proctor modifié

NF P94-056 : Mars 1996 : Sols : Reconnaissance et essais - Analyse granulométrique - Méthode par tamisage à sec après lavage.

NF P94-071 : Août 1994 : Sols : Reconnaissance et essais - Essai de cisaillement rectiligne à la boîte - Partie 1 : cisaillement direct.

NF P94-077 : Décembre 1997 : Sols : Reconnaissance et essais - Essai de compression uniaxiale

NA 442 : 2005 : Composition, spécifications et critères de conformité des ciments courants.

NF P11-300 : Septembre 1992 : Exécution des terrassements - Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières