

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ-BOUIRA



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

BENSLIMANE SALAH
KEBLOUTI ZOHEIR

En vue de l'obtention du diplôme de **Master** en :

Filière : **Génie Civil**
Option : **Structure**

Thème :

**ETUDE DE COMPORTEMENT D'UN REMBLAI DE
GRANDE HAUTEUR SOUS UN CHARGEMENT
HARMONIQUE**

Mémoire examiné par :

Mr. LAIB	MAA	UAMOB	Président
Mr. BELMIHOUB.H	MAA	UAMOB	Examinatrice
Mr.REFFAS.B	MAA	UAMOB	Encadreur

Année Universitaire 2021/2022

DEDICACES

On signe de respect et de reconnaissance,
Je dédions ce modeste travail à Toute ma famille,
Mon père Ma chère mère pour sa patience et ses
sacrifices.

-Mes Sœurs et frères -Et a toute la famille sans
exception

-et Tous mes amis

Toute la promotion du Master spécialité Génie Civil
2021/2022

Remerciement

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le
toutpuissant et

Miséricordieux, qui nous a donné la force et la
patience

Remerciements

Tout d'abord nous remercions en premier ALLAH le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour accomplir ce travail

. Nous remercions nos très CHERE PARENTS pour leurs soutiens et leurs patiences. J'adresse mes vifs remerciements à mon encadreur MR. REFFAS BRAHIM pour m'avoir suivi le long de ce travail et tous les efforts qu'elle a fait pour son accomplissement.

Nous remercions profondément les membres des jurys, qui nous ont fait L'honneur de juger ce travail.

Un grand merci aux enseignants du Département de Génie civil

Nous remercions tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin afin de Réaliser ce travail

Sommaire

Introduction générale	
CHAPITRE I ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LE COMPORTEMENT DES REMBLAIS DE GRANDE HAUTEUR	
I.1.Introduction.....	02
I.2.Généralité sur les remblais et principe de conception des grands remblais	03
I.2.1 Terminologie de base	03
I.2.1.1. Le Remblai	03
I.2.1.2. Le remblaiement	04
I.2.1.3.Les remblais de grande hauteur	05
I.3. Conception des grands remblais	05
I.3.1. Les sols utilisables et a stabilité du corps de remblai	08
I.3.2. Prise en compte du support du remblai	09
I.3.3. La maîtrise des circulations d'eau dans le remblai	12
I.4. Prise en compte de l'environnement du remblai	12
I.4.1.Les ouvrages transversaux dans le remblai	13
I.4.2. Les ouvrages longitudinaux dans le remblai	13
I.4.3.Les ouvrages posés sur le remblai ou accolés au remblai	14
I.5.Nature et choix de matériaux de remblai	14
I.5.1.Généralités	15
I.5.2. Les matériaux de remblai	15
I.5.2.1. Les sols	16
I.5.2.2. Les matériaux rocheux	16
I.5.2.3. Les sous-produits industriels	16
I.6. Réalisation des remblais sur sols mou	16
I.6.1.Remblai sur sol mou	18
I.6.2.Caractéristiques des sols mous	18
I.6.3.Classification des sols mous	18
I.6.3.1. Vases et argiles molles	18
I.6.3.1.1. Généralités	18
I.5.3.1.2. Propriétés des vases et argiles molles	19
I.6.3.2. Les tourbes	19
I.6.3.2.1. Généralités	19

I.6.3.2.2. Types de tourbes	20
I.6.3.2.3. Propriétés des tourbes	20
I.6.3.3. Autres types de sols mous	21
I.7.Conclusion	21
CHAPITRE II COMPORTEMENT DES REMBLAIS DE GRANDE HAUTEUR SUR SOLS COMPRESSIBLES	
II.1. Introduction	23
II.2. Généralités sur les sols compressibles	23
II.2.1. Définition des sols compressible	24
II.2.1.1. les argiles	24
II.2.1.2. Les tourbes	24
II.2.1.3. Les limons	25
II.2.1.4. Les marnes	25
II.2.2. Propriétés caractéristiques des sols compressibles	26
II.2.3. Définition des minéraux argileux	29
II.3. Comportements et caractéristiques des remblais sur sols compressibles	32
II.3.1. Stabilité	33
II. 3.2. Tassements	34
II.3.3. Mouvements horizontaux	35
II.3.4 Efforts parasites sur les ouvrages avoisinants	35
II.4. Problèmes spécifiques aux remblais sur sols compressibles	36
II.4.1. Stabilité	36
II.4.2. Déformations	36
II.4.3. Efforts sur les ouvrages voisins	36
II.4.4. Ecoulement des eaux	37
II.5.Conclusion	37
CHAPITRE III PROCÉDES D'AMÉLIORATION DES SOLS COMPRESSIBLES	
III.1. Introduction	39
III.2.Bref historique	40
III.3. Amélioration des sols par colonnes ballastées	41

III.3.1. Définition de l'amélioration des sols par colonnes ballastées	41
III.3.2. Techniques de mise en œuvre	41
III.3.2.1. Colonnes exécutées par voie humide	42
III.3.2.2. Colonnes exécutées par voie sèche	42
III.3.2.3. Colonnes ballastées pilonnées	43
III.3.3. Domaines d'application	46
III.3.3.1. Ouvrages	46
III.3.3.2. Sols concernés	46
III.3.3.3. Charge appliquées et tolérances imposées	48
III.3.4. Caractéristiques des colonnes ballastées	48
III.3.4.1. La longueur	48
III.3.4.2. Le diamètre :	48
III.3.4.3. Maillage	49
III.4 Comportement des colonnes ballastées	49
III.4.1. Principe de la cellule unitaire	49
III.4.2. Paramètres caractéristiques	51
III.5. Modèles de comportement mécanique des colonnes ballastées sous chargement statique vertical	52
III.5.1. Colonne isolée	52
III.5.2. Modèles de rupture	55
III.6. Mécanismes de ruptures	56
III.6.1 Colonne isolée	56
III.6.2. Essais sur modèles réduits	57
III.6.3. Groupe de colonnes	61
III.6.3.1. Essais sur modèles réduits	61
III.7. Méthodes de dimensionnement	64
III.7.1. Principe de la cellule élémentaire	64
III.7.2. Dimensionnement vis-à-vis de la capacité portante	65
III.8. Conclusion	67
CHAPITRE IV MODELISATION NUMERIQUE	
IV.1. Introduction	69
IV.2. Caractéristiques des matériaux utilisés	69
IV.2.1. Couches de Sol	69

IV.2.2. Colonnes ballastées	69
IV.2.3. Matelas de répartition	70
IV.2.4. matériaux de remblais	71
IV.3. Présentation du Modèle	72
IV.4. Hauteur du remblai	78
Chapitre V Expérimentation Résultats et discussions	
V.1.Résultats et discussions	81
Conclusion Générale	

LISTE DES FIGURES

Figure 1 :Types de Remblai (ferroviaire, routier).....	3
Figure 2: Exemples de Remblai.....	3
Figure 3: Remblai de grande hauteur	5
Figure 4 : Grand remblai edifié avec zonages des matériaux	7
Figure 5 :Redans au contact du sol de fondation en pente et d'un remblai	9
Figure 6: La transition déblai-remblai.....	11
Figure 7 :Exemple d'ouvrages transversaux dans un grand remblai (Photo Guintoli).	13
Figure 8 :Principe de renforcement d'un remblai sur sol mou (documentation Texinov)	17
Figure 9 :Rupture rotationnelle (documentation Texinov).....	18
Figure 10 :Courbe de compressibilité œnométrique (essais de ctiargement par paliers)	26
Figure 11 : Courbe de fluage œnométrique	27
Figure 12 :Structure de base des argiles.....	29
Figure 13:Structure de la kaolinite.....	30
Figure 14: Structure d'illite	31
Figure 15 :Structure de la montmorillonite	32
Figure 16 : Schémas types de rupture de remblai sur sols mous	33
Figure 17 :Mécanismes de rupture des remblais sur sols compressibles [4]	33
Figure 18:Mise en oeuvre des colonnes ballastées par voie humide (Document)	42
Figure 19 : Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie sèche (document Keller)	43
Figure 20 :Principe de réalisation des plots ballastés (Document de Ménard	43
Figure 21 :Engin utilisé pour la réalisation des plots ballastés (Document de Ménard)	44
Figure 22 : Mise en œuvre des plots ballastés	45
Figure 23 : Plot ballasté avant remblaiement type (Document de G.T.S®).....	45
Figure 24: Les sols concernés par la technique des colonnes ballastées (Document Keller)	47
Figure 25 : Massif de sol traité par un réseau de colonnes ballastées	50
Figure 26 :Principe de concentration des contraintes et réduction des tassements.....	51
Figure 27:Mode de déformation axiale : répartition des contraintes verticales et déformation axiale en surface (Eggestad, 1983).....	53
Figure 28:: Mode de déformation radiale : répartition des contraintes horizontales et déformation radiale de la colonne ballastées (Eggestad, 1983)	54
Figure 29:Interaction sol-colonne : répartition des contraintes de cisaillement le long de la colonne ballastée (courte) et effet de pointe (Eggestad, 1983).....	55
Figure 30: Type de rupture d'une colonne isolée chargée en tête exécutée dans une couche compressible homogène (d'après Datye, 1982).....	56

LISTE DES FIGURES

Figure 31: Essai de chargement sur un modèle réduit en laboratoire d'une colonne ballastée isolée. (Hughes et Withers, 1974).....	57
Figure 32 : Tassements et déplacements latéraux suite au chargement en tête d'une colonne ballastée isolée. (Hughes et Withers, 1974).....	58
Figure 33 :Essai de chargement sur modèle réduit d'une colonne ballastée : (a) Chargement de la cellule unité ; (b) chargement en tête de la colonne. (Shivashankar et al. 2011).....	60
Figure 34:Déformations latérales des pieux de sable suite au chargement par une fondation circulaire au début, au milieu et à la fin de processus de chargement : a) L/D=6 ; b) L/D=10. (Mc Kelvey et al. 2004)	61
Figure 35:18Essais de chargement sur modèle réduit des. vue en plan ; b) profile en travers ; c) détails de la cellule de pression.(Ambily et Ghandi, 2007).....	62
Figure 36:Déformation latérale observée suite au chargement des colonnes. (Ambily et Ghandi, 2007)	63
Figure 37:Diamètre équivalent en fonction du maillage des colonnes(Balaam et Booker, 1981).. Error! Bookmark not defined.	
Figure 38:Expansion latérale d'une colonne ballastée isolée (Hughes et Withers, 1974).....	66
Figure 39:Figure IV.1:modèle géométrique avec colonnes ballastées en Profondeur	72
Figure 40:modèle géométrique avec colonnes ballastées flottantes	73
Figure 41: Maillage déformé du modèle AC Profondeur.....	73
Figure 42: Maillage déformé du modèle AC flottante	74
Figure 43 : courbe de actifs pores pressurent AC en profondeur	74
Figure 44:courbe de active pore pressures AC flottante	75
Figure 45:courbe effective stresses AC en profondeur	75
Figure 46: courbe effective stresses AC flottante	76
Figure 47:Figure IV.8courbe Total displacements AC profondeur	76
Figure 48:courbe Total displacements AC flottantes	77
Figure 49:courbeEffective mean stresses	77
Figure 50:courbe Mean stresses.....	78
Figure 51:Courbe du facteur de sécurité Msf pour Hr =12,5.....	78
Figure 52:Courbe du facteur de sécurité Msfdu remblai h=14,5	79
Figure 53:Courbede charge- déplacement.....	81
Figure 54:Courbede charge- déplacement.....	82
Figure 55:Courbede charge- déplacement-temps	83
Figure 56:Courbe déplacement - Temps	83
Figure 57:Courbe de pression active en en fonction de temps	85

LISTE DES FIGURES

Figure 58: courbe de Mstage-déplacement	86
Figure 59: courbe de Mstage-déplacement.....	86
Figure 60: Courbe de l'accélération - temps	87
Figure 61: .Courbe de l'accélération - temps	88

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : propriétés caractéristique des sols compressible	28
Tableau 2 : Champ d'application des colonnes ballastées : nature et résistance des sols (étroite latérale) [DHOUIB - colonnes ballastées].....	47
Tableau 3 : Limites d'application des colonnes ballastées : charges appliquées et tolérances imposées	48
Tableau 4: Propriétés des couches de sol.....	69
Tableau 5: Propriétés des colonnes ballastées.....	70
Tableau 6: Propriétés du matelas de répartition	71
Tableau 7 : Propriétés du remblai	71
Tableau 8: Valeurs du facteur de sécurité du remblai de différentes hauteurs.....	79

LISTE DES NOTATIONS

LISTE DES NOTATIONS

A_c : Aire ou section de la colonne après mise en place

D_c : Diamètre initial de la colonne.

D_e : Diamètre équivalent ou zone d'influence de la colonne et l'entre axe des colonnes.

A : Section droite totale du domaine d'influence de la colonne (principe de la cellule unitaire)

A_c : Section droite de la colonne

A_s : Section droite du sol,

σ_0 : Contrainte verticale apportée par l'ouvrage,

Q : : Facteur qualité.

σ_c : la contrainte transférée à la colonne d'aire A_c .

σ_s : la charge supportée par le sol sur l'aire A_s .

E_c : Module élastique du matériau constituant la colonne.

E_s : Module élastique du sol.

S_i : Tassement initial (sol non amélioré) ;

S_f : Tassement final (sol amélioré).

β : Facteur de réduction des tassements

α :Facteur de substitution du sol (taux d'incorporation)

n : le rapport de concentration des contraintes

$\Delta\sigma_h$: La contrainte de compression exercée dans le ballast

σ_{h0} : Contrainte totale horizontale régnant dans le sol avant traitement,

σ_{ht} : La contrainte horizontale totale

σ'_{v0} : Contrainte effective verticale régnant dans le sol

σ_{v0} : Contrainte effective totale régnant dans le sol,

e : Indise de vide

Δe : la variation de perméabilité

W :Teneur en eau

n : Porosité

C : Compressibilité

Coe : Indice de fluage

k : Coefficient de perméabilité

C_v : Coefficient de concolidation

C_u : Cohésion non drainée

LISTE DES NOTATIONS

pd : Masse volumique sèche

ps : Masse volumique particules

Introduction générale

Les remblais de grande hauteur sont utilisés dans divers ouvrages de génie civil : Infrastructure routières et voies ferrées, ainsi que dans des ouvrages hydrauliques ou industriels. Depuis les années 1970, la plupart de ces travaux utilisant la technologie des sols renforcés, qui permet d'augmenter la stabilité de l'ouvrage et de réduire les déformations à moindre coût. Cependant, l'utilisation de cette technologie dans les remblais est encore très limitée. La technique utilisée dans ce travail est le renforcement du sol par des colonnes ballastées qui jouent un rôle très important en assurant ce qui suit :

- L'amélioration de la portance,
- La réduction des tassements,
- L'augmentation de la vitesse de consolidation,
- La contribution à la stabilité générale des remblais.

Dans ce mémoire, on a essayé de montrer l'influence du renforcement par colonnes ballastées, d'une couche compressible recevant un remblai autoroutier de grande hauteur, sur l'accélération du temps de la consolidation, la réduction des tassements et l'amélioration de la Force portante.

Notre étude est organisée en quatre chapitres, une introduction et une conclusion générale. Dans le premier chapitre, on a présenté un état de l'art sur les remblais et le principe de conception des grands remblais ainsi que le choix et la nature des matériaux de remblai de et la réalisation des remblais de grande hauteur sur sols mou.

Il sera présenté dans ce deuxième chapitre : les caractéristiques des sols compressibles et en particulier les argiles molles ; les propriétés caractéristiques des sols compressibles, ainsi les comportements des remblais sur sols mou.

Le troisième chapitre est consacré dans le renforcement des sols par les colonnes ballastées, les techniques de mise en œuvre, le mécanisme de comportement et les méthodes de dimensionnement et l'amélioration des sols par colonnes ballastées.

Dans le dernier chapitre, on présente la simulation numérique par la méthode des éléments finis d'un remblai autoroutier de grande hauteur reposant sur une couche d'argile molle renforcée par les colonnes ballastées en profondeurs et flottantes. Et enfin on termine par une conclusion et des recommandations.

CHAPITRE I

ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LE

COMPORTEMENT DES REMBLAIS DE

GRANDE HAUTEUR

I.1.Introduction

Les remblais de grande hauteur sont considérés comme des ouvrages d'art, car leur réalisation réunie à la fois les conditions de mise en œuvre des remblais courants et les conditions de stabilité qui peuvent modifier le choix, la disposition et la mise en œuvre des matériaux dans le corps de remblai.

Au-delà d'une hauteur de 15 mètres, les caractéristiques techniques des grandes plates-formes ne sont plus entièrement couvertes par la réglementation technique applicable aux terrassements routiers (RTR, puis GTR en France). Un atelier organisé par le LCPC à Nantes en 2001 a fait le point sur les difficultés rencontrées dans la conception et la réalisation de ces grands ouvrages : les grands remblais ne sont pas qu'un amas de couches bien compactées. Leurs déformations peuvent être importantes et évoluer dans le temps. Elles sont souvent hétérogènes, parfois composées de matériaux en constante évolution, et sont toujours affectées par le cycle de l'eau. Ils comprennent des structures horizontales et verticales. La vitesse de construction dépasse souvent celle du contrôle du matériel de mise à la terre, son entretien doit donc être soigneusement planifié.. Les auteurs font le point de l'expérience acquise et suggèrent des orientations de recherche pour faire progresser la conception et l'exécution des remblais de grande hauteur.

I.2. Généralités sur les remblais et principe de conception des grands remblais

I.2.1 Terminologie de base

On précise ici un certain nombre de termes très courants qui seront régulièrement utilisés par la suite et qu'il convient de bien connaître.

I.2.1.1. Le Remblai

Un remblai est une structure en terre créée en plaçant des matériaux pour élever ou niveler un terrain naturel. Il doit pouvoir résister aux sollicitations ultérieures (trafic routier ou ferroviaire, bâtiments, superstructures, etc.) sans déformations néfastes (tassement, glissement, etc.).



Figure 1 :Types de Remblai (ferroviaire, routier)

La qualité du remblai dépend de la nature des matériaux qui le composent et de sa mise en œuvre. Le matériau provenant des déblais du site ou de la fosse d'emprunt (y compris l'abaissement du niveau du sol en enlevant la boue) doit être placé à la bonne teneur en humidité (pour assurer une portance adéquate) et compacté (pour assurer sa stabilité).



Figure 2: Exemples de Remblai

I.2.1.2. Le remblaiement

Remblayer un terrain avant des travaux de construction : c'est même une technique d'aménagement de terrain.

Il est indispensable dans les cas suivants :

- la profondeur du décapage est supérieure à l'épaisseur du dallage futur et de sa fondation ;
- le terrain doit être mis à l'abri des inondations ;
- le dallage doit être placé au niveau de la plate-forme des camions ou des wagons.

I.2.1.3. Les remblais de grande hauteur

Les grands remblais sont plus qu'un empilement de couches bien compactées. Leurs déformations peuvent être importantes et évoluer au cours du temps. Ils sont le plus souvent hétérogènes parfois constitués de matériaux évolutifs. Ils comportent des ouvrages transversaux et longitudinaux (Les réseaux d'assainissement des eaux).

Les remblais de grande hauteur peuvent également être construits avec des matériaux de caractéristiques moins sécuritaires (sols fins argileux notamment). Dans ce cas, leur conception et leur réalisation ne s'appuient plus seulement sur les règles empiriques évoquées précédemment, mais font aussi un large appel à des études spécifiques de mécanique des sols et des roches au même titre qu'un ouvrage d'art.

Il n'est pas possible de déplacer les sols utilisés en remblai sur de grandes distances et il faut donc s'accommoder des matériaux disponibles. Cela doit inciter les projeteurs à adapter très tôt le tracé, pour éviter d'avoir ensuite à prendre des risques excessifs sur la qualité des matériaux employés. [1]



Figure 3: Remblai de grande hauteur

I.3. Conception des grands remblais

I.3.1. Les sols utilisables et la stabilité du corps de remblai

Les sols rencontrés dans les déblais du chantier peuvent être réutilisés s'ils sont peu argileux, si les éléments qui les constituent sont suffisamment résistants à l'écrasement et si leurs caractéristiques mécaniques n'évoluent pas après la mise en œuvre (par exemple, le rocher sain). Cependant, il n'est pas possible de déplacer les sols utilisés en remblai sur de grandes distances et il faut donc s'accommoder des matériaux disponibles. Cela doit inciter les projecteurs à adapter très tôt le tracé, pour éviter d'avoir ensuite à prendre des risques excessifs sur la qualité des matériaux employés.

Pour s'accommoder des matériaux hétérogènes effectivement disponibles (ce qui est le cas le plus fréquent, il est acquis aujourd'hui qu'il faut en optimiser et en maîtriser l'emploi par une affectation choisie par zone dans le remblai. Un remblai dont on n'a pas maîtrisé l'hétérogénéité est, en effet, potentiellement à risque (prise en compte du support du remblai). Ce zonage consiste à affecter les matériaux disponibles dans les différentes parties du remblai (les talus, le noyau, la base et la PST), soit le dernier mètre environ sous le fond de la couche de forme, de telle sorte que cette zone ait ensuite les qualités nécessaires pour s'accommoder des sollicitations qu'elle reçoit, ainsi que des circulations d'eau prévisibles dans le remblai.

Pour que le sol disponible soit compatible avec son affectation dans une partie de remblai donnée, on a très fréquemment recours à un traitement par des liants. Les matériaux

qui sont dans un état humide posent moins de problèmes pour la pérennité de l'ouvrage, mais leurs conditions de mise en œuvre (traficabilité et compactage) rendent le chantier plus difficile. Ces problèmes peuvent être dans une certaine mesure plus facilement maîtrisés par la réduction de pente de talus ou par un traitement adapté.

L'intérêt d'essais de fragmentable et de dégradabilité pour caractériser les sols susceptibles d'évoluer après mise en œuvre n'est pas mis en doute. Par contre, les essais actuels sont jugés critiquables (spécialement du fait que le nombre de cycles d'immersion-séchage retenu par le mode opératoire de la dégradabilité est borné et traduit incomplètement la sensibilité de certains matériaux qui se manifeste au-delà de ce nombre de cycles). Ils mériteraient d'être approfondis et améliorés.

La prévision du comportement mécanique des sols au cours du temps est mal assurée par les essais d'identification du type de ceux préconisés par le GTR, quand ces matériaux sont plus au moins argileux et à fortiori lorsqu'ils sont extraits en blocs au déblai (cas des argilites, des marnes rocheuses, etc...). Il est souvent intéressant de réaliser des essais triaxiaux (Mieussens.1993) des essais œdométriques et des essais de perméabilité sur ces matériaux pour mieux cerner leur comportement dans le temps, lorsque les sols disponibles s'y prêtent (Serratrice, 1995). Pour certains matériaux délicats (argiles plastiques. sur consolidées ou indurées, etc...), il est nécessaire d'en généraliser l'usage. Ces essais montrent, en particulier, que les pentes courantes des talus peuvent être incompatibles avec leur tenue dès qu'il ya risque de saturation.



Fig. 3 - Grand remblai édifié avec zonage des matériaux (Photo Guintoli).

Figure 4 : Grand remblai édifié avec zonages des matériaux

Pour les matériaux non compatibles avec l'essai Proctor, tels que les marnes, les calcaires tendres, les craies, etc.... Seuls des essais en vraie grandeur permettent de définir la teneur en eau optimale de compactage.

La démarche suivante a cependant été proposée pour permettre une approche en laboratoire dans les cas favorables :

- échantillonnage du matériau destiné au corps de remblai, écrêtage de la fraction grossière de l'échantillon à 30%. Si ce prélèvement ne permet pas de réaliser d'essai ;
- triaxial (D_{max} supérieur à 10 à 20% du diamètre de la cellule) ; c'est que l'on a trop de gros éléments et le matériau échappe à la mécanique des sols courante ;
- Réalisation d'un essai de cisaillement à l'appareil triaxial sur matériau saturé ;
- Choix des caractéristiques de cisaillement avec ou sans cohésion) ;
- Modélisation et calculs de stabilité valeur du coefficient de sécurité recherché ($F > 1.5$) ;

Dans la pratique deux approches peuvent être utilisées en fonction des matériaux :

- Pas d'étude spécifique lourde si les matériaux utilisés et le site ne posent pas de problèmes particuliers. Le géotechnicien opte alors pour des pentes classiques (2V/3H, 1V/2H) ou toute autre géométrie, sans la vérifier.
- Etude spécifique lourde si le comportement du matériau apparaît comme incertain vis-à-vis des contraintes subies pour la hauteur projetée ou si le site présente des indices d'instabilité. Dans ce cas la caractérisation mécanique du matériau de remblai pose souvent de sérieux problèmes de mesure et de méthodologie.

Ces études peuvent conduire à définir des spécifications de compactage assez notablement différentes de ce que préconise le GTR.

I.3.2. Prise en compte du support du remblai

Il convient de vérifier le comportement du sol support sous la charge qui lui sera appliquée par le remblai. Les études géotechniques préalables des sols support de remblai doivent classer les sols dans la classification GTR pour permettre aux mécaniciens des sols de disposer de leurs références habituelles. A cette fin, l'étude géotechnique doit comporter :

- Une reconnaissance des terrains incluant le substratum (recherche de couches de bonnes caractéristiques).
- L'identification et la mesure des caractéristiques mécaniques des sols.
- La reconnaissance de la stabilité intégrant des valeurs de performances réalistes (non bloquantes pour le chantier) à atteindre par le remblai.
- Une prévision à long terme du comportement des matériaux.

Le Décapage de la terre végétale et le dessouchage sont jugés techniquement inutiles sous un remblai de grande hauteur. L'absence de dessouchage doit cependant s'accompagner d'une vérification que les couches situées sous remblai ne risquent pas de repartir en végétati. Le compactage du sol support de remblai est souhaitable mais irréaliste quand la portance du terrain naturel est trop faible (résistance de pointe au pénétromètre $q_c < 1$ MPA voire 3MPa) puisque dans ce cas aucun engin ne peut accéder au site sans interposition préalable d'une couche portante qui sera évidemment la première compactable.

La base des remblais sur pente doit être protégée contre les écoulements. Ceux-ci peuvent être très réduits par des drains interceptant les écoulements à l'amont et conduisant l'eau à travers le remblai. La seule exigence de redans comme garantie d'accrochage du remblai sur un sol support en pente assez raide, (15% comme valeur maximale au-delà de laquelle des redans sont imposés) ne fait pas l'unanimité. Le seuil de 15% est reconnu comme

devant être modulé suivant les sols rencontrés et l'exécution de redans n'est sans doute pas la seule disposition à prendre pour les différents cas rencontrés.

Certains pensent par exemple que le drainage efficace de l'interface remblai-sol support est une précaution nettement plus importante que la seule exécution de redans systématique. En cas d'intercalation d'un géotextile, on devra vérifier qu'il ne constitue pas un plan de glissement privilégié si les caractéristiques de frottement de contact ne sont pas satisfaisantes. Certains points particuliers doivent faire l'objet d'investigations, comme la sismicité locale et les risques qu'elle pourrait générer, en particulier par l'effet de site (grande taille des ouvrages) et par la nature des matériaux utilisés (sols sablo-graveleux). La présence d'éventuelles cavités peut justifier des études approfondies du fait de la charge importante apportée par remblai.

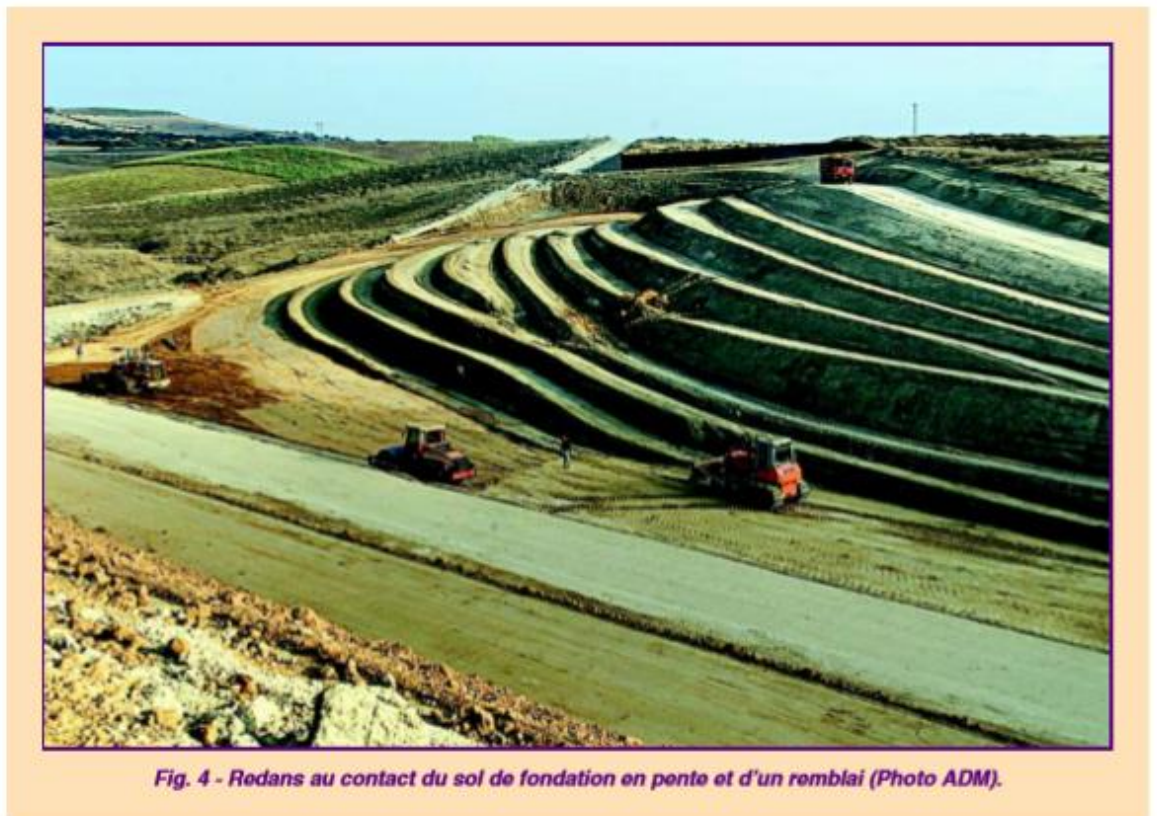


Figure 5 : Redans au contact du sol de fondation en pente et d'un remblai

I.3.3. La maîtrise des circulations d'eau dans le remblai

Un article récent relatif à la pathologie des remblais (Auriol et al 2000) permet de constater que les défauts de drainage et d'assainissement superficiel de l'emprise routière constituent la première cause des pathologies recensées par les enquêtes menées en France et

au niveau international. Dans la partie française de l'enquête, un drainage ou un assainissement superficiel défaillants était l'une des causes diagnostiquées des désordres de 33 cas de remblais sur les 54 recensés présentant des pathologies (soit environ 60%). Les matériaux drainants ne sont pas actuellement bien définis.

Il semble que les matériaux drainants les plus surs soient dépourvus de fines (fraction d/D) ou en contiennent moins de 5%. En fait, un matériau est défini comme drainant par rapport à un autre sol et il doit donc être nettement plus perméable que le sol à drainer : d'autre part, il doit assurer un transit d'eau et, si le débit est élevé, il faut rechercher des matériaux très perméables à fort pourcentage de vides enfin, si le matériau drainant contient des éléments fins (par exemple, du sable fin), il pourra développer une succion et donc conserver un stock d'eau à écoulement non gravitaire, dont il convient de vérifier les conséquences sur la fonction attendue.

Le drainage de la base des remblais par une couche drainante est certainement justifié dans les cas où les matériaux constituant la base du remblai sont sensibles à l'eau et où l'on craint des remontées d'eau par capillarité dans la base du remblai (qui est la plus chargée), en particulier quand le sol support est compressible ou que l'on s'attend à des circulations d'eau superficielles.

Il semble cependant que cette pratique tende à se généraliser sans que sa justification en soit toujours évidente. Compte tenu du cout de ces couches drainantes dans les régions pauvres en granulats, l'intérêt de cette disposition mériterait sans doute d'être examiné de façon approfondie.

Ainsi, on n'a que rarement une justification de la nécessité d'utiliser des matériaux insensibles à l'eau en zone inondable alors que, par exemple, les concepteurs de barrage ne traitent jamais les pieds des barrages homogènes. La zone de transition du déblai doit toujours être analysée pour prévoir les dispositions nécessaires, car c'est un point faible lié à la présence des matériaux superficiels altérés. Les préoccupations portent sur l'éventuelle présence d'eau et la portance qui en résultera, ainsi que sur la stabilité (le problème est du même type que celui des remblais sur pente). Une reconnaissance permettant de localiser d'éventuelles arrivées d'eau serait sans doute justifiée, à défaut, on pourrait imposer au moins d'aller observer le terrain.

L'objectif est de réaliser une coupure drainante dans cette zone très importante au plan technique. Lorsque la pente du talus des terrains en place auxquels le remblai se raccorde est

trop importante, il convient aussi le plus souvent de réaliser des redans dans le talus, comme dans le cas des remblais sur pente transversale.

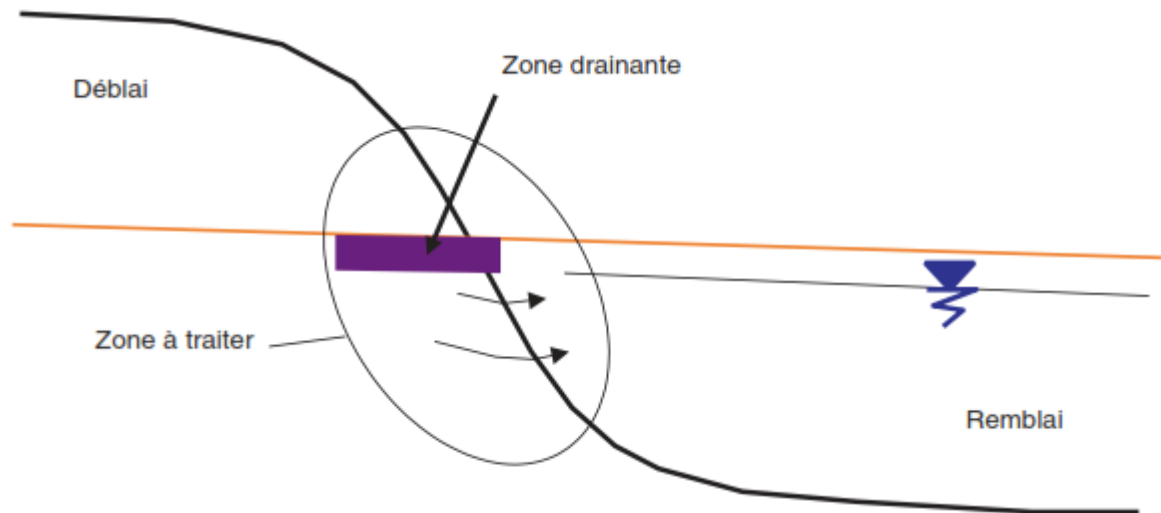


Figure 6: La transition déblai-remblai

Les circulations d'eau à l'intérieur d'un remblai doivent être prévues et maîtrisées. La chaussée, bien que peu perméable, laisse passer des quantités d'eau de pluie non négligeables, qui ne seront plus reprises par évaporation. De l'eau s'infiltré également aux transitions déblai-remblai, par les accotements et les talus et aussi trop souvent à cause des défaillances fréquentes des systèmes de drainage et d'assainissement.

L'objectif est d'éviter qu'il existe des zones de remblai où le sol puisse se saturer et d'éviter ainsi des tassements du corps de remblai, d'une part, et une baisse de la cohésion et donc des coefficients de sécurité sur la stabilité géométrique de l'ouvrage, d'autre part. Un remblai en matériaux hétérogènes constitué de façon anarchique comporte des poches de matériaux plus perméables que les sols qui les entourent. Ces matériaux plus perméables (une différence de perméabilité d'une puissance de 10 suffit à expliquer ces phénomènes) constituent un drain pour le matériau encaissant et vont donc se saturer puis laisser partir progressivement leur eau vers le matériau encaissant, lorsque celui-ci veut s'assécher. Les poches ainsi constituées distribuées de façon anarchique, il est impossible d'aller les rechercher de façon rationnelle après la fin des travaux par des systèmes drainants (par exemple, à l'aide de drains subhorizontaux).

De ce fait, on ne sait plus très bien remettre en état de tels remblais. La conception du corps de remblai, et en particulier du zonage évoqué au sol utilisables et la stabilité du corps de remblai, doit prévoir une émergence latérale (au niveau des talus ou de systèmes drainants) des matériaux plus perméables et interfaces entre matériau plus perméable et matériau moins perméable, afin d'éviter toute accumulation d'eau. Le débouché en talus de telles arrivées d'eau peut provoquer des désordres dans le talus, mais ceux-ci peuvent être maîtrisés en adoucissant la pente ou en mettant en œuvre des dispositifs drainants tels qu'éperons ou masques.

I.4. Prise en compte de l'environnement du remblai

I.4.1. Les ouvrages transversaux dans le remblai

L'implantation systématique des ouvrages transversaux en fond de vallon conduit à des ouvrages longs, généralement soumis à des surcharges importantes (hauteur maximale de remblai). Dans les talwegs suffisamment secs, le rétablissement peut être recherché en s'adaptant à la topographie (accrochage latéral sur les versants). Pour assurer un calage d'ouvrage de bonne qualité, on peut envisager de monter le remblai jusqu'à une hauteur suffisante au-dessus de l'ouvrage prévu, puis de le décaisser ensuite au droit de l'ouvrage.

La pose en dépression (pose des structures transversales de telle façon qu'un effet de voûte se développe au-dessus dans le remblai) ne semble pas poser de problème important : l'emploi d'un matériau déformable (Pneu sol, polystyrène, etc.) pour maîtriser l'effet Marston est bien connu et de mise en œuvre bien définie. Il n'y a pas de pathologie constatée suite à l'utilisation de cette technique.

L'exécution d'ouvrages poussés pose, pour le matériau encaissant, des problèmes similaires à ceux rencontrés lors du creusement des tunnels, avec les conséquences connues en déformations et évolutions des matériaux concernés.



Figure 7 :Exemple d’ouvrages transversaux dans un grand remblai (Photo Guintoli).

I.4.2. Les ouvrages longitudinaux dans le remblai

Les réseaux d’assainissement des eaux de surface sont déterminés par les débits à écouler. Les considérations hydrauliques permettent de choisir entre des ouvrages de petit diamètre et des ouvrages visitables. Pour les petits ouvrages, le choix s’oriente plutôt pour des matériaux «sans entretien » et présentant peu de raccords (PVC...). L’imperméabilisation du terre-plein central est préconisée.

I.4.3. Les ouvrages posés sur le remblai ou accolés au remblai

Les fondations des dispositifs de signalisation verticale posent souvent problème car elles combinent proximité de la pente (talus) et appui sur un remblai (dont la qualité doit être suffisante). Depuis novembre 1999, un Guide technique sur le « dimensionnement des massifs de fondation pour les portiques, potences et hauts mâts » (SETRA, 1999), permet d’optimiser le dimensionnement par rapport aux pratiques antérieures. Il reprend les méthodes du fascicule 62-titre V du CCTG (MELT, 1993) après modification de certains coefficients de sécurité, par référence au guide relatif aux fondations des remontées mécaniques (STRMTG-CEBTP,

1993). Les dépôts accolés aux talus du remblai nécessitent pour chaque cas une étude de stabilité spécifique. [2]

I.5. Nature et choix de matériaux de remblai

I.5.1. Généralités

Les propriétés des matériaux utilisés pour former les remblais et les hauteurs qu'ils doivent atteindre déterminent en premier lieu leurs performances. La destination que doit remplir le remblai a non seulement une certaine influence sur le procédé employé, mais encore il faut être plus ou moins prudent lors de la mise en place de cet ouvrage.

Le remblai utilisé pour soutenir la route n'a pas besoin de réparations sur la route, il ne causera donc pas de dommages graves et ne subira pas de tassement par la suite, ce qui serait regrettable s'il devait soutenir le chemin de fer au lieu de la route. Les remblais qui sont nécessaires pour supporter des canaux ou former des réservoirs doivent être plus prudents.

Les talus des remblais ordinaires ne sont exposés qu'à l'eau qui tombe dessus, pas à eux comme les tranchées, qui ne sont pas exposées aux eaux souterraines comme les tranchées. Les talus des digues de retenues, de même que ceux bordant les canaux et plongeant dans les eaux, ne se trouvent plus dans le même cas ; ils nécessitent en général une protection toute spéciale, Suivant les cas, il faudra régler le choix des matériaux et le mode de leur emploi.

Si l'on était libre dans le choix des matériaux, on n'emploierait jamais de l'argile pour faire des remblais de quelque hauteur. Mais si un remblai est situé entre deux tranchées ou vertes dans de l'argile, il faut bien, à moins de mettre les déblais en dépôt et d'aller chercher tout le remblai à de grandes distances, ou de replacer le remblai par un ouvrage d'art, aviser aux moyens de rendre aussi peu dangereux que possible l'emploi des matières argileuses.

Plus la hauteur des remblais est grande, plus les chances de déformation ou d'éboulements augmentent

Nous avons dit qu'en générale on ne se dépasse pas pour les emblais 25 m à 30 m de hauteur.

Pour des tranchées très profondes le cube à extraite devient si considérable, qu'a part la considération du maintien des talus, et à moins de circonstances particulière, l'exécution de souterrains se trouve tout indiquée au point de vue de l'économie.

I.5.2. Les matériaux de remblai Les matériaux utilisés pour les corps de remblai se répartissent en trois catégories : les sols, les matériaux rocheux et les sous-produits industriels.

I.5.2.1. Les sols

Les sols sont des matériaux naturels provenant de la destruction mécanique et / ou physico-chimique des roches. Ils sont constitués de grains de dimensions très variables, de quelques micromètres à quelques décimètres, pouvant être séparés aisément par simple trituration ou éventuellement sous faction d'un courant d'eau. Les sols sont de nature et d'origines géologiques très diverses : alluvions, matériaux meubles sédimentaires, dépôts glaciaires, ébouais de pentes.

Les possibilités d'emploi d'un sol pour la construction des remblais sont contrôlées par deux éléments essentiels : la nature et l'état hydrique, qui constituent le support de base de la classification des sols utilisée en France [GTR, septembre 1992].

On entend par nature du sol les caractéristiques du sol qui ne varient pas, ou très peu, lorsqu'on le manipule, que ce soit à l'extraction, au transport, à la mise en remblai ou au compactage. C'est le cas par exemple pour la granularité d'un grave et l'argilo site d'un sol fin. Par contre, les caractéristiques d'état d'un sol sont celles qui peuvent être modifiées par l'environnement dans lequel il se trouve. C'est le cas en particulier pour l'état hydrique.

Dans la classification des sols utilisés pour les corps de remblais [GTR, septembre 1992], les paramètres retenus pour caractériser la nature du sol sont la granularité, indice de plasticité et la valeur de bleu de méthylène. Pour caractériser l'état hydrique du sol, trois paramètres ont été retenus dans la classification des sols.

Ce sont le rapport de la teneur en eau naturelle (à la teneur en eau à l'optimum Proctor Normal (l'indice de consistance et l'Indice Portant Immédiat.

I.5.2.2. Les matériaux rocheux

Dans cette catégorie nous pouvons distinguer deux types de matériaux : les matériaux sains, qui se caractérisent par le fait que leur granulat peut être considérée comme travaux ou au cours de la vie de l'ouvrage. Comme matériaux rocheux non évolutifs, nous définitive une fois l'extraction réalisée, et les matériaux rocheux évolutifs.

Le caractère évolutif du matériau est caractérisé par le changement de structure sous l'effet des engins au cours des travaux ou au cours de la vie de l'ouvrage. Comme matériaux rocheux non évolutifs, nous pouvons citer le granite et le basalte, et comme matériaux évolutifs, nous pouvons citer les marnes et la craie. Il faut toutefois être conscient qu'il existe le plus souvent une transition continue entre matériaux sains et matériaux évolutifs.

La classification des matériaux rocheux utilisés pour les corps de remblais, [GTR, septembre 1992], s'appuie en premier lieu sur des paramètres tels que la nature pétrographique de la roche (roches sédimentaires, magmatiques ou métamorphiques) et en second lieu, sur l'état de la roche et ses caractéristiques mécaniques (fragmentable, dégradable, coefficients Los Angeles et Micro Derval).

I.5.2.3. Les sous-produits industriels

Ce sont des matériaux particuliers dont l'emploi en remblai peut dans certains cas se révéler intéressant du point de vue technique et économique, à condition de ne pas nuire à l'environnement. Toutefois, les critères au travers desquels il convient d'examiner chaque famille de matériaux entrant dans cette catégorie pour en déduire ses possibilités d'emploi sont à la fois divers et spécifiques à la famille de matériaux considérée.

Les principaux sous-produits industriels utilisés dans la construction des remblais routiers en France [GTR, septembre 1992] sont les cendres volantes, les schistes houillers, les mâchefers d'incinération des ordures ménagères...

I.6. Réalisation des remblais sur sols mou

I.6.1. Remblai sur sol mou

La construction de remblais sur des sols compressibles à faible capacité portante nécessite souvent des techniques de construction adaptées : consolidation des drains, construction étagée ou encore remplacement des sols de soutènement. La technologie étudiée ici consiste à renforcer la fondation du remblai avec une géo grille à haute résistance à la

traction. Le renforcement a pour but d'empêcher le remblai de se rompre en raison de mécanismes de rupture par rotation dans le sol support par sa mise en tension. Le renforcement maintient l'intégrité du remblai pendant le processus de poinçonnement du sol de fondation, mais n'a aucun effet sur la capacité portante du sol ou l'ampleur du tassement.

Le renforcement des remblais avec des couches de géotextiles peut supporter les charges des remblais qu'ils supportent en minimisant la déformation. Le système réduit l'impact, les nappes améliorant la stabilité et permettant d'avoir une pente du talus de remblai plus raide, et d'avoir une meilleure répartition des charges grâce aux géotextiles qui entraînent une diminution des tassements différentiels entre deux points sous le remblai. De plus, du fait d'une meilleure stabilité, le temps d'attente de consolidation, qui traduit l'amélioration des caractéristiques mécaniques à court terme du sol mou, peut être réduit et une diminution du temps du planning de construction est possible.

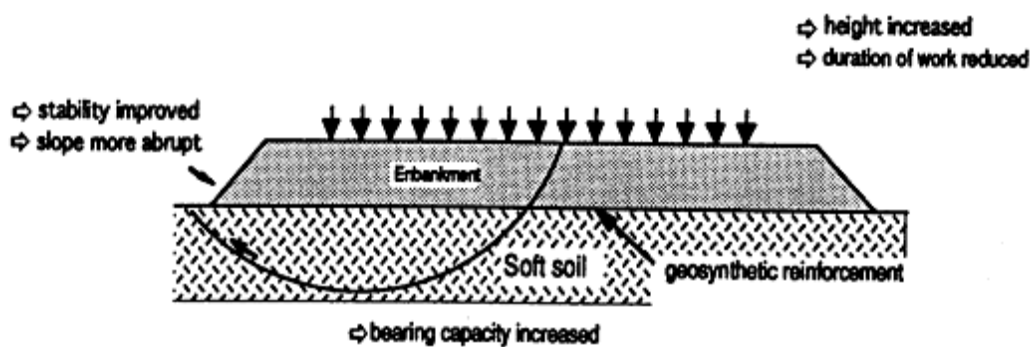


Figure 8 : Principe de renforcement d'un remblai sur sol mou (documentation Texinov)

La première étape du dimensionnement consiste à recueillir les données géotechniques du sol mou et construire un modèle géologique du terrain. En effet, pour pouvoir appliquer la théorie de Bishop au cas du renforcement d'un remblai sur sol mou, il nous faut préalablement recueillir des informations sur le remblai et le sol support et en particulier l'angle de frottement interne, la cohésion et le poids volumique. Les caractéristiques des différents géotextiles pouvant être utilisés pour le renforcement doivent aussi être connues.

Le principe du dimensionnement est d'effectuer une vérification à la rupture sur chaque géotextile dans l'optique de choisir le plus adapté à la situation. On teste successivement plusieurs géotextiles en observant la variation du coefficient de sécurité. [3]

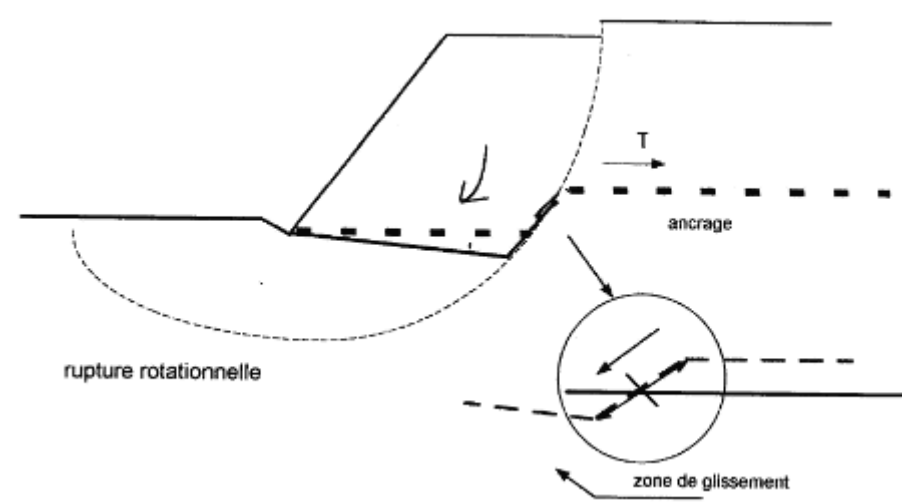


Figure 9:Rupture rotationnelle (documentation Texinov)

I.6.2. Caractéristiques des sols mous

Les sols mous sont caractérisés par :

- une nature le plus souvent argileuse avec une teneur en matières organiques plus ou moins importante ;
- une teneur en eau très élevée ;
- un poids spécifique apparent faible ;
- une résistance au cisaillement très faible ;
- une forte compressibilité entraînant des tassements importants.

I.6.3. Classification des sols mous

On peut classer les sols mous en trois grandes catégories :

- les vases et argiles molles ;
- les tourbes.
- certaines alluvions à caractères sableux ou limoneux

I.6.3.1. Vases et argiles molles

I.6.3.1.1. Généralités

Géologiquement, les vases sont des dépôts d'eau douce ou salée, constitués d'éléments minéraux de la taille des limons, mêlés d'eau avec un liant organique.

Le squelette minéral est fait de grains inférieurs à 200μ et le plus souvent à 50μ avec une majorité de grains de 1 à 2μ , formant un réseau dit en « flocons » ou « nid d'abeille ».

La nature minéralogique est très variable : quartz, calcaire, minéraux argileux et s'y ajoutent des éléments organiques et minéraux.

Les vases sont, généralement, malodorantes et souvent thixotropiques (c'est à dire qu'il y a liquéfaction sous l'effet d'une agitation mécanique), en relation avec la structure lâche du squelette et la forte quantité d'eau retenue dans les vides du sol.

On les rencontre surtout dans les plaines alluviales, les zones littorales, en particulier les estuaires où elles peuvent atteindre une épaisseur importante. Elles peuvent avoir un caractère tourbeux si la présence de chlorure de sodium n'empêche pas la prolifération des microorganismes nécessaire à la décomposition des éléments végétaux.

En se consolidant, les vases perdent une partie de leur eau, la structure se détruit et elles se transforment en argile ou en marne d'autant moins molle que la consolidation est importante.

I.5.3.1.2. Propriétés des vases et argiles molles

Géotechniquement, il ne sera pas fait de différence entre les vases et les argiles molles, on retiendra :

- une teneur en eau élevée (souvent supérieur à 100% voir 300%)
- un faible poids volumique sec γ_d de l'ordre de 10 KN/m³
- une teneur en matières organiques comprise entre 2 et 10% environ
- une faible cohésion non drainée c_u : environ 10 KPa
- une forte compressibilité responsable de tassements secondaires importants (en relation avec la structure floconneuse)
- un état normalement consolidé (sur consolidé en surface, parfois sous consolidé en profondeur)

I.6.3.2. Les tourbes

I.6.3.2.1. Généralités

Les tourbes sont des roches sédimentaires d'âge quaternaire généralement postglaciaires, vieilles au plus d'une quinzaine de millénaires, brunâtres ou noires dans lesquelles les débris végétaux sont très reconnaissables dans la partie supérieure de la formation mais peuvent être détruits vers le bas et perdre totalement leurs caractères morphologiques et même histologiques. Ce sont des accumulations de débris végétaux décomposés à l'abri de l'air, en

milieu aqueux par des microorganismes (champignons et bactéries).

Les tourbes sont molles, ligneuses ou fibreuses suivant la nature des plantes d'origine et du degré de décomposition, chacune ayant une structure, une texture et une odeur caractéristiques, et une teneur en eau de 100% à 2000% par rapport à leur poids sec.

I.6.3.2.2. Types de tourbes

a. Les tourbières plates

Il s'agit de tourbière prenante naissance dans les fonds des marais, étangs, ou lacs peu profonds, aux eaux riches en sels minéraux dissous, fournissant une abondante végétation aquatique (roseaux, mousses...). La décomposition se fait sous l'eau. La tourbe ne s'accumule

que sur de faibles épaisseurs, de l'ordre du mètre, sauf élévation du niveau de l'eau. De nombreux sédiments (sables, limons, argiles...) peuvent s'accumuler à la base de la dépression.

b. Les tourbières bombées

Elles sont essentiellement formées à partir de mousses qui peuvent absorber des quantités d'eau très importantes (jusqu'à 20 à 40 fois leur propre poids sec). La tourbification se réalise alors par la base des mousses, à l'abri de l'air et en milieu mouillé. Les deux types de tourbières peuvent se superposer ou se présenter simultanément.

I.6.3.2.3. Propriétés des tourbes

En définitive, on retiendra :

- une teneur en eau très élevée pour les tourbières plates, elle varie de 100 à 600% (en relation avec la proportion d'éléments minéraux) pour les tourbières bombées, elle peut atteindre 2000% voir 4000%
- un poids volumique sec faible de 1 à 9 kN/m³
- une teneur en matières organiques élevée : de 10 à 80%
- une cohésion non drainée c_u dépendant de la nature de la tourbe : 25 KPa pour les tourbes fibreuses et ne dépassant pas 10 KPa pour les tourbes très évoluées
- le tassement de la tourbe ne suit pas généralement les cas classiques de la consolidation des argiles
- pression de pré consolidation difficile à apprécier et à déterminer
- phase de consolidation très courte et difficile à cerner
- compression secondaire déterminante
- en principe, les tourbes sont le plus souvent des sols normalement consolidés
- les indices de compression sont toujours très forts (supérieurs à 1)
- une perméabilité dont la composante horizontale est plus grande que la composante verticale, et qui diminue avec le tassement
- à signaler que les tourbes ont souvent une odeur fétide et qu'elles sont le siège de dégagements gazeux.

I.6.3.3. Autres types de sols mous

Il s'agit, en premier lieu, des sols compressibles pour lesquels la déformation se fait pratiquement au fur et à mesure de la construction (les sables lâches saturés ou non). Ce sont des sols très perméables et relativement sensibles à la présence d'eau.

On citera certaines formations limoneuses, certaines alluvions modernes, les évaporites [4]

I.7. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons vu une généralité sur les remblais et la conception de remblai de grande hauteur avec l'utilisation de choix et nature des matériaux des remblais, en outre les caractéristiques et classification des sols mou.

CHAPITRE II

COMOPRTEMENT DES REMBLAIS DE

GRANDE HAUTEUR SUR SOLS

COMPRESSIBLES

II.1. Introduction

Les sols compressibles de mauvaise qualité ont toujours existé, mais la raréfaction des sols de bonne qualité pour développer les réseaux routiers, autoroutiers et ferroviaires ainsi que les zones industrielles entraîne la nécessité de mettre en œuvre des techniques de renforcement des sols compressibles. La construction des remblais sur sols compressibles pose de nombreux problèmes, qui sont associés d'une part à la faible résistance de ces sols, qui entraîne des difficultés à assurer la stabilité des remblais, et d'autre part à leur forte compressibilité, qui se traduit par des tassements et déformations importants des ouvrages. Pour construire tout de même les ouvrages désirés, on peut procéder au renforcement ou à l'amélioration du sol de fondation ou du remblai. Les techniques employées permettent soit d'améliorer la stabilité du remblai, soit d'accélérer le processus de consolidation, ou encore de diminuer le tassement final ou de résoudre les deux problèmes à la fois. Il existe différentes méthodes de renforcement des remblais sur sols compressibles, plus ou moins anciennes et plus ou moins développées.

II.2. Généralités sur les sols compressibles

Tous les sols sont compressibles, c'est-à-dire qu'ils tassent lorsqu'on leur applique une charge verticale l'amplitude et la vitesse de ce tassement varient dans tous les sols compressibles. Les sols compressibles sont généralement de formation récente, inaptes à supporter un ouvrage d'art, mais pouvant, moyennant certaines précautions, servir de fondation à un remblai. Les remblais routiers, tout au moins ceux qui ont une hauteur importante, sont souvent édifiés sur des sols très compressibles. Ils sont en effet, le plus souvent, construits dans des zones de dépression comportant de grandes épaisseurs de tels sols, soit que le remblai serve lui-même à la traversée de la vallée, soit qu'il s'agisse du remblai d'accès à un ouvrage franchissant une rivière. Les sols compressibles sont caractérisés par :

- Une nature le plus souvent argileuse avec une teneur en matières organiques plus ou moins importante mais rarement négligeable ;
- Une teneur en eau très forte, et un faible poids spécifique apparent (ces sols sont très généralement saturés)
- Une résistance au cisaillement très faible
- Une forte compressibilité se traduisant, même sous faible charge, par des amplitudes de tassement notables, la vitesse de tassement décroissant avec le temps, mais ne s'annulant

pas en quelques années. Ces sols, généralement de formations récentes contiennent en plus ou moins grande proportion des matières organiques, on peut les diviser en cinq catégories :

- Les vases et argiles molles
- Les tourbes
- Les sols de sebkha
- Les limons
- Les marnes [5]

II.2.1. Définition des sols compressible

II.2.1.1. les argiles

Les argiles sont des roches sédimentaires à grains fins, de taille inférieure à 5 μm , composée pour une large part de minéraux spécifiques, silicates en général, d'aluminiums plus ou moins hydratés, qui présentent une structure feuilletée qui explique leur plasticité, ou bien une structure fibreuse qui explique leurs qualités d'absorption. Elles absorbent l'eau et forment une pâte imperméable (perméabilité inférieure à 0,2 mm/h), appelée couramment terre glaise, colorée par des oxydes de fer en ocre, rouge, vert. Les argiles peuvent être gonflantes, notamment celles de la famille des Montmorillonites lorsqu'elles absorbent l'eau et, au contraire, diminuer de volume sous l'effet de la sécheresse, allant jusqu'à fissurer en surface et même sur une profondeur de 2 m à 4 m. Par ailleurs, sous l'effet d'une charge, par exemple celle d'une construction, une partie de l'eau absorbée contenue entre les grains d'argile est chassée, ce qui a pour conséquence de provoquer un tassement sensible du sol. [6]

II.2.1.2. Les tourbes

Les tourbes sont des dépôts naturels organiques très compressibles, à hautes teneurs en matière organique, à très hautes teneurs en eau et à très hauts degrés de saturation, dont le contenu en fibres végétales décomposées constitue une structure anisotrope qui influence les résistances mécaniques. Le tassement de la tourbe ne suit généralement pas les lois classiques de la consolidation des argiles.

- La pression de pré consolidation est généralement difficile à déterminer, bien qu'il s'agisse vraisemblablement de sols normalement consolidés.
- La phase de consolidation est généralement très courte et malaisée à définir.
- La compression secondaire est souvent prédominante. Les indices de compression déterminées à l'odomètre sont très forts (supérieurs à 1). La perméabilité a généralement une

composante horizontale beaucoup plus forte que la composante verticale. Cette perméabilité diminue notablement au cours du tassement. [5]

II.2.1.3. Les limons

Les limons, constitués de silt, de loess et de, possèdent un squelette siliceux à silicocalcaire à grains fins. Leur taille est située entre celle des sables et celle des argiles ; la teneur en argile est variable. Ils sont peu perméables et constituent des terres de culture fertiles. Leur assise est médiocre et sont donc à éviter pour les fondations. [7]

II.2.1.4. Les marnes

Les marnes sont à la fois argileuses et calcaires. On considère, selon leur composition, trois grandes catégories :

- les marnes argileuses qui contiennent 5 à 35 % de carbonate de calcium ;
- Les marnes proprement dites et les calcaires marneux avec des taux respectivement de 35 à 65 % et 65 à 95 %. Comme pour les argiles, les marnes argileuses présentent notamment l'inconvénient de craqueler sur une certaine profondeur en cas de sécheresse. Les marnes ont souvent fait l'objet d'exploitation en carrières à ciel ouvert ou en souterrain pour donner respectivement de la chaux avec les marnes argileuses ; de la chaux hydraulique avec les marnes proprement dites ; et du ciment avec les marnes calcaires ou calcaires marneux. Elles ont également été utilisées pour amender les terres des exploitations agricoles. D'une façon générale, les marnes sont une assise de fondations bonne à moyenne en l'absence de gypse. En revanche, elles sont médiocres, voire dangereuses, lorsqu'elles sont très argileuses en affleurement ou lorsqu'elles se situent au-dessus d'une masse de gypse, avec risque de formation de fontis. Les marnes sont des roches relativement tendres, elles subissent une géodynamique très active à leur surface et leur fragilité les rend très vulnérables aux aléas de la nature et des hommes. Une combinaison de facteurs naturels et anthropiques a provoqué une érosion hydrique intense qui s'est manifestée par une dégradation des sols et une diminution importante de leur productivité.

On peut conclure que l'évolution des sols fins est dus à la présence des minéraux argileux dans les sols tels que : les marnes, les argiles....etc. qui manifestent une grande sensibilité à l'air (retrait, fissuration désagrégation progressive des couche de sol) et une forte affinité pour l'eau (avec les conséquences classiques de l'humidification : gonflement, déconsolidation, perte des caractéristique mécaniques). [7]

II.2.2. Propriétés caractéristiques des sols compressibles

Les sols objets de ce guide (tourbes, vases, argiles molles, limons argileux ou lâches) ont en commun trois caractéristiques :

- une déformabilité élevée, fonction de la charge appliquée et du temps,
- faible perméabilité, qui varie avec les déformations du sol,
- résistance limitée, qui croît en général avec la profondeur. La mesure de ces propriétés est décrite dans les manuels de mécanique des sols.
- la déformabilité est étudiée à l'odomètre (essais de chargement par paliers, essais de fluage) et décrite par une relation semi-logarithmique entre l'indice des vides et la contrainte effective verticale (Figure 10)

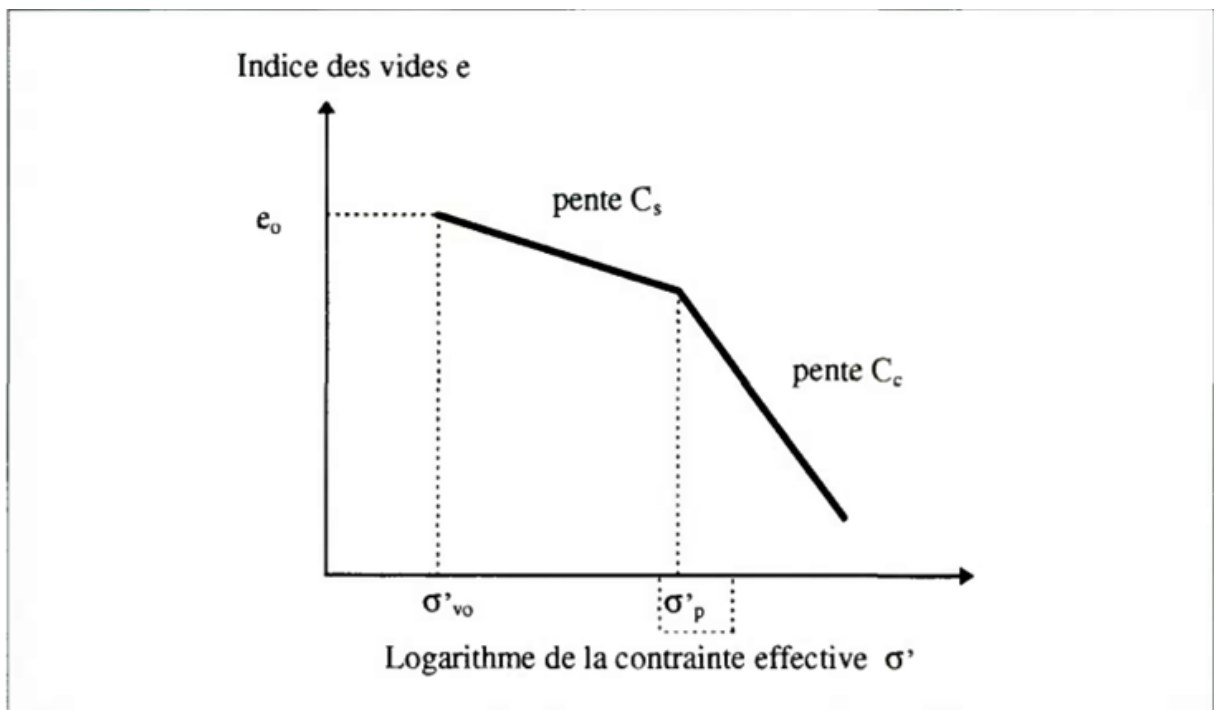


Figure 10 : Courbe de compressibilité œnométrique

$$e = e_0 - c_s \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} - c_c \log (\sigma'_{v0} + \Delta\sigma) / \sigma'_p$$

Ou

$$e = e_0 - c_s \log (\sigma'_{v0} + \Delta\sigma) / \sigma'_{v0}$$

- la perméabilité est le plus souvent déterminée à l'odomètre. Elle varie avec la déformation selon une loi de la forme :

$$\Delta e = Ck \Delta \log k \quad (2)$$

- la perméabilité et la compressibilité contrôlent conjointement l'évolution du tassement au cours du temps (consolidation), par l'intermédiaire du coefficient de consolidation C_v , lui-même variable au cours de la consolidation ; [8]

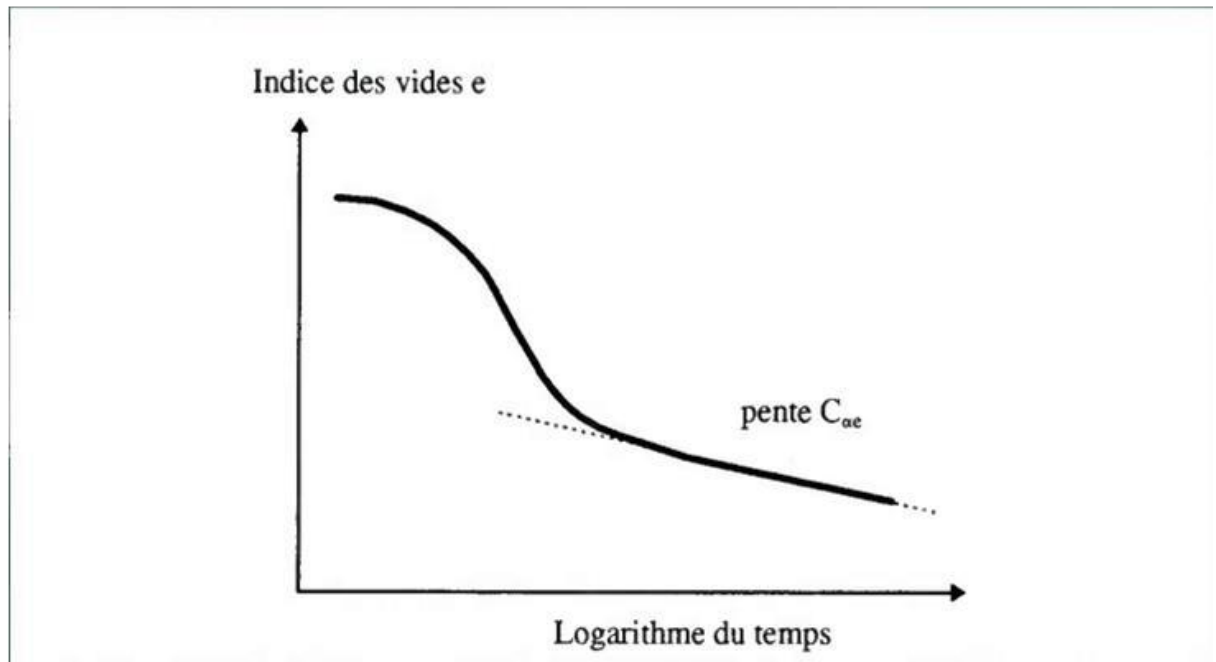


Figure 11 : Courbe de fluage œnométrique

La résistance est mesurée au scissomètre de chantier, qui fournit la résistance initiale du sol en conditions non drainées (chargement rapide). Cette résistance augmente avec les contraintes effectives. Sa loi de variation est déterminée à l'appareil triaxial dans des essais de type « consolidé-non drainé » CU :

$$\Delta c_u = \lambda c_u \Delta \sigma'$$

Le tableau : I.1 donne des ordres de grandeur de ces propriétés, il n'existe pas de limites précises de la catégorie des sols compressibles. Les techniques décrites dans ce guide s'appliquent en général quand les tassements estimés dépassent quelques dizaines de centimètres, pour des sols de cohésion non drainée inférieure à 50 kPa, environ. Les sols

organiques et tourbeux posent des problèmes spécifiques de prélèvement et d'amplitudes de déformations qui nécessitent une attention particulière [8]

Tableau 1 : propriétés caractéristique des sols compressible

propriétés	Tourbes	Sols organiques	Vases	Argiles molles
TENEUR EN EAU W(%)	200-1000	100-200	60 - 150	30 - 100
INDICE DES VIDES e	3 à 10	2 à 3	1.5 à 3	1.2 à 2
POROSITÉ n	0.75 à 0.9	0.7 à 0.8	0.6 à 0.75	0.55 à 0.7
COMPRESSIBILITÉ $C_c / (1 + e_0)$	0.4 à 0.8	0.2 à 0.35	0.25 à 0.4	0.15 à 0.3
INDICE DE FLUAGE C_{oe}	0.02 C_c	0.03 à 0.05 C_c		
COEFFICIENT DE PERMÉABILITÉ k (m/s)	10^{-10} à 10^{-9}	10^{-6} à 10^{-9}	10^{-6} à 10^{-9}	10^{-9} à 10^{-11}
COEFFICIENT DE CONSOLIDATION C_v (m ² /s)	10^{-6} à 10^{-8}	10^{-6} à 10^{-8}	10^{-6} à 10^{-8}	10^{-6} à 10^{-9}
COHESION NON DRANÉE	10-50	10 - 50	10-50	10-50
TAUX DE VARIATION DE C_u : $\lambda_{cu} = \Delta C_u / \Delta \sigma'$	0.5	0.2 à 0.3	0.2 à 0.3	0.2 à 0.3
MASSE VOLUMIQUE SÈCHE ρ_d (t/m ³)	0.1 à 0.5	0.5 à 1	0.7 à 1.5	1 à 1.6
MASSE VOLUMIQUE DES PARTICULES ρ_s (t/m ³)	1.4 à 2	2 à 2.6	2.4 à 2.7	2.6 à 2.7

II.2.3. Définition des minéraux argileux

Les minéraux argileux sont des silicates d'alumine hydratés provenant de la décomposition des feldspaths et des micas, leur formule chimique est de la forme : $(\text{SiO}_2)_M (\text{Al}_2\text{O}_3)_N (\text{H}_2\text{O})_P$

Ils sont composés de particules de forme aplatie et de dimensions très petites (Inférieures à $2\mu\text{m}$), ceci leur confère une très grande surface spécifique.

Les éléments structuraux sont le tétraèdre de silice et l'octaèdre d'alumine où éventuellement Mg^{++} peut remplacer Al^{+++} . Les particules d'argile sont formées d'un empilement de feuillets qui sont constitués par l'association de deux unités structurales de base (Figure 12) :

• Unité tétraédrique

Elle est formée d'un tétraèdre au sommet duquel quatre ions d'oxygènes (O^{2-}) enserrent un ion de silicium (Si^{4+}), équidistant à chacun d'eux. Ces tétraèdres se combinent entre eux pour former une couche tétraédrique.

• Unité octaédrique

Elle est formée d'un octaèdre au centre duquel un ion d'aluminium (Al^{3+}) ou de magnésium (Mg^{2+}) est équidistant aux six hydroxyles (OH^-) des sommets. Ces octaèdres se combinent pour former des couches planes dites couches octaédriques, et la liaison avec la couche tétraédrique se fait au niveau des oxygènes.

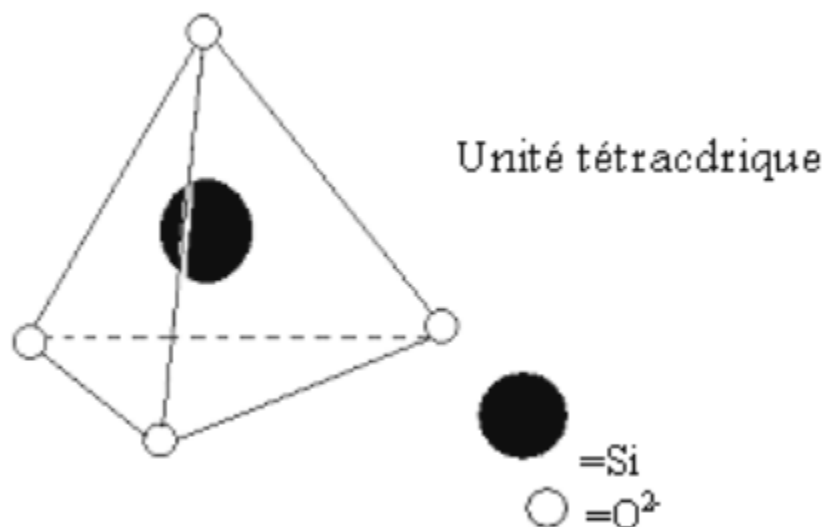
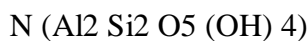


Figure 12 : Structure de base des argiles [7]

A partir de ces structures de base nous pouvons définir plusieurs familles d'argiles (La kaolinite, l'illites, la chlorite, la montmorillonite). Précisons à présent les propriétés principales des trois grandes familles (ou groupes) d'argile.

a) Les argiles du groupe de la kaolinite

Dans la kaolinite les couches d'octaèdres et les couches de tétraèdres sont parallèles, et s'intercalent de telle façon que les atomes supérieurs et inférieurs de chacune des couches appartiennent à un même plan. L'espacement de base entre les ions d'oxygène dans l'unité tétraédrique et les ions hydroxyles dans l'unité octaédrique est presque identique, de ce fait les couches tétraédriques et octaédriques peuvent s'associer et former ainsi le feuillet de kaolinite avec pour formule générale:



Notons que l'épaisseur du feuillet élémentaire est d'environ 7Å mais les dimensions dans les deux autres directions sont infinies, La structure de la Kaolinite est donnée dans (la figure : 13)

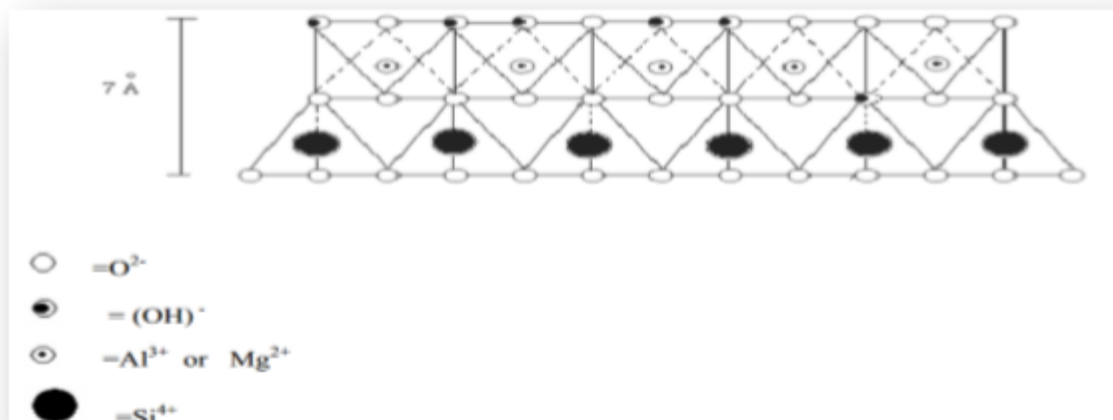


Figure 13:Structure de la kaolinite. [7]

Les argiles du groupe des micas (les illites)

La structure du feuillet est en forme de « sandwich », composée d'une couche octaédrique comprise entre deux couches tétraédriques.

L'illite est un des minéraux argileux du groupe des micas le plus répandu dans la nature. La structure de l'illite ressemble à celle de la montmorillonite. La différence provient de ce que l'aluminium remplace à 20 % le silicium dans les tétraèdres et que des atomes de potassium

venant rétablir l'équilibre des charges rompu par le remplacement, assurent la liaison découches tétraédriques et octaédriques. Cette liaison est suffisante pour empêcher l'eau de s'insérer à l'inter-couche et l'illite n'est pas donc une argile très gonflante. Les illites sont des particules de dimensions plus petites que la kaolinite de diamètre équivalent moyen de 0,3 μm , et d'une épaisseur de 100Å. [7]

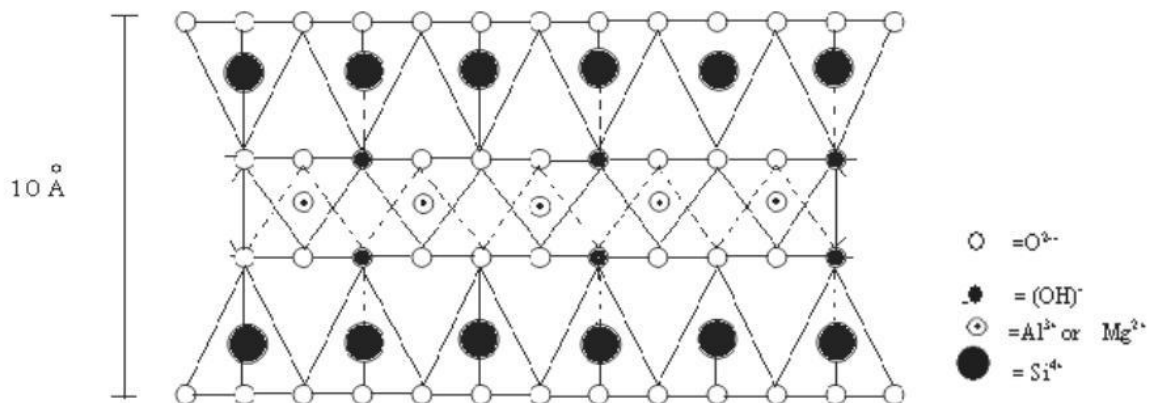


Figure 14: Structure d'illite [7]

b) Les argiles du groupe des smaltites (la Montmorillonite)

Ce sont des argiles du même type que le mica (une couche octaédrique entre deux couches tétraédriques), mais les liaisons entre feuillets sont plus faibles. Les substitutions isomorphiques sont principalement localisées en couches octaédriques. Les smaltites possèdent ainsi des propriétés de gonflement qui se produisent surtout en présence d'eau et peuvent provoquer la dissociation complète des feuillets. Les smaltites (par exemple la montmorillonite) se caractérisent par l'existence entre deux feuillets d'un certain nombre de couches d'eau contenant des cations échangeables (libres) généralement des cations sodiques et calciques, ce qui entraîne un écartement des feuillets variables suivant les conditions du milieu. Dans la montmorillonite, il y a un remplacement partiel de l'aluminium des octaèdres par du magnésium (presque un sur six), le déficit de charge est compensé par des cations généralement Na^+ ou Ca^{++} situés entre les feuillets et qui sont échangeables (ou compensateurs), ainsi la montmorillonite peut se présenter par la formule suivante : $(\text{Si}_4 \text{Al}_2 \text{O}_{10} (\text{OH})_2)_2$ Les feuillets sont empilés l'un sur l'autre comme les feuilles d'un livre. Les montmorillonites sont des minéraux où les liaisons entre les feuillets ont affaibli, si bien que

de l'eau se glisse entre ces feuillets en quantité variable. C'est ce qui explique que les montmorillonites sont sujettes au gonflement.

Un sol contenant un pourcentage élevé de montmorillonite est susceptible de gonfler provoquant ainsi l'endommagement des fondations superficielles et des structures. [9] [7]

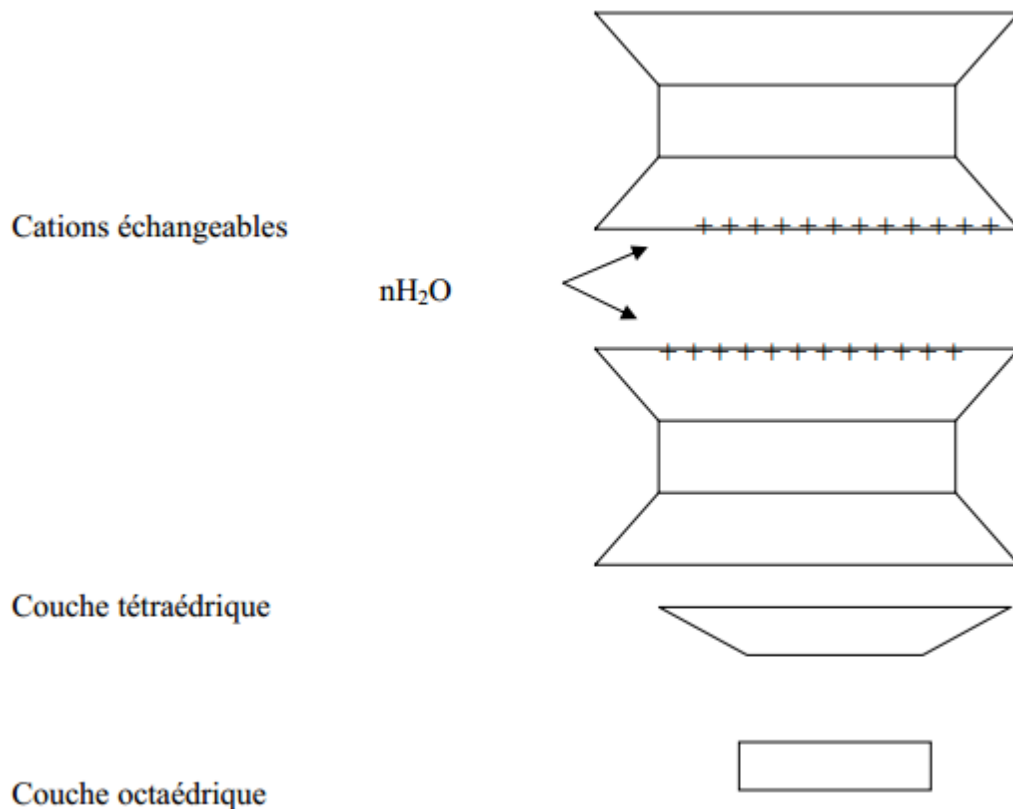


Figure 15 : Structure de la montmorillonite [7]

II.3. Comportements et caractéristiques des remblais sur sols compressibles

Les propriétés des sols compressibles ont trois conséquences pour les remblais :

- leur stabilité n'est pas automatiquement assurée ;
- ils subissent des tassements importants et de longue durée, qui rendent parfois problématique leur maintien à niveau avec les points durs ;

- leur construction perturbe les ouvrages avoisinants (frottement négatif et efforts horizontaux sur les fondations profondes, tassements différentiels des remblais et fondations superficielles, efforts supplémentaires sur les soutènements).

La maîtrise de ces phénomènes est l'objectif principal des reconnaissances géotechniques, des calculs de dimensionnement et des procédures de construction spécifiques aux remblais sur sols compressible [8]

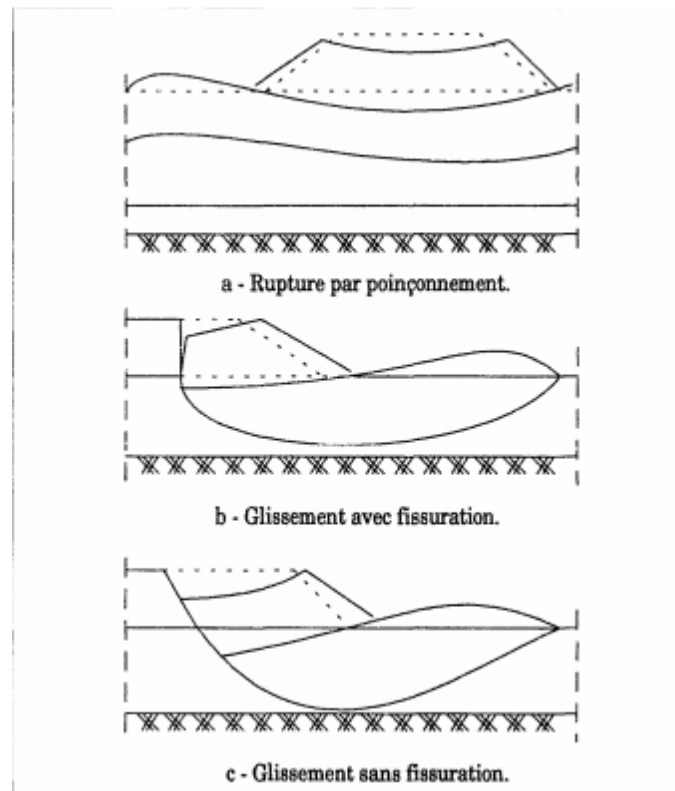


Figure 16 : Schémas types de rupture de remblai sur sols mous

II.3.1. Stabilité

Les remblais sur sols compressibles connaissent deux formes d'instabilités (**Figure 17**)

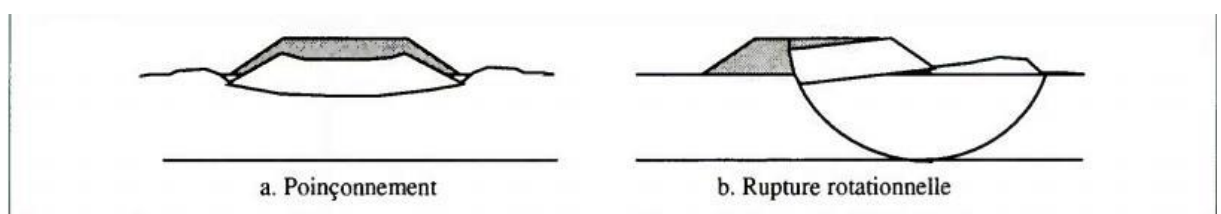


Figure 17 : Mécanismes de rupture des remblais sur sols compressibles [8]

- des instabilités de Capacité par poinçonnement de la couche de sol mou (l'ensemble du remblai s'enfonce en repoussant le sol de part et d'autre). Ce type d'instabilité se produit dans les couches de sol très molles depuis la surface (vases d'estuaires, tourbières, etc.) ;
- des instabilités par rotation d'une partie du remblai et des sols compressibles sur une surface de rupture de forme cylindrique, avec formation d'un escarpement dans le remblai et d'un bourrelet de pied. La plupart des ruptures sont de type « rotationnel ». Toutes les instabilités se produisent « à court terme », pendant les travaux de construction du remblai (ou d'excavation en pied de remblai...). Pour évaluer la stabilité d'un remblai sur sols compressibles, il faut déterminer la résistance du sol à court terme (cohésion non drainée). La construction par étapes, qui joue sur l'augmentation de la résistance du sol au cours du temps sous le remblai déjà construit, et la mise en place de banquettes latérales pour s'opposer au poinçonnement ou à la rupture rotationnelle sont deux des méthodes les plus courantes. [8]

II.3.2. Tassements

Les règles de dimensionnement des remblais sur sols compressibles (coefficient global de sécurité de $F = 1,5$ dans la pratique française courante) permettent de limiter les charges supportées par le sol à des valeurs pour lesquelles ses déformations (tassements et mouvements horizontaux) sont finies, même si elles sont importantes et peuvent durer pendant de très longues périodes. Dans les conditions usuelles, le tassement se produit pour une faible part pendant la construction du remblai, pour l'essentiel pendant la phase dite de consolidation primaire et pour le reste pendant la période dite de compression secondaire ou de fluage. Le tassement immédiat (pendant la mise en place des couches successives du remblai) se développe en général à volume de sol constant, de sorte qu'il s'accompagne de déplacements horizontaux d'amplitude équivalente. Le tassement de consolidation primaire tend vers sa valeur finale en suivant une loi exponentielle. Le tassement de compression secondaire augmente comme le logarithme du temps. Des surpressions interstitielles subsistent pendant tout le processus de déformation du sol, y compris pendant la phase de fluage finale. Il faut garder à l'esprit que ce processus en trois phases se réinitialise chaque fois que l'on applique une nouvelle charge au sol, c'est à dire en particulier quand on vient « recharger » le remblai pour le ramener à son niveau théorique. Le procédé de « préchargement » ou de sur consolidation du sol (application pendant les travaux de construction d'une charge supérieure au poids final du remblai et de ce qu'importe) est l'une des techniques permettant de contrôler ce processus.

Les amplitudes finales du tassement sont en général déduites d'essais de compressibilité à l'odomètre. Le tassement total est habituellement supérieur de 10 à 20% au tassement déduit de la courbe de compressibilité œnométrique, ce qui correspond aux effets du fluage et des mouvements horizontaux du sol. Toutefois, dans les sols hétérogènes comportant des alternances de sols sableux et argileux, les essais réalisés sur la partie la plus argileuse des carottes peuvent donner une image pessimiste de la déformabilité des sols et aussi de sa perméabilité.

Les variations de la pression interstitielle dans les sols compressibles sous les remblais accompagnent les tassements de consolidation et permettent de contrôler l'état des contraintes effectives dans le sol et donc sa résistance. Elles peuvent aussi être utilisées pour contrôler la stabilité du remblai pendant les travaux de construction. Les tassements calculés doivent être pris en compte dans l'épaisseur totale du remblai à mettre en place pour obtenir à terme la cote prévue au projet. En particulier, il faut analyser la stabilité en tenant compte de l'épaisseur totale du remblai, tassements compris. En cas de construction du remblai par étapes avec des tassements importants à chaque étape, il faut se préoccuper de la largeur de la plate-forme du remblai à chaque étape : une analyse géométrique montre que, pour obtenir la largeur souhaitée du remblai en fin de construction, il ne faut pas définir chaque étape en découpant en tranches horizontales le profil théorique du remblai, mais raidir les pentes des talus ou construire le remblai sur une emprise plus large. Si cette précaution n'est pas prise, la plate-forme finale est trop étroite et doit être élargie, ce qui est à la fois difficile à réaliser et coûteux. [8]

II.3.3. Mouvements horizontaux

L'amplitude maximale des déplacements horizontaux des sols compressibles sous les remblais représente en général 15% de l'amplitude du tassement. Ces déplacements conservent la même forme pendant la consolidation, ce qui facilite leur prévision et leur contrôle par des mesures inclinométriques. Les mouvements horizontaux peuvent être plus importants pendant la construction du remblai (conditions non drainées). On peut les limiter en améliorant les conditions de drainage du sol. Les mouvements horizontaux des sols compressibles sous les remblais sont l'une des causes principales des efforts parasites sur les ouvrages avoisinants [8]

II.3.4 Efforts parasites sur les ouvrages avoisinants

Les tassements sous les remblais créent des efforts de frottement négatif sur les pieux qui se trouvent dans leur zone d'influence (y compris à l'extérieur du remblai dans certains cas).

D'autre part, les mouvements horizontaux du sol exercent aussi des efforts « parasites » horizontaux sur ces pieux. Ces efforts supplémentaires doivent être pris en compte dans le calcul des fondations profondes. Ils peuvent être limités, voire pratiquement supprimés, si le remblai est construit suffisamment à l'avance. Les mouvements verticaux et horizontaux du sol peuvent également produire des efforts supplémentaires sur les ouvrages de soutènement situés en contrebas.

Enfin, la construction d'un remblai sur sol compressible provoque un tassement de la surface du sol sur une certaine distance (fonction de l'épaisseur des sols compressibles) au-delà du pied des talus du remblai. Ce tassement peut provoquer la fissuration d'ouvrages fondés superficiellement dans la zone d'influence du remblai. En particulier, l'élargissement des remblais sur sols compressibles est une opération complexe qui doit être étudiée avec soin. [8]

II.4. Problèmes spécifiques aux remblais sur sols compressibles

La construction de remblais sur les sols compressibles pose quatre types de problèmes particuliers: de stabilité, de déformations, d'efforts « parasites » sur les ouvrages voisins et de perturbation de l'écoulement des eaux. Ces problèmes doivent être traités quelle que soit l'épaisseur du remblai.

II.4.1. Stabilité

Les sols compressibles sont en général peu résistants. Lorsqu'ils sont rencontrés en surface, il peut se produire des ruptures, en général de type rotationnel «circulaire» (cylindrique), lors de l'édification du remblai. Par contre, si l'on ne modifie pas ultérieurement la charge appliquée au sol par le remblai, il n'y a pas de risque de rupture différée.

II.4.2. Déformations

Les sols compressibles se déforment verticalement (tassement) et horizontalement sous les remblais. Ces déformations ne sont pas instantanées. Elles commencent pendant la construction et peuvent durer pendant des mois, voire des années ou des dizaines d'années suivant les propriétés des sols et l'épaisseur des couches. Les tassements ne sont pas uniformes à cause de la section trapézoïdale des remblais, de leur épaisseur variable et de l'hétérogénéité des sols supports.

II.4.3. Efforts sur les ouvrages voisins

Les déformations du sol sous le poids d'un remblai s'étendent au delà des limites de la zone chargée en surface. La construction d'un remblai peut pour cette raison provoquer des tassements sous des ouvrages voisins existants (voies ferrées, autres voies, voie dont le

remblai constitue un élargissement, fondations superficielles de bâtiment ou d'ouvrage d'art, etc.).

Les déformations verticales et horizontales des sols compressibles peuvent d'autre part induire des efforts très importants sur les ouvrages fixes ou incapables de suivre les déplacements des sols qui les entourent (fondations profondes d'ouvrages d'art, de bâtiments ou de quais, par exemple). Cette interaction des remblais et des ouvrages existants ou à construire peut avoir des conséquences importantes sur les conditions d'exploitation des ouvrages. Elle doit être examinée avec soin lors de l'élaboration du projet et du phasage des travaux de construction.

II.4.4. Ecoulement des eaux

Les sols compressibles sont souvent situés en fond de vallée. La construction d'un remblai en travers de la vallée d'un cours d'eau ou le long de cette vallée perturbe l'écoulement des eaux dans la vallée en période de crues. Les écoulements de crues peuvent éroder le pied du remblai, qui doit alors être protégé. Ils nécessitent aussi souvent de prévoir des ouvertures à travers le remblai pour laisser passer l'eau. La déformation des sols compressibles sous le poids du remblai réduit d'autre part légèrement la perméabilité de ces sols, ce qui peut influencer l'écoulement de l'eau dans la nappe.

II.5. Conclusion

Dans ce chapitre, on a rappelé à la définition au sol compressibles et leur types dans la première partie, et on a parlé aux comportements et caractéristiques des remblais sur sols compressibles dans la partie suivante. On a conclu que le sol compressible subissant des remblais doit être traité pour améliorer son comportement.

CHAPITRE III
PROCEDES D'AMELIORATION DES
SOLS COMPRESSIBLES

III.1. Introduction

Le procédé des colonnes ballastées sèches, développé à la fin des années 50 par Keller, est une technique d'amélioration de sol permettant de créer des colonnes de granulats expansées afin d'augmenter la portance d'un sol et d'en réduire sa compressibilité.

Cette technique est particulièrement performante dans le cadre d'une synthèse gros-œuvre/fondations/terrassement. En effet, il est possible de mettre en œuvre des semelles superficielles avec une contrainte de sol de l'ordre de 0,2 à 0,3 MPa a l'état limite de service, réaliser des dallages sur terre-plein dimensionnés avec des modules de sol performants et améliorer les caractéristiques des remblais d'apport. C'est une alternative aux fondations profondes de type pieux et dalle portée, ou aux fondations semi-profondes de type puits.

En fait, construire un ouvrage sur des colonnes ballastées permet de le fonder comme sur du « bon sol » et donc de respecter les règles usuelles de fondations superficielles.

De nombreuses techniques de renforcement de sol ont été développées par les ingénieurs géotechniciens au cours du 20ème siècle. Elles permettent, l'amélioration des caractéristiques géotechniques, ainsi que les propriétés mécaniques des terrains, et sont jugées efficaces. Parmi les techniques d'amélioration de sol on citera, les colonnes ballastées qui sera l'objet principal de notre travail.

Les colonnes ballastées sont considérées parmi les techniques les plus élaborées, de part leur rapidité d'exécution et leur prix compétitif par rapport aux autres méthodes existantes tel que les pieux par exemple. (Bououd et Chibane, 2012).

III.2. Bref historique

La technique de renforcement par colonnes ballastées vise à améliorer les caractéristiques mécaniques des sols mous dans le but d'augmenter la capacité portante et réduire les tassements différentiels et absolus du sol a renforcé sous différents types de chargements.

Les premières utilisations de la technique de renforcement par colonnes relèvent au début du 18e siècle. Des ingénieurs militaires français ont utilisé pour la première fois un renforcement par pieux de sable dans un projet de construction d'une usine sidérurgique construit sur des fondations superficielles dans un site composé des sols compressibles (Moreau et al, 1835).

Ensuite, la technique a été oubliée jusqu'en 1933 quand SerzeySteerman avec Johann Keller ont inventé un vibreur pour compacter le matériau incorporé sous forme de colonnes dans des terrains compressibles en Allemagne (Hu, 1995). La première véritable utilisation de la technique de vibration profonde a été menée par Keller à Berlin en 1937 dont des colonnes de 7.5 m de longueur ont été installées dans un terrain composé par des sables lâches. La capacité portante du massif renforcé a été doublée et la densité relative du sol a été augmentée de 45 % à 80 %. En parallèle, SerzeySteerman a fondé sa compagnie spécialisée en vibration profonde à Pittsburgh aux États-Unis. Au-delà de cette date, les développements des techniques de vibration profonde ont été menés en parallèle en Allemagne et aux États-Unis dans les années quarante et cinquante.

En 1956, le développement de machines spécialisées récentes en vibration profonde a étendu la marge d'utilisation de la technique. Un forage est réalisé par auto fonçage du vibreur. Le forage réalisé est ensuite rempli par un matériau granulaire compacté par passes successives de l'ordre de 0.3 à 1.2 m.

En Algérie, la technique de renforcement par colonnes ballastées a été employée dans le cadre du projet des silos de stockage de céréales au niveau de la zone portuaire de Bejaia. Les premiers renforcements ont été exécutés en 2001 sous un radier rigide qui repose sur des colonnes ballastées de 18m de longueur aillant un diamètre de 80 cm avec un espacement entre axes des colonnes de 1.8 m. Plus de 2500 colonnes ont été installées sous six radiers constituant les fondations des silos de stockage de céréales de 56 m de diamètre (Bahar R. et al. 2011).

Le site est caractérisé par sa faible portance à cause de la présence d'une couche compressible de 14 m de profondeur. Cette couche de sol mou surmonte une couche sableuse située entre 14 et 16 m de profondeur, ce qui augmente le risque de liquéfaction des sols dans les conditions de saturation totale sachant que la Willaya de Béjaia est classée dans la zone sismique de niveau 2 selon le règlement parasismique algérien applicable aux domaines des ouvrages d'art (RPOA 2008).

III.3. Amélioration des sols par colonnes ballastées

III.3.1. Définition de l'amélioration des sols par colonnes ballastées

Les colonnes ballastées, au sens le plus large de terme, ont été élaborées afin de permettre l'amélioration des sols de mauvaises qualités géotechniques. Le fait d'incorporer et de compacter un matériau ayant des caractéristiques géotechniques supérieures au sol en place entraîne un renforcement de ce dernier. Les différentes méthodes d'amélioration répondent à des contraintes techniques liées aux caractéristiques géotechniques des sols en place. Les objectifs généraux qui sont attendus d'une amélioration des sols par inclusions souples sont:

- l'augmentation de la capacité portante du sol ;
- l'augmentation de sa résistance au cisaillement ;
- l'obtention d'un drainage radial efficace assurant la consolidation.

Par ailleurs, dans les zones potentiellement soumises aux séismes, une atténuation du potentiel de liquéfaction des sables lâches saturés est induite par la mise en place d'un réseau de colonnes. En effet, compte tenu du pouvoir drainant du matériau constituant les colonnes, les surpressions interstitielles créées lors d'un séisme peuvent être dissipées avec plus ou moins d'efficacité selon le maillage des colonnes.

III.3.2. Techniques de mise en œuvre

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

Les colonnes ballastées sont mises en œuvre :

- Par voie humide;
- Par voie sèche.

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

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

III.3.2.1. Colonnes exécutées par voie humide

La mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide, dite aussi par vibro-substitution (vibroremplacement) consiste à :

- réaliser un forage par auto-fonçage et lançage à l'eau jusqu'à la profondeur désignée
- remonter le vibreur, avec parfois des ramonages successifs, et laisser tomber gravitairement le ballast dans le forage préalable.
- compacter le ballast par passes successives jusqu'à la finition de la colonne.

La Figure.18 présente les phases successives de réalisation de la colonne ballastée par voie humide.

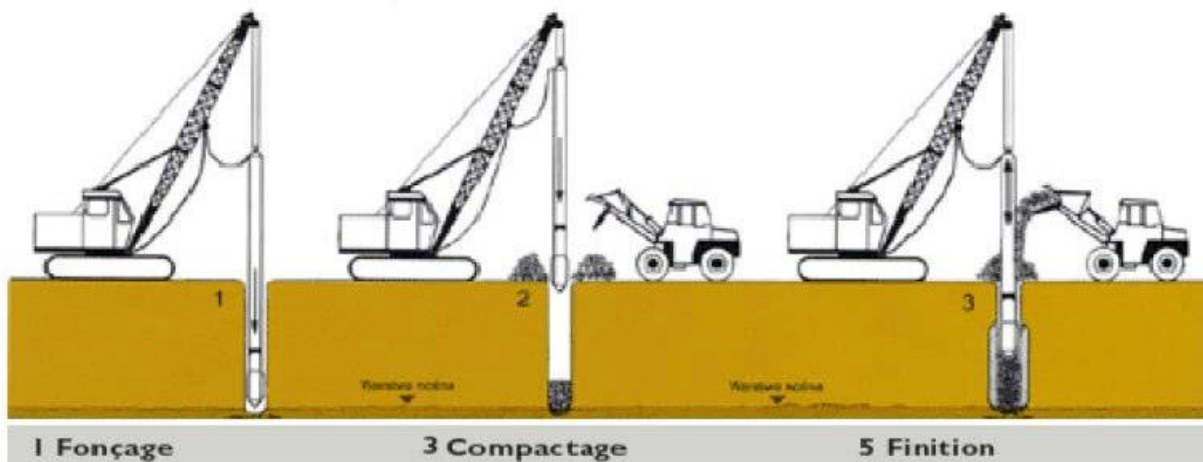


Figure 18: Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide (Document Hydraulik Services)

III.3.2.2. Colonnes exécutées par voie sèche

Les étapes d'exécution des colonnes par voie sèche, dite encore par vibro-refoulement (vibro-déplacement) sont les suivantes :

- auto-foncer le vibreur directement dans le sol par refoulement jusqu'à la profondeur désignée;
- remonter progressivement le vibreur tout en laissant descendre par gravité et par pression d'air, le ballast approvisionné par chargeur dans une benne coulissant le long du mât ;
- compacter le ballast par passes successives de l'ordre de 0.5 m jusqu'à la finition de la colonne.

La **Figure 19** illustre les phases successives de la mise en œuvre des colonnes ballastées par voie sèche.

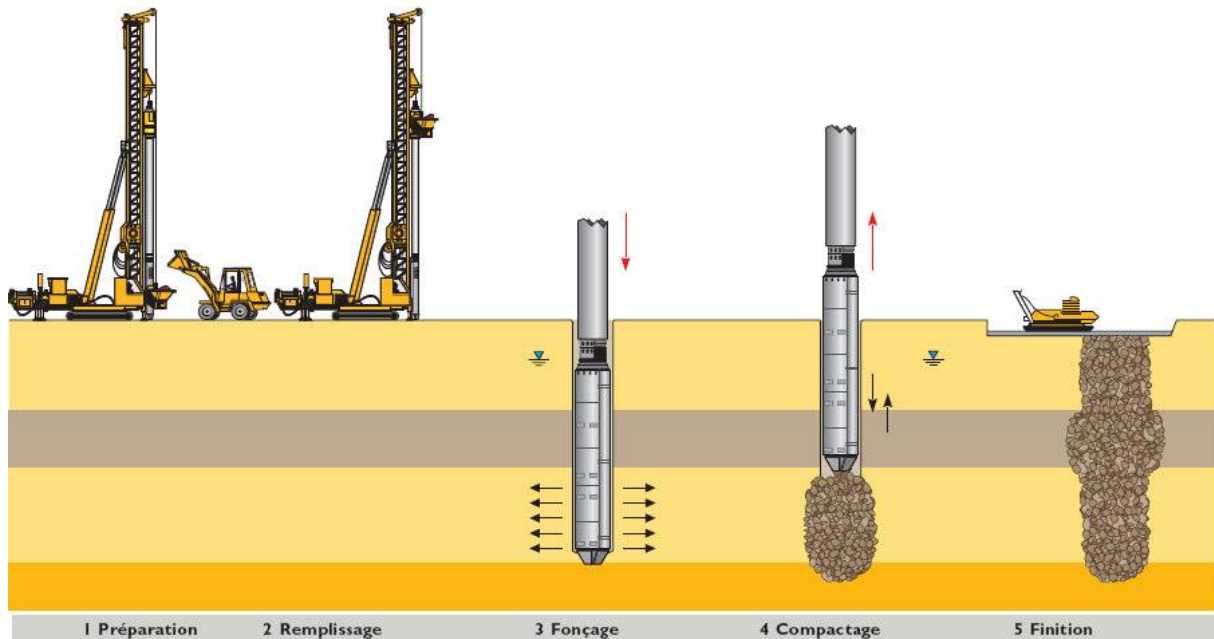


Figure 19 : Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie sèche (document Keller)

III.3.2.3. Colonnes ballastées pilonnées

Le principe de cette technique est le renforcement du sol par la création de colonnes de 2 à 3m de diamètre (Figure 20), en matériaux granulaires très compactés. Les colonnes ainsi formées sont appelées plots ballastés pilonnés.



Figure 20 : Principe de réalisation des plots ballastés (Document de Ménard)

La mise en œuvre s'effectue à l'aide d'engins spécialisés (Figure 21), proches de ceux utilisés pour le compactage dynamique. Les deux techniques sont fréquemment employées de manière complémentaire sur les mêmes chantiers.



Figure 21 : Engin utilisé pour la réalisation des plots ballastés (Document de Ménard Soltraitement®)

Les plots ballastés vont pénétrer dans le sol par pilonnage, à l'aide d'une masse de 15 à 30 tonnes, en chute libre de 10 à 30 mètres. L'emplacement du plot est préparé par une pré-excavation qui va être partiellement remplie d'un bouchon de matériaux que le pilonnage fera descendre à la profondeur voulue. Le plot est ensuite rechargé puis compacté par phases successives.

Les phases de réalisation d'un puits (ou plots) ballastés sont les suivantes (Figure 22) :

- création d'une plate-forme de travail en ballast
- poinçonnement de la plate-forme avec un pilon descendu d'une hauteur de chutes variables (15 à 30 m) et compatibles avec le matériel employé ;

- après plusieurs impacts, remplissage du cratère (cavité) par du ballast ;
- reprise du pilonnage jusqu'au refus fixé au préalable.

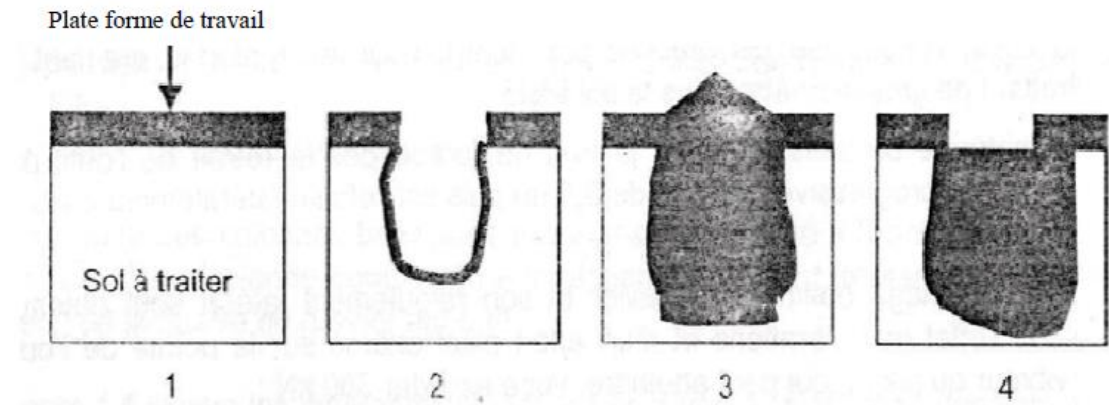


Figure 22 : Mise en œuvre des plots ballastés

Les plots ballastés présentent l'avantage d'être réalisées en gros diamètre, de 1,5 m (Gambin, 1984) à 4 m (Liausu, 1984), ce qui permet d'y asseoir des structures transmettant des charges importantes.



Figure 23 : Plot ballasté avant remblaiement type (Document de G.T.S®)

III.3.3. Domaines d'application

III.3.3.1. Ouvrages

Les domaines d'application des colonnes ballastées sont variés et ont évolué au cours des années en fonction des évolutions technologiques inhérentes à ces méthodes ainsi que des améliorations souhaitées. La liste suivante, bien que exhaustive, rend compte de la variabilité des applications :

- remblai routiers, ferroviaires
- bâtiments tels que des habitations individuelles ou collectives de quelques étages, des bâtiments industriels, zones de production, silos, réservoirs, stations de traitement des eaux usées (bacs de décantation, installations annexes pistes d'aéroport ;
- stabilisation des talus.

Toutes ces applications peuvent se résumer en deux grandes catégories en fonction du mode de chargement par :

- fondations souples ;
- fondations rigides.

III.3.3.2. Sols concernés

Les colonnes ballastées ne doivent pas être utilisées dans les terrains présentant des risques de perte dans le temps des caractéristiques volumétriques et/ou mécaniques, notamment les décharges d'ordures ménagères, les tourbes et, de manière générale, les sols présentant une perte au feu supérieure à 5%.

Le Tableau 2 détaille les sols concernés par l'amélioration des sols par colonnes ballastées et les résistances latérales (ou étreinte latérale) que peut offrir le sol pour la stabilité de la colonne.

Tableau 2: Champ d'application des colonnes ballastées : nature et résistance des sols (étrointe latérale) [DHOUIB - colonnes ballastées]

Sols	Faisabilité	Etreinte latérale (1)				Remarques
		P_1 (kPa)	q_c (MPa)	N_{SPT} (coups)	C_u (kPa) (2)	
Argile	Oui	150-400	0.6-1.2	4-6	25-50	-
Limon	Oui	150-400	0.6-1.2	4-6	25-50	-
Sable fin lâche	Oui	150-400	0.6-1.2	4-6	-	-
Tourbe	Non	-	-	-	-	Matériau évolutif
Autres sols organiques	Non (3)	-	-	-	-	-
Remblai inerte	Oui (4)	200-500	0.6-1.6	-	-	Matériau évolutif
Décharge	Non	-	-	-	-	Matériau évolutif

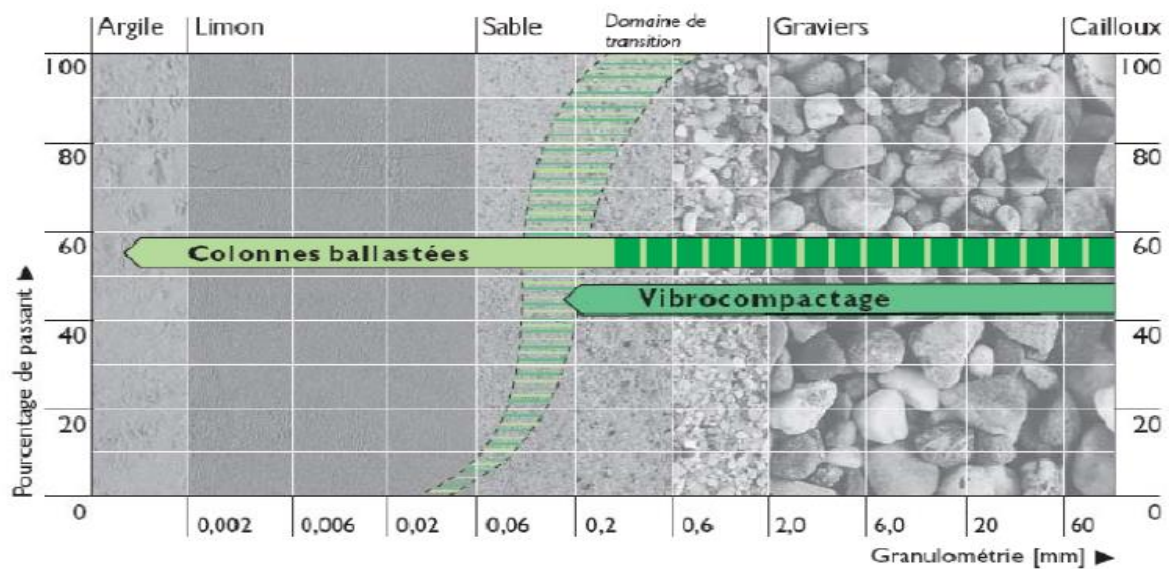


Figure 24: Les sols concernés par la technique des colonnes ballastées (Document Keller)

III.3.3.3. Charge appliquées et tolérances imposées

Le Tableau 3 donne les plages de variation des charges apportées aux fondations de projets fondés sur sols améliorés par colonnes ballastées et les tolérances des tassements absolus et différentiels imposées. Il s'agit de données recoupées avec les informations recueillies auprès des entreprises spécialisées ou issues de la littérature (Dhouib et Blondeau 2005).

Tableau 3 Limites d'application des colonnes ballastées : charges appliquées et tolérances imposées.

Type d'ouvrage	Hauteur/épaisseur (m)	Contrainte appliquée (kPa)	Descente de charge	Tassements absolus (cm)	Tassements différentiels (cm)
Remblais	2-12*	40-250*	-	2-20	2-5
Dallages	0.12-0.20	10-50	-	< 2	< 1
Radiers	0.30-0.60	50-80	-	3-5	1
Semelles isolées	-	-	150-1500 kN	1-2	0.5
Semelles filantes	-	-	100-300 kN/m	1-2	0.5

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

III.3.4. Caractéristiques des colonnes ballastées

III.3.4.1. La longueur

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

III.3.4.2. Le diamètre :

Le diamètre des colonnes ballastées dépend :

- de l'outil utilisé et de l'adéquation de ce choix au terrain rencontré;
- des terrains traversés et de leurs caractéristiques;

- de l'énergie totale dépensée (puissance mise en œuvre, poussée verticale éventuelle et temps passé).

-le diamètre de la colonne peut varier sur sa hauteur, en fonction des différences de résistances des couches traitées. Toutes choses égales par ailleurs, le diamètre de la colonne est plus important par voie humide que par voie sèche, du fait de l'extraction de sol produite par le lançage à l'eau. Les diamètres usuels par voie sèche sont compris entre 50 et 80 cm et par voie humide variés entre 80 et 120 cm.

III.3.4.3. Maillage

L'espacement des points de compactage détermine les propriétés du sol à la profondeur traitée. Le procédé doit assurer une incompressibilité et une résistance adéquates pour un espacement maximal et donc un coût minimal. Le dimensionnement du réseau de colonnes dans le sol est réalisé en fonction des charges qui seront appliquées par le projet et des tassements admissibles. [10]

III.4 Comportement des colonnes ballastées

III.4.1. Principe de la cellule unitaire

Soit le massif de sol traité par un réseau de colonnes ballastées (figure 25) supportant un ouvrage de grandes dimensions qui transmettent une charge Q .

Notations

Aire de la colonne $A = \pi D_c^2 / 4$

Aire totale $A = \pi D_c^2 / 4$

Aire du sol $A = A - A_c$

Charge $Q = \sigma_0 A$

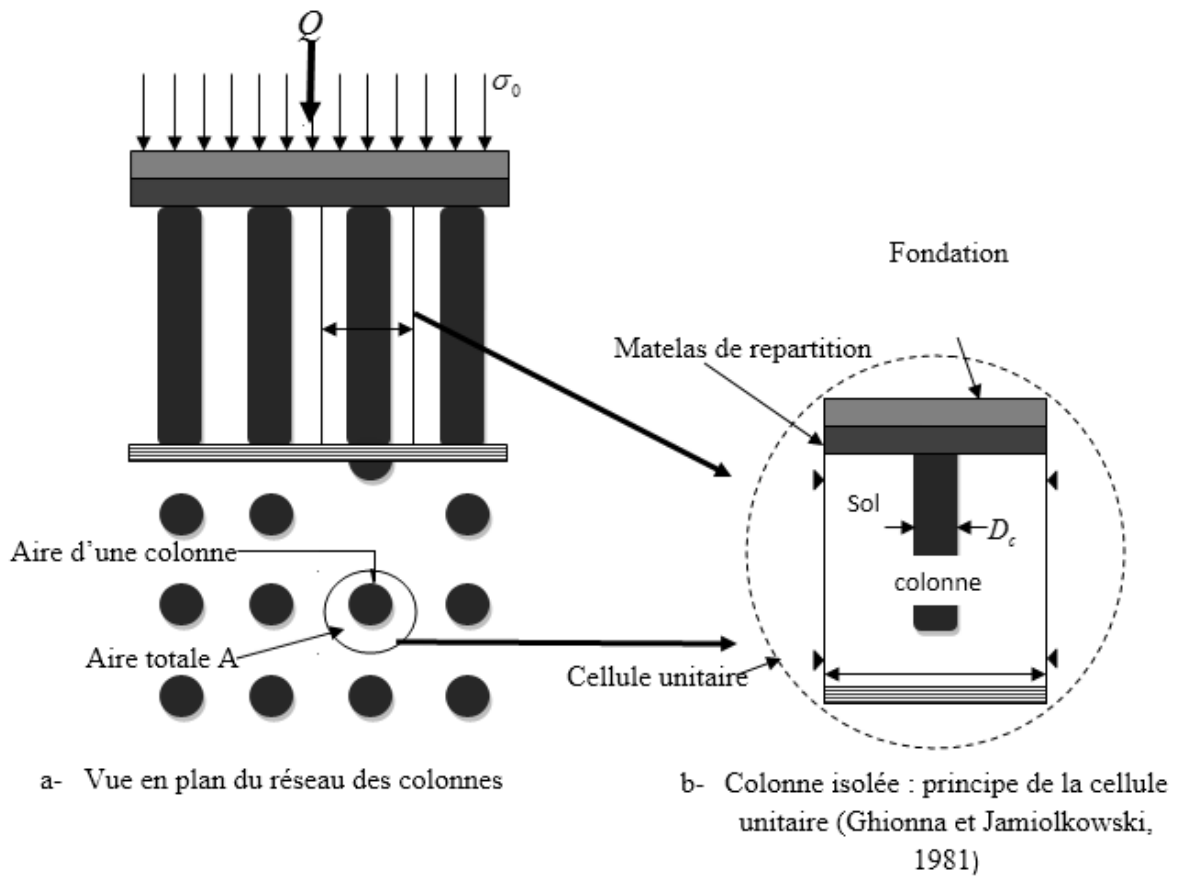


Figure 25 : Massif de sol traité par un réseau de colonnes ballastées

Notations, colonne isolée et principe de la cellule unitaire. On suppose que la colonne est confinée en admettant que les déformations radiales s'annulent à mi-chemin entre deux colonnes du centre du réseau, on peut introduire le principe de la cellule unitaire (Ghionna et Jamiolkowski, 1981). La charge appliquée à la surface du sol (σ_0) se répartit en proportion des aires du sol et des colonnes. Donc on peut écrire :

$$\sigma_0 A = A_c \sigma_c + A_s \sigma_s \dots \dots \dots (III.1)$$

Où :

σ_c : la contrainte transférée à la colonne d'aire A_c .

σ_s : la charge supportée par le sol sur l'aire A_s .

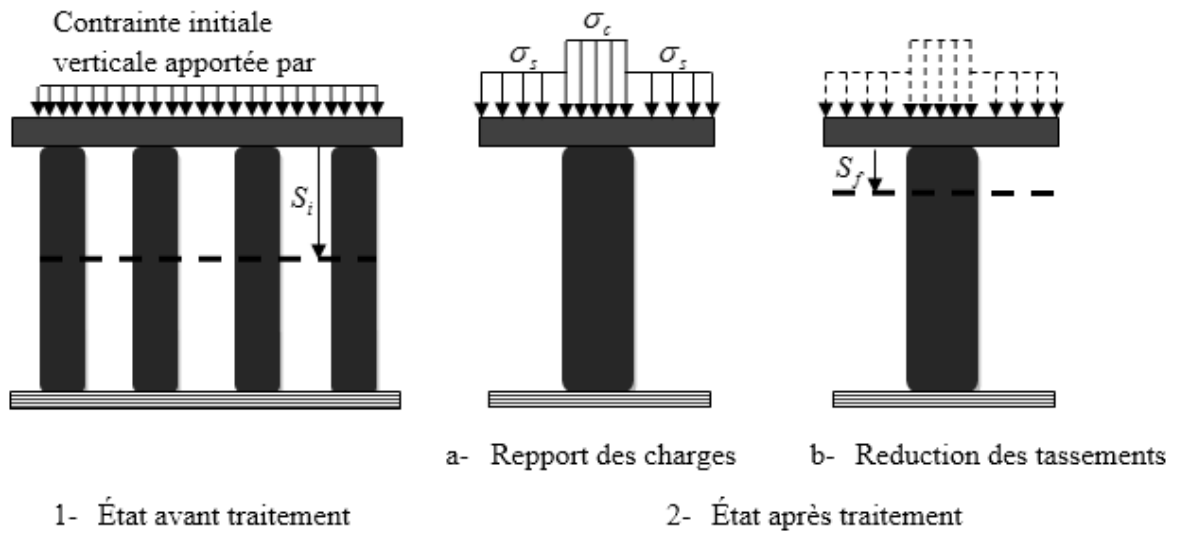


Figure 26 :Principe de concentration des contraintes et réduction des tassements.

III.4.2. Paramètres caractéristiques

Les paramètres caractéristiques du comportement des colonnes ballastées sont :

- Le taux d'incorporation α (ou coefficient de substitution).
- Le rapport de concentration des contraintes n .
- Le facteur de réduction des tassements β .

•Taux d'incorporation

Le coefficient de substitution (dans le cas des colonnes mises en oeuvre par voie humide) ou le taux d'incorporation (dans le cas des colonnes mises en oeuvre par voie sèche) est le rapport de l'aire traitée $c A$ (section de la colonne) à l'aire totale A du domaine d'influence de la colonne (principe de la cellule unitaire, Figure 25) :

$$\alpha = \frac{c A}{A} \dots \dots \dots (III.2)$$

D'après (I.3) $A = \alpha A$

$$\sigma_0 A = \alpha A \sigma_c + (A - \alpha A) \sigma_s$$

$$\sigma_0 A = \alpha A \sigma_c + A - (\alpha A) \sigma_s$$

$$\sigma_0 A = A((\alpha \sigma_c) + \sigma_s(1 - \alpha))$$

$$\Rightarrow \sigma_0 = \alpha \sigma_c + (1 - \alpha) \sigma_s \dots \dots \dots (III.3)$$

• Rapport de concentration des contraintes verticales

Comme les colonnes ont de meilleures caractéristiques mécaniques que le sol à traité, il se développe pour cette raison dans le complexe sol-colonne-fondation un mécanisme de transfert de la charge σ_0 appliquée initialement par la fondation. Ce mécanisme consiste à concentrer la contrainte verticale (σ_0) sur les colonnes (σ_c) et réduire la charge sur le sol (σ_s) donc le rapport de concentration des contraintes (n) est défini par : (Figure 26)

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} = \frac{E_c}{E_s} \dots \dots \dots (III.4)$$

Avec :

E_c : Module élastique du matériau constituant la colonne.

E_s : Module élastique du sol.

• Facteur de réduction des tassements

Dans l'état avant traitement (sol sans colonne), la charge (σ_0) appliquée par la fondation au sol impliquait un tassement moyen (S_i) dans l'état après traitement (sol avec colonne), les tassements diminuent globalement (S_f) Le facteur de réduction des tassements β désigne le rapport du tassement (S_i) au tassement (S_f) (Figure 26) :

$$\beta = \frac{S_i}{S_f} \dots \dots \dots (III.5)$$

Où :

S_i : Tassement initial (sol non amélioré) ;

S_f : Tassement final (sol amélioré).

III.5. Modèles de comportement mécanique des colonnes ballastées sous chargement statique vertical

III.5.1. Colonne isolée

-Mode de déformation axiale

Soit la colonne isolée indiquée dans la figure 27, la charge appliquée sur cette colonne peut provenir de deux types de fondations :

- Fondation souple : cas des remblais, dallages, radiers souples (Figure 27.a).
- Fondation rigide : cas des radiers rigides, semelles (Figure 27.b).

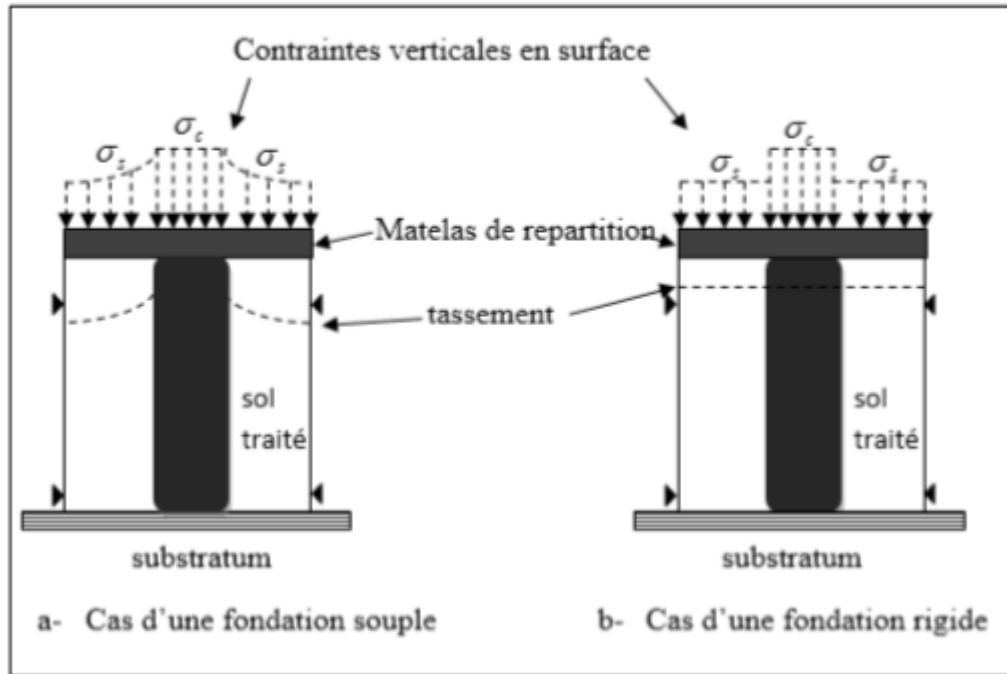


Figure 27: Mode de déformation axiale : répartition des contraintes verticales et déformation axiale en surface (Eggestad, 1983)

La concentration des charges sur la colonne correspond au déchargement du sol entourant la colonne au fur et à mesure de l'évolution de la consolidation primaire du sol. Dans le cas de la fondation souple (figure 27.a), le report de charge est moins accentué, les contraintes réparties sur le sol et sur la colonne évoluent dans un rapport de 3 à 5 (Vautrain, 1980) et les tassements sont plus importants sur le sol que sur la colonne.

Dans le cas de la fondation rigide (figure 27.b), la concentration des contraintes est plus importante sur la colonne, le déchargement du sol est meilleur et les tassements sont identiques car le caractère « indéformable » de la fondation rigide (Soyez, 1985 ; BELCOTEC, 1985).

-Mode de déformation latéral

En prenant le même cas de charge précédent (figure 28). La contrainte horizontale totale (σ_{ht}) qui confine le ballast égale à la somme de la contrainte horizontale initiale (σ_{h0}) qui règne dans le sol et la contrainte de compression exercée dans le ballast ($\Delta \sigma_h$) :

$$\sigma_{ht} = \sigma_{h0} + \Delta \sigma_h$$

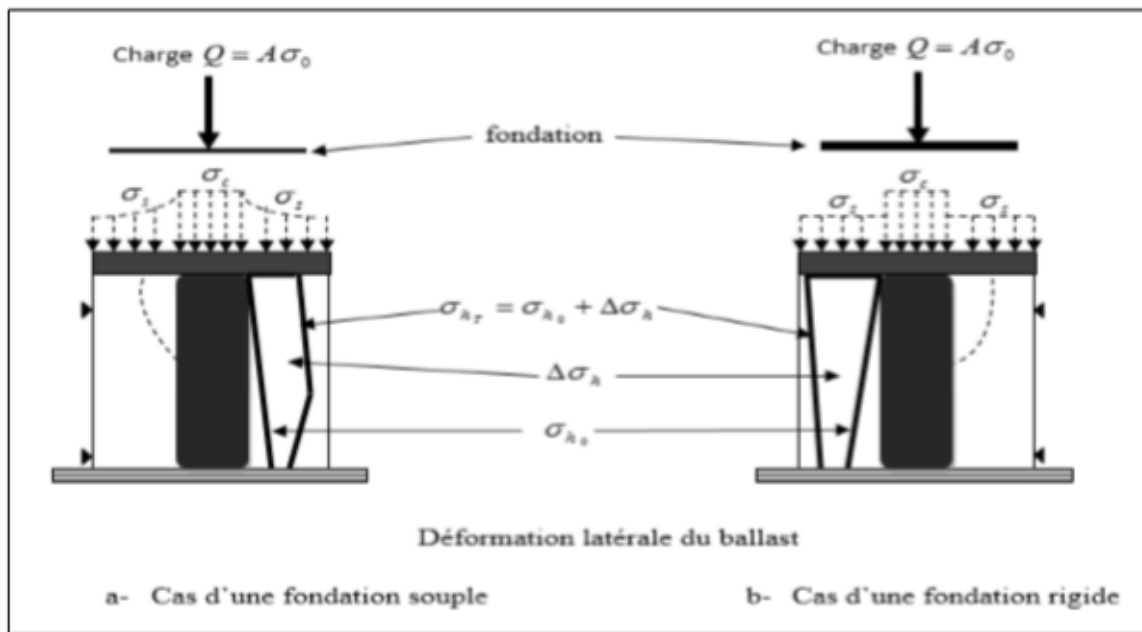


Figure 28::Mode de déformation radiale : répartition des contraintes horizontales et déformation radiale de la colonne ballastées (Eggestad, 1983)

Dans le cas de la fondation souple (figure 28.a), la contrainte totale horizontale augmente jusqu'à une profondeur caractéristique déterminée, puis diminue (effet de l'interaction sol-colonne).

Dans le cas de la fondation rigide (figure 28.b) la contrainte totale horizontale décroît linéairement en fonction de la profondeur.

-Interaction sol-colonne ballastée

L'interaction sol-colonne ballastée (figure 29) dépend de la rigidité relative de la fondation et du sol d'assise.

D'après Eggestad (1983), dans les cas des colonnes courtes (« flottantes ») :

- Dans le cas de la fondation souple (figure 29), le tassement du sol est plus important que celui de la colonne et le sol a un effet d'entraînement sur le ballast sur une profondeur critique où les contraintes de cisaillement sont négatives (frottement « Négatif », combarieu, 1947 ; BELCOTEC, 1985).
- Dans le cas de la fondation rigide (figure 29), les tassements en surface du sol et en tête de la colonne sont identiques ; les contraintes de cisaillement qui s'exercent à l'interface sol/ballast demeurent positives le long de la colonne et le sol a tendance à « Freiner » le ballast (frottement « positif »).

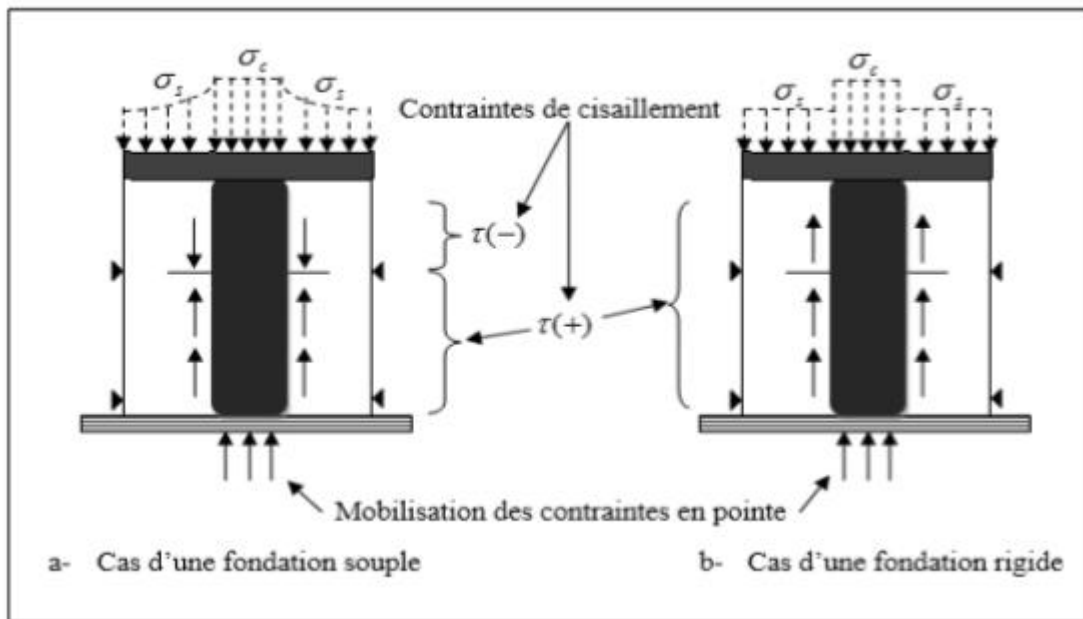


Figure 29: Interaction sol-colonne : répartition des contraintes de cisaillement le long de la colonne ballastée (courte) et effet de pointe (Eggstad, 1983)

Lorsque la colonne atteint un horizon rigide (substratum), les contraintes verticales peuvent être équilibrées principalement en pointe de la colonne.

Les mécanismes d'interaction calés sur le mode de fonctionnement d'éléments de fondation profonde rigide (pieux, inclusions rigides, barrettes...), ne sont pas directement applicables à l'interaction sol/colonne ballastée (même courte), qui dépend pour beaucoup de l'expansion latérale du ballast

III.5.2. Modèles de rupture

D'après Datye (1982), il existe trois modes de rupture :

- Rupture par expansion latérale de la colonne ;
- Rupture par cisaillement généralisé ;
- Rupture par poinçonnement (colonne flottante).

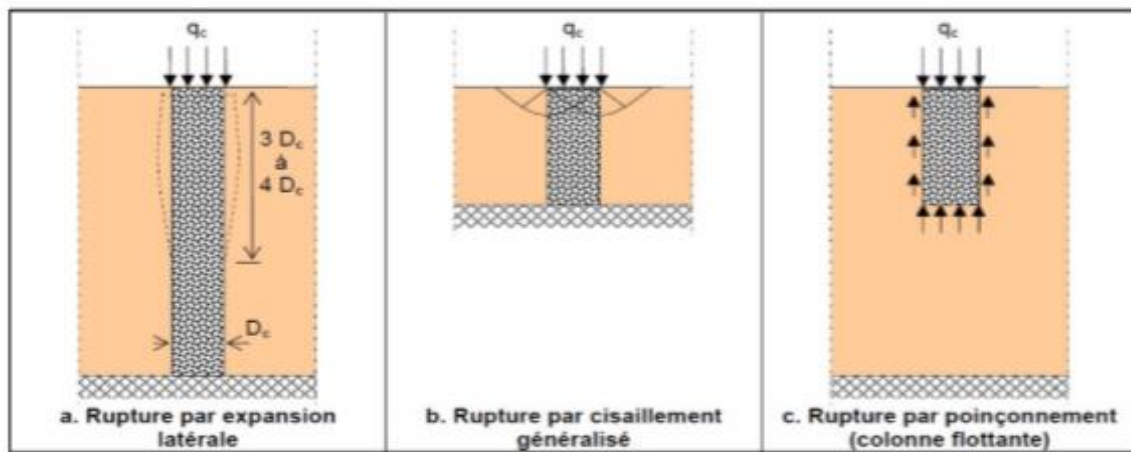


Figure 30: Type de rupture d'une colonne isolée chargée en tête exécutée dans une couche compressible homogène (d'après Datye, 1982)

III.6. Mécanismes de ruptures

Les colonnes ballastées peuvent être utilisées pour supporter divers types de structures construits sur des sols compressibles dans différentes configurations pour un chargement étendu uniformément réparti (réservoirs pétroliers, remblais routiers) ou dans des petits groupes de colonnes sous des fondations superficielles isolées ou filantes.

Le comportement des colonnes ballastées dépend essentiellement de la configuration géométrique des colonnes et du mode de chargement appliqué.

La performance de l'installation des colonnes ballastées a été étudiée aux termes de tassement et de la capacité portante. Les premiers travaux ont été conduits au milieu des années soixante-dix sur des modèles réduits en laboratoire sur une colonne isolée.

III.6.1 Colonne isolée

Le problème d'interaction sol - structure a été investi par plusieurs chercheurs et selon diverses méthodes. La majorité de ces méthodes ont été analytiques ou expérimentales en conduisant des séries d'investigations au laboratoire (essais sur modèles réduits) ou des essais en grandeur réelle. Plus récemment, d'autres études ont basé sur les simulations numériques du comportement des sols à l'aide d'outils informatiques basés sur la méthode des éléments finis.

Sous un chargement appliqué en surface, une colonne souple subira des déformations verticales (tassement) ou des déformations horizontales (expansion latérale, poinçonnement ou cisaillement généralisé). [11]

III.6.2. Essais sur modèles réduits

a) Travaux de l'université de Cambridge

En 1974, Hughes et Withers ont conduit une série d'essais sur des modèles réduits dont des colonnes ballastées isolées ont été installées dans une longueur fixe de 1.5 cm avec un diamètre qui varie entre 1.25 et 3.8 cm. Ces colonnes ont été installées dans un échantillon du sol compressible de Cambridge. Un chargement uniformément réparti a été appliqué seulement sur la tête de la colonne ballastée (surface de la colonne), et les tassements de la colonne et du sol ont été mesurés dans plusieurs points tout au long de la colonne.

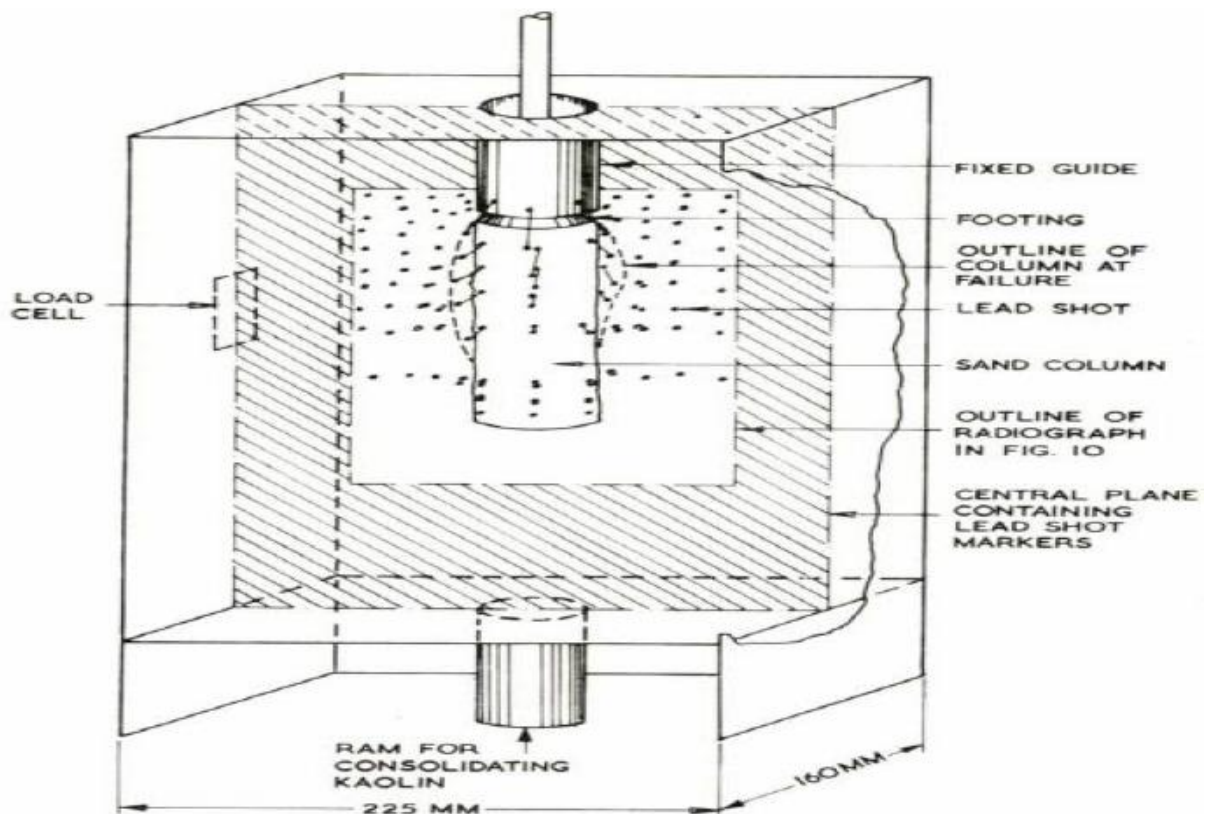


Fig. 6. Consolidometer for testing single stone column

Figure 31: Essai de chargement sur un modèle réduit en laboratoire d'une colonne ballastée isolée. (Hughes et Withers, 1974)

Sous un chargement uniformément réparti en surface, une expansion latérale a été remarquée en tête de la colonne ballastée. L'expansion remarquée deviendra négligeable au-delà de 4 fois du diamètre de la colonne. La résistance ultime des colonnes ballastées est fonction de l'étreinte latérale fournie par le sol environnant de la colonne dans la zone de

l'expansion latérale. Les auteurs indiquent que le comportement des colonnes ballastées est similaire à celle de la sonde pressiométrique.

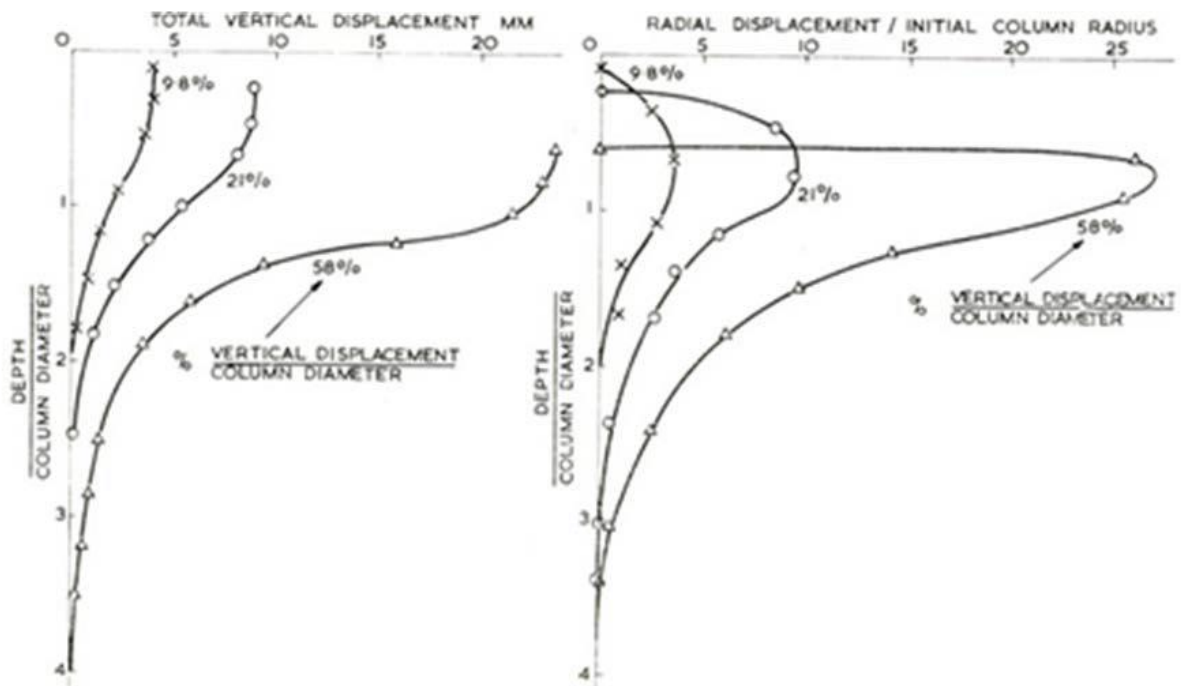


Fig. 8. Vertical displacement within the column against depth

Fig. 9. Radial displacement at the edge of the column/initial column radius against depth

Figure 32 :Tassements et déplacements latéraux suite au chargement en tête d'une colonne ballastée isolée. (Hughes et Withers, 1974). [12]

Hughes et Withers ont utilisé la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique développée en 1961 par Gibson et Anderson pour déterminer la capacité portante d'une colonne ballastée isolée.

À titre de simplification, les auteurs supposent que la contrainte de cisaillement égale à la cohésion non drainée du sol en place tout au long des parois de la colonne. En se basant sur cette hypothèse, Hughes et Withers ont développé une méthode simple pour déterminer la distribution des contraintes verticales qui agissent tout au long de la colonne isolée.

En outre, les auteurs proposent une longueur critique au-delà duquel les colonnes subissent une rupture simultanément par poinçonnement et par expansion latérale. Cette longueur critique est égale à quatre fois le diamètre initial de la colonne isolée (diamètre avant chargement de la colonne).

Ces travaux présentent la première compréhension des modes de comportement des colonnes ballastées isolées et ont formé la base sur laquelle reposent plusieurs recherches qui ont été effectuées après. Ces études restent notamment à usage pratique dans nos jours. [12]

b) Travaux de Shivashankar et al. 2011

Shivashankar et al. 2011 ont utilisé un modèle réduit selon le principe de la cellule unité pour étudier le comportement d'une colonne ballastée installée dans un sol stratifié dont la couche supérieure est constituée d'une argile molle de faibles caractéristiques mécaniques. Selon Barksdale et Bachus 1983, les déformations latérales ne peuvent se produire sur les bords de la cellule unitaire en raison de la symétrie de la charge uniformément répartie en surface et de la symétrie de la géométrie. Les contraintes de cisaillement sur les limites de la cellule unité sont nulles.

Shivashankar et al. 2011 ont utilisé ce concept de la cellule composite dans leur test sur un modèle réduit afin de prédire le comportement d'une colonne ballastée installée dans un grand groupe de colonnes.

La figure ci-dessous montre la disposition expérimentale du modèle réduit utilisé dans cette série de tests. Deux configurations géométriques ont été adoptées, (a) un chargement total uniformément réparti en surface la cellule unité et ; (b) un chargement en tête de la colonne dont le taux de renforcement est pris égal à 100 %.

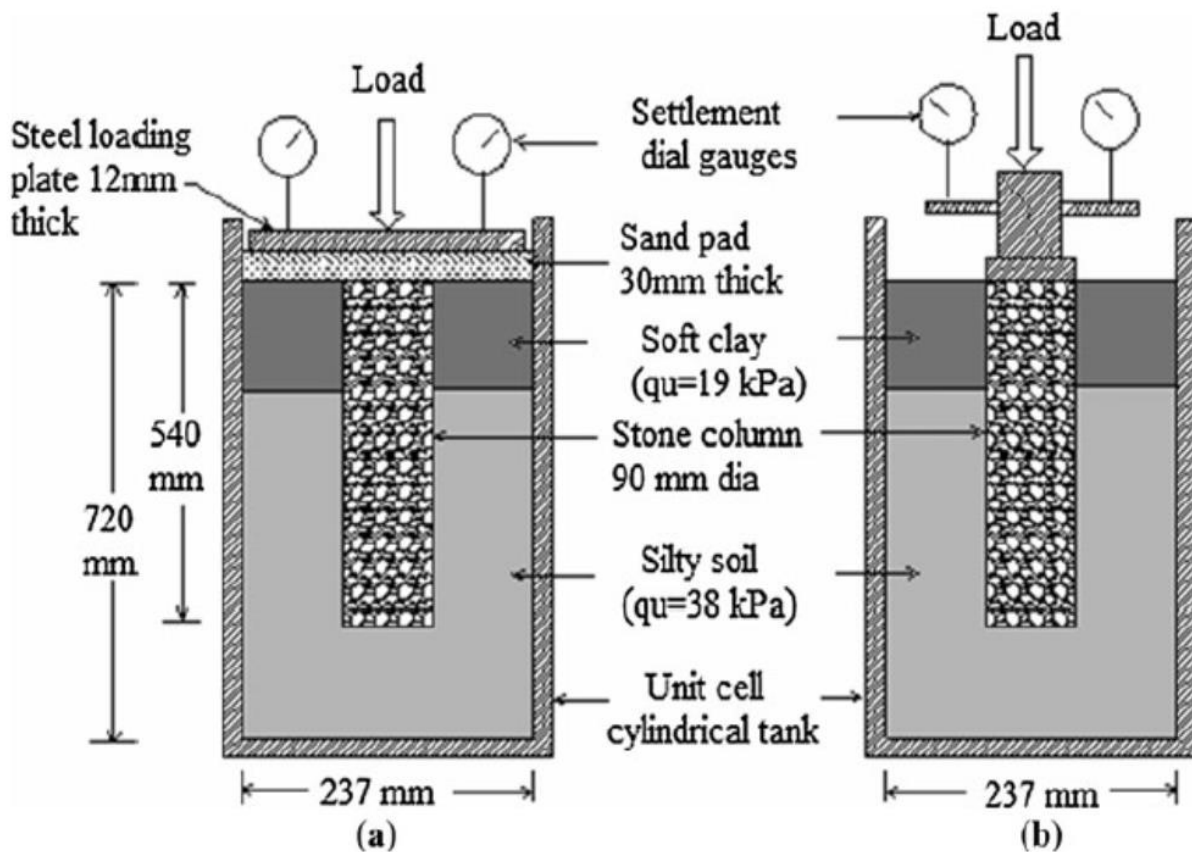


Figure 33 : Essai de chargement sur modèle réduit d'une colonne ballastée : (a) Chargement de la cellule unité ; (b) chargement en tête de la colonne. (Shivashankar et al. 2011).

Les auteurs ont montré que la réduction du tassement lorsque les colonnes ballastées sont installées dans un sol stratifié, dont la couche supérieure est caractérisée par des faibles caractéristiques mécaniques, ni pas significative (de l'ordre de 20 à 30%).

Cela s'explique par l'expansion excessive de la colonne ballastée dans les couches supérieures en raison de la mauvaise étreinte latérale offerte par le sol mou environnant.

Dans le cas des couches de sols homogènes, l'expansion latérale maximale a été observée sur une profondeur d'une fois le diamètre de la colonne à partir du fut supérieur de la colonne. En outre, la longueur totale de la colonne ballastée soumise à une expansion latérale était de 2-3 fois le diamètre de la colonne.

Dans le cas d'une colonne ballastée installée dans des sols stratifiés, l'expansion latérale a été observée principalement dans la couche supérieure caractérisée par des faibles caractéristiques mécaniques.

III.6.3. Groupe de colonnes

III.6.3.1. Essais sur modèles réduits

a) Travaux de l'université de Belfast, Royaume – Uni :

En 2004, Mc Kelvey et al., ont étudié dans une série d'essais au laboratoire le comportement de petits groupes de pieux de sable chargés par des fondations isolées, filanteset circulaires. Les colonnes souples installées ont été flottantes dans une longueur variant de 6 jusqu'à 10 fois le diamètre des colonnes.

Suite au chargement imposé en surface, des déformations latérales ont été remarquées. Les colonnes aux bords tendent de se déformer par un flambement latéral, et une légère expansion latérale a été remarquée pour les colonnes centrales probablement du fait de confinement imposé par les colonnes de bords (Figure 34).

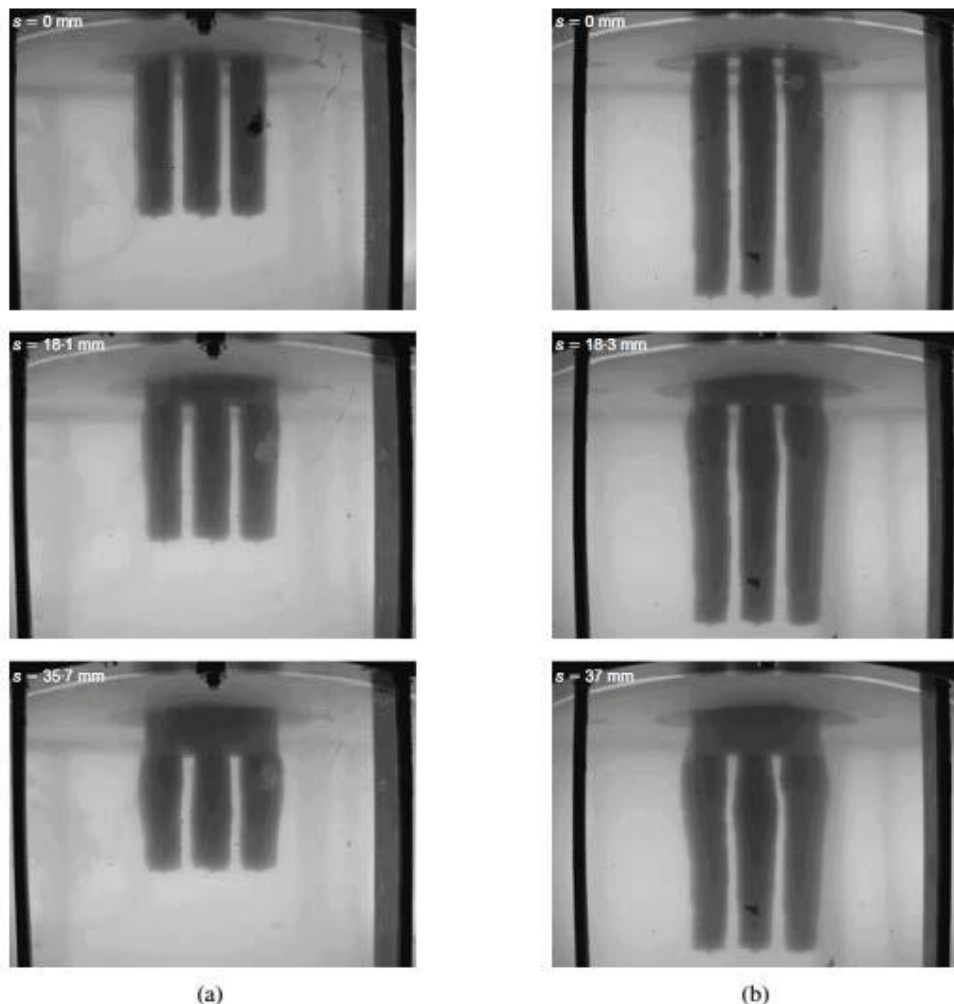


Figure 34: Déformations latérales des pieux de sable suite au chargement par une fondation circulaire

au début, au milieu et à la fin de processus de chargement : a) $L/D=6$; b) $L/D=10$. (Mc Kelvey et al. 2004)

Les photographies montrent qu'une expansion latérale se produit toute au long des colonnes courtes ($L=6D$). Tandis qu'elle sera plus significative seulement dans la partie supérieure pour les colonnes plus longues ($L=10D$).

Les auteurs proposent une longueur critique de six fois le diamètre des colonnes ballastées. Au-delà de laquelle n'en obtiendra aucune augmentation de la capacité portante. En outre, toute longueur supplémentaire que cette longueur optimale sera probablement plus significative en termes de tassement.

b) Travaux de l'institut technologique de l'Inde

En 2007, Ambily et Ghandi ont investi dans une série d'essais au laboratoire le comportement des colonnes ballastées installées dans une argile molle reconstituée (la kaolinite). Les essais ont été performés dans des bacs cylindriques tout en examinant l'influence de la cohésion du sol en place, de l'angle de frottement interne du ballast et de l'espacement entre les colonnes sur le comportement global des colonnes ballastées (Figure.35).

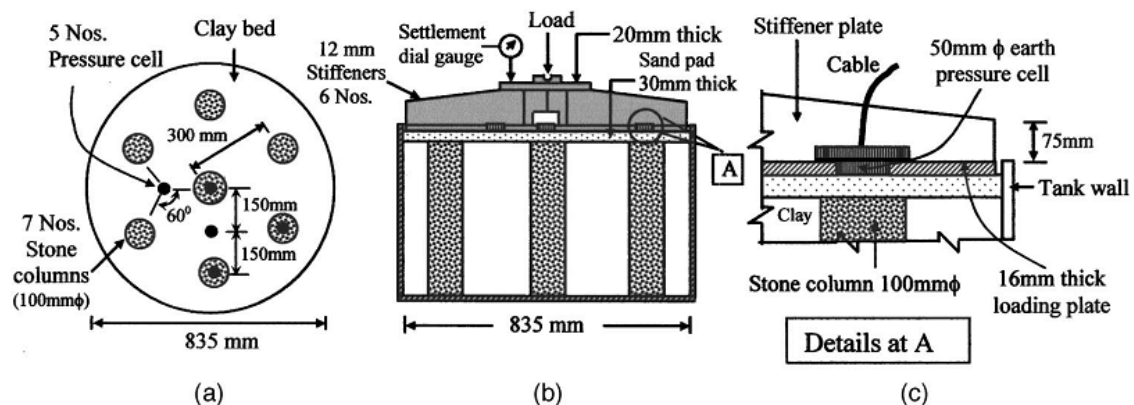


Figure 35: 18 Essais de chargement sur modèle réduit des. a) vue en plan ; b) profile en travers ; c) détails de la cellule de pression. (Ambily et Ghandi, 2007)

Les auteurs indiquent que la capacité portante diminue tout en augmentant l'espacement entre les colonnes. À partir d'un espacement égal à trois fois le diamètre des colonnes, le changement deviendra négligeable. [13]

Chargeant la colonne ballastée seulement, une expansion latérale a été remarquée dans une profondeur de 0.5 le diamètre de la colonne. Quand toute la surface de l'ensemble sol – colonne est chargée, aucune déformation latérale ne se produit (Figure 36).

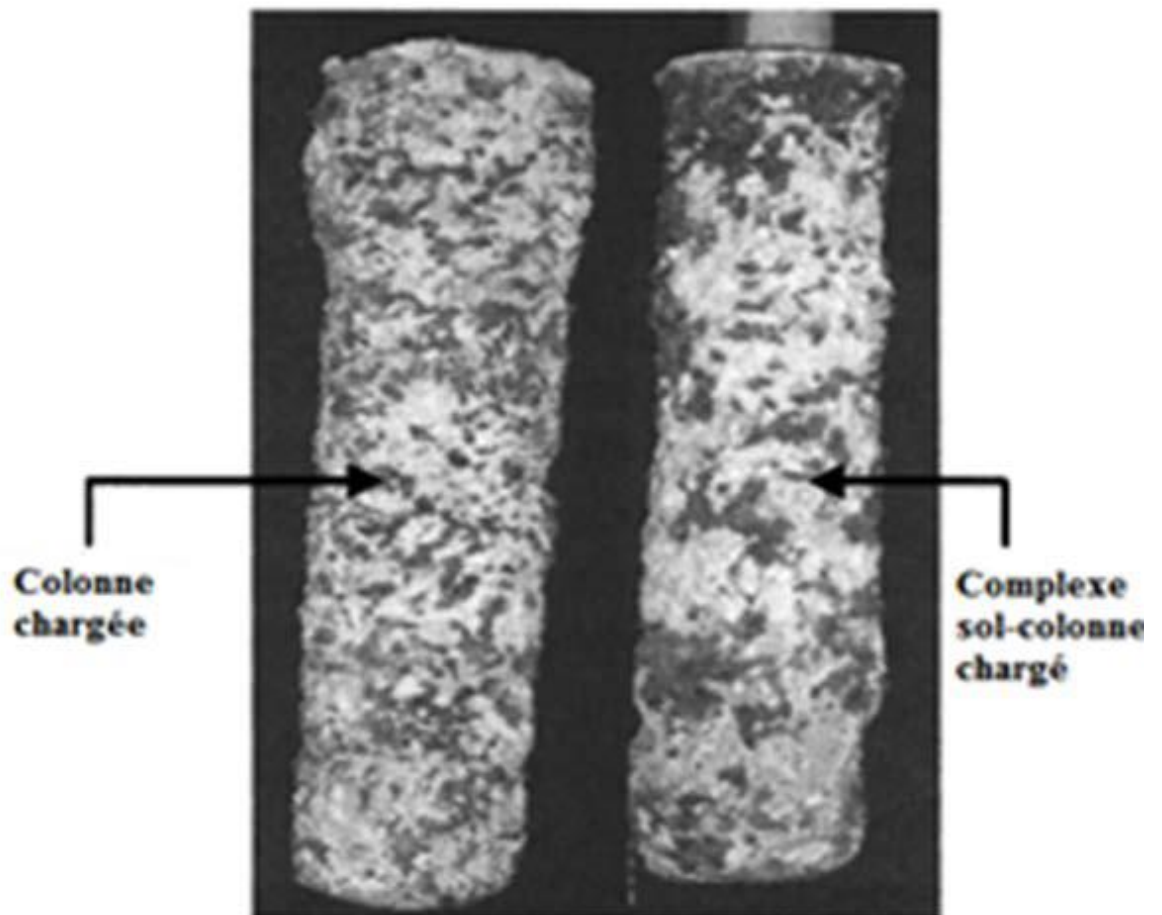


Figure 36: Déformation latérale observée suite au chargement des colonnes. (Ambily et Ghandi, 2007) [13]

III.7. Méthodes de dimensionnement

La relation contrainte – déformation est différente pour un matériau granulaire que celle d'un matériau contenant une forte proportion de particules fines ($< 80\mu$). Pour un sol renforcé par colonnes ballastées, le comportement de l'ensemble sol – colonne est différent. La contrainte appliquée est répartie sur les deux matériaux.

III.7.1. Principe de la cellule élémentaire

Le principe de la cellule élémentaire (dite en anglais : Unit cell model) consiste à prendre une colonne isolée entourée par le sol ambiant dans un diamètre effectif D_e , qui dépend de la configuration géométrique (Figure 37). La cellule est supposée confinée latéralement, et les déplacements horizontaux sont supposés nuls autour de la cellule. Plusieurs recherches antérieures étudié le comportement d'un sol renforcé par colonnes sont basées sur ce principe simplifié (Balaam et Booker 1981, Sexton et McKabe 2013, etc.). [14]

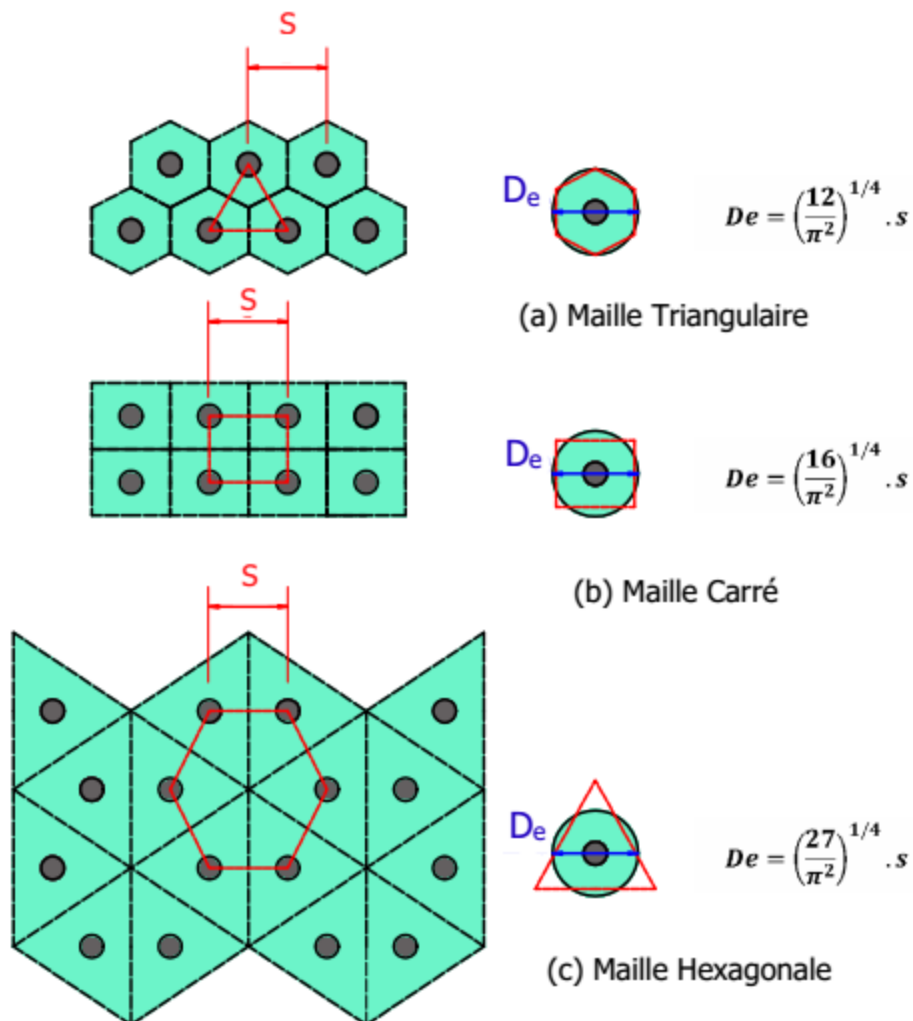


Figure 37 : Diamètre équivalent en fonction du maillage des colonnes(Balaam et Booker, 1981).

III.7.2. Dimensionnement vis-à-vis de la capacité portante

a) Hughes et Withers 1974

Comme précédemment indiqués dans la section 1.2.1, Hughes et Withers (1974) ont conduit une série d'essais au laboratoire sur des colonnes ballastées isolées. Une déformation par expansion latérale a été remarquée en tête de la colonne dont elle deviendra négligeable au-delà de quatre fois le diamètre de la colonne (Figure 38). Les auteurs indiquent que la

capacité portante de la colonne dépend essentiellement de l'étreinte latérale offerte par le sol ambiant qui subira cette déformation latérale.

Les auteurs proposent que la capacité portante ultime d'une colonne ballastée isolée sous laquelle la colonne subira une expansion latérale ait donné par la formule :

$$\sigma'_v = \left(\frac{(1 + \sin \varphi')}{1 - \sin \varphi'} \right) (\sigma_r0 + 4C_u) \quad (\text{Eq.1.1})$$

Où :

φ' et C_u et Sont l'angle de frottement interne de la colonne et la cohésion non drainée sol à traité respectivement.

σ_r0 Présente la pression latérale du sol en place.

Cette formule est la plus couramment utilisée dans nos jours pour le calcul de la capacité portante ultime d'une colonne ballastée isolée (Kelly, 2014).

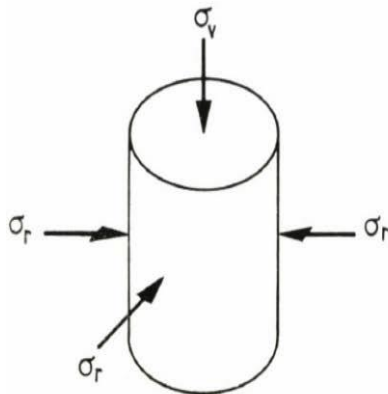


Fig. 4. Triaxial stresses on the bulging section of the stone column

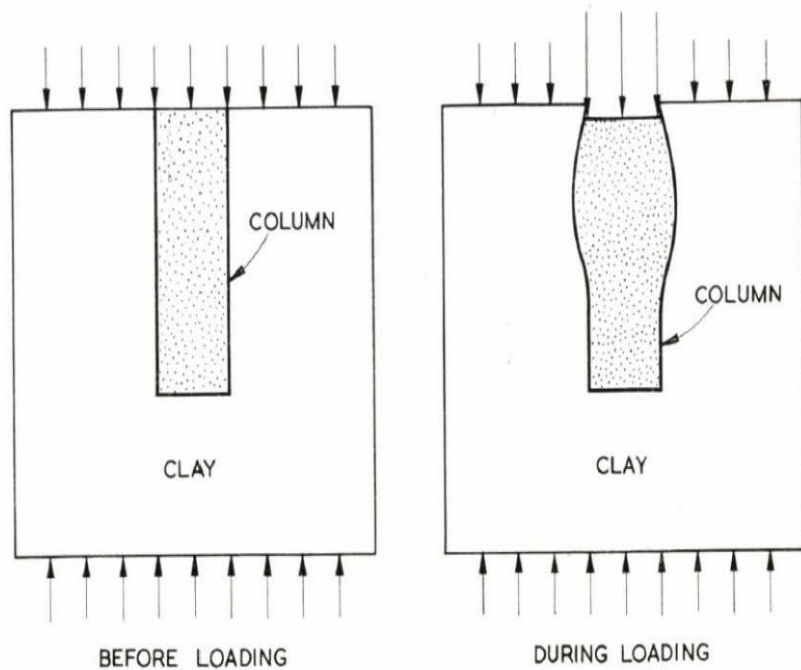


Fig. 5. (a) Consolidation stresses on the clay before test (b) Consolidation stresses on the clay and the loading stresses on the column during the test

Figure 37: Expansion latérale d'une colonne ballastée isolée (Hughes et Withers, 1974). [12]

b) Les courbes de Thorburn 1975

Basant sur l'hypothèse que tout le chargement imposé sur un massif renforcé soit reprise seulement par les colonnes sans participation du sol ambiant, Thorburn et MacVicar (1968), ont proposé une méthode semi-empirique qui permet de déterminer la capacité portante d'une colonne ballastée isolée. Les auteurs indiquent que les colonnes ballastées ne peuvent pas être installées dans les sols ayant une cohésion non drainée inférieure à 19.2 kPa, car ces

sols sont incapables d'offrir une étreinte latérale suffisante pour la stabilité globale de la colonne.

Suite à une série d'essais de chargement en vraie grandeur dans divers sites à Glasgow, et après une série d'essais Triaxial sur des modèles réduits en laboratoire, Thorburn (1975), a proposé des diagrammes de pré dimensionnement des colonnes en fonction de la résistance au cisaillement non drainé du sol à traiter .

Soyez 1985 indique que les valeurs du diagramme ont été données à titre indicatif et qu'une vérification du diamètre efficace devra impérativement être réalisée sur le chantier. [15]

III.8. Conclusion

Dans ce chapitre, Nous concluons que les propriétés et les comportements des colonnes ont un rôle significatif et efficace dans l'amélioration des sols.

CHAPITRE IV

MODELISATION NUMERIQUE

IV.1. Introduction

Dans ce chapitre on présente le travail réalisé pour la modélisation numérique - en exploitant le code de Calcul Plaxis 2d – d'un remblai autoroutier de grande hauteur reposant sur un sol compressible renforcé par des colonnes ballastées. Ce chapitre a pour objet d'analyse le comportement d'un sol renforcé par colonnes ballastées en profondeur et colonnes ballastées flottantes et la stabilité d'un remblai de grande hauteur reposant sur sol compressible.

IV.2. Caractéristiques des matériaux utilisés

IV.2.1. Couches de Sol

Le profil du sol étudié compris une couche d'argile de 10 m de profondeur et une couche de marne de 5 m de profondeur. Les propriétés de ces deux couches sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 4: Propriétés des couches de sol

Paramètres	Nom	Marne	Argile	Unités
Modèle du matériau	Modèle	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	-
Type de comportement	Type	Drainé	Drainé	-
Poids volumique γ_h	γ_{sat}	18.5	19.5	KN/m ³
Perméabilité horizontale	k_x	0.003	0.005	m/day
Perméabilité verticale	K_y	0.003	0.005	m/day
Module d'Young (constant)	E_{ref}	400	300	KN/m ²
Coefficient de poisson	ν	0.3	0.3	-
Cohésion (constant)	c_{ref}	45	70	KN/m ²
Angle de frottement	ϕ	20	20	°
Angle de dilatance	ψ	0	0	°

IV.2.2. Colonnes ballastées

Les propriétés des colonnes ballastées sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 5: Propriétés des colonnes ballastées

Paramètres	Nom	Colonnes	Unités
Modèle du matériau	Modèle	Mohr-Coulomb	-
Type de comportement	Type	Drainé	-
Poids volumique saturé γ_h	γ_{sat}	20	KN/m ³
Perméabilité horizontale	k_x	0.008	m/day
Perméabilité verticale	K_y	0.008	m/day
Module d'Young (constant)	E_{ref}	20000	KN/m ²
Coefficient de poisson	ν	0.3	-
Cohésion (constant)	c_{ref}	1	KN/m ²
Angle de frottement	ϕ	38	°
Angle de dilatance	ψ	8	°
profondeur de la colonne	$y_{profondeur}$	10	m

IV.2.3. Matelas de répartition

Les propriétés du matériau constituant le matelas de répartition sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 6 : Propriétés du matelas de répartition

Paramètres	Nom	Matelas de répartition	Unités
Modèle du matériau	Modèle	Mohr-Coulomb	-
Type de comportement	Type	Drainé	-
Poids volumique saturé γ_h	γ_{sat}	20	KN/m ³
Perméabilité horizontale	k_x	0.008	m/day
Perméabilité verticale	K_y	0.008	m/day
Module d'Young (constant)	E_{ref}	1500	KN/m ²
Coefficient de poisson	ν	0.3	-
Cohésion (constant)	c_{ref}	1	KN/m ²
Angle de frottement	ϕ	38	°
Angle de dilatance	ψ	0	°
Epaisseur du matelas	e_m	0.5	m

IV.2.4. matériaux de remblais

Les propriétés du matériau de remblai sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 7 : Propriétés du remblai

Paramètres	Nom	Matelas de répartition	Unités
Modèle du matériau	Modèle	Mohr-Coulomb	-
Type de comportement	Type	Drainé	-
Poids volumique saturé γ_h	γ_{sat}	20	KN/m ³
Perméabilité horizontale	k_x	0.002	m/day
Perméabilité verticale	K_y	0.002	m/day
Module d'Young (constant)	E_{ref}	1000	KN/m ²

Coefficient de poisson	ν	0,3	-
Cohésion (constant)	c _{ref}	30	KN/m ²
Angle de frottement	ϕ	25	°
Angle de dilatance	ψ	0	°
Hauteur dr remblai	H _r	12,5	m

IV.3. Présentation du Modèle

Le modèle étudié est un remblai autoroutier de grande hauteur ($H_r = 12,5$ m) fréquenté par un trafic intense avec une estimation de charge de 66 KN/m^2 reposant sur une couche d'argile ayant 10 mètres de profondeur renforcée une fois par des colonnes ballastées en profondeur (10 m de profondeur) et une autre par des colonnes ballastées flottantes (6m de profondeur) de diamètres de 0.8 m et un espacement de 1.6 m avec une lematalas de transfert de charge à la tête des colonnes sous un chargement harmonique.

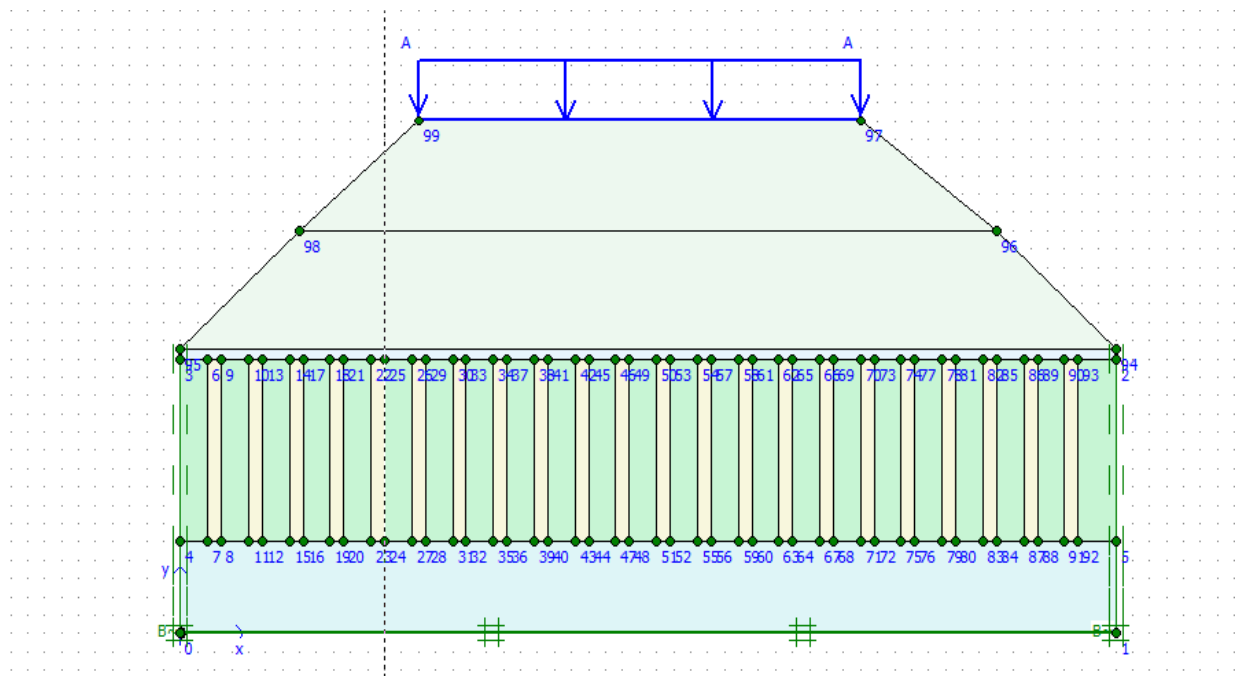


Figure 38: modèle géométrique avec colonnes ballastées en Profondeur

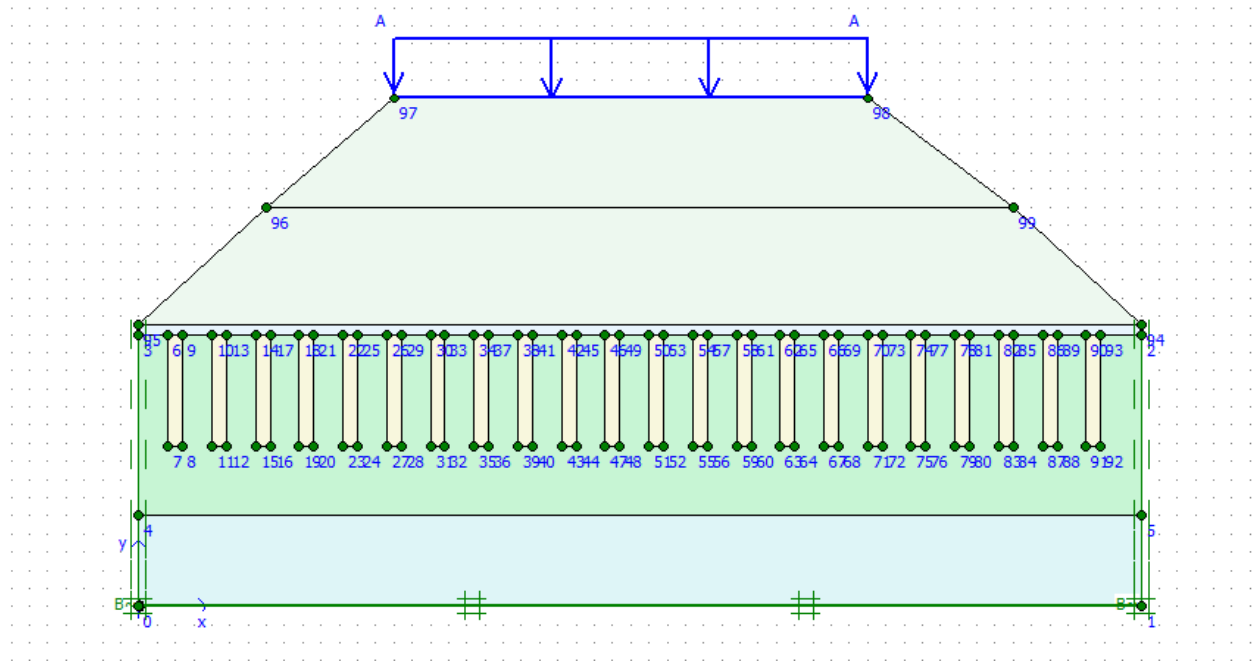


Figure 39: modèle géométrique avec colonnes ballastées flottantes

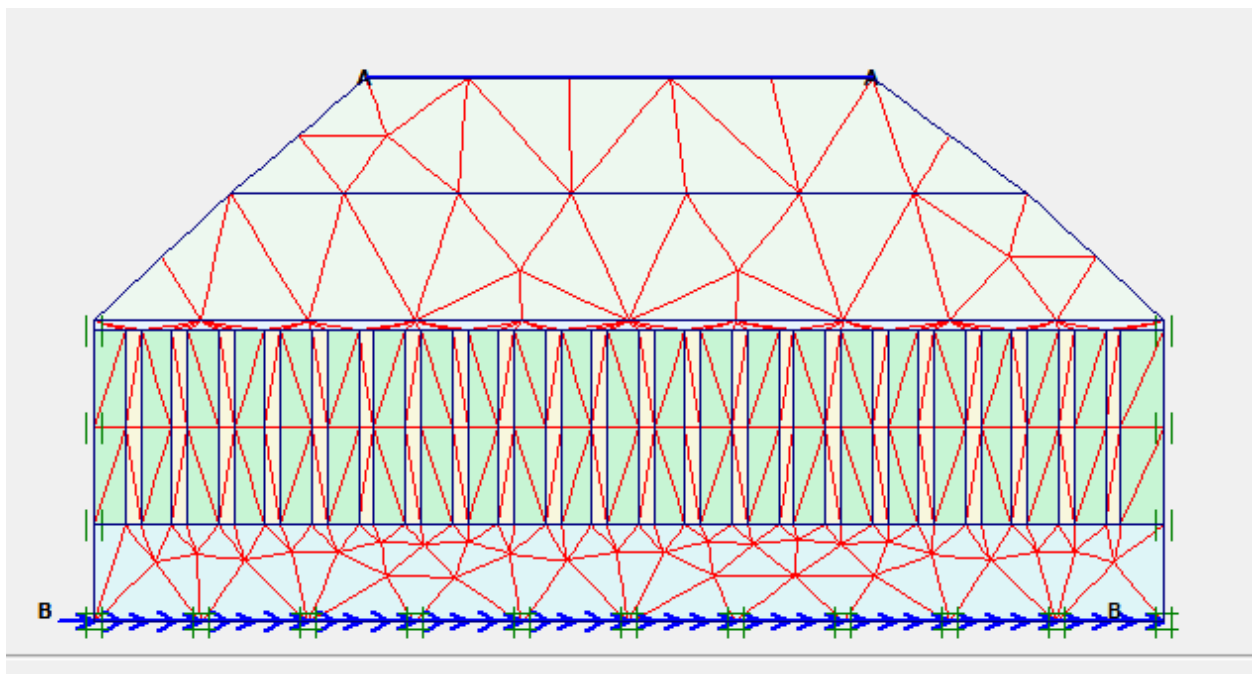


Figure 40: Maillage déformé du modèle AC Profondeur

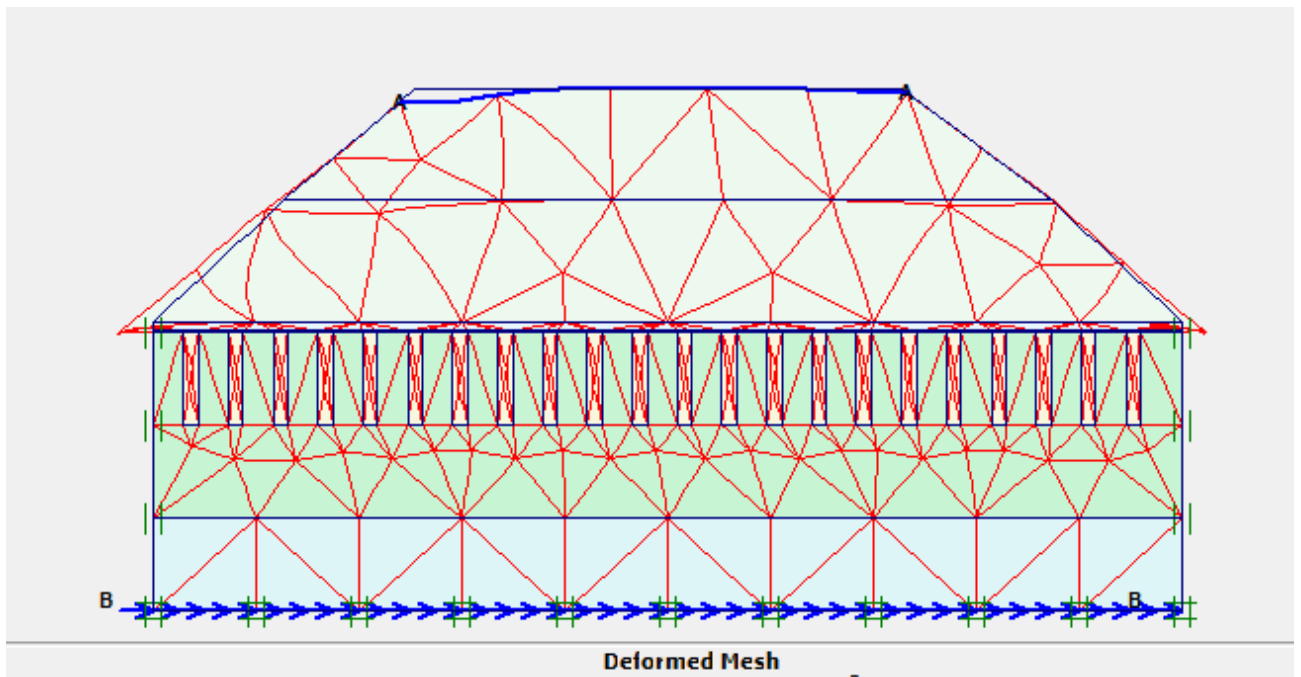


Figure 41: Maillage déformé du modèle AC flottante

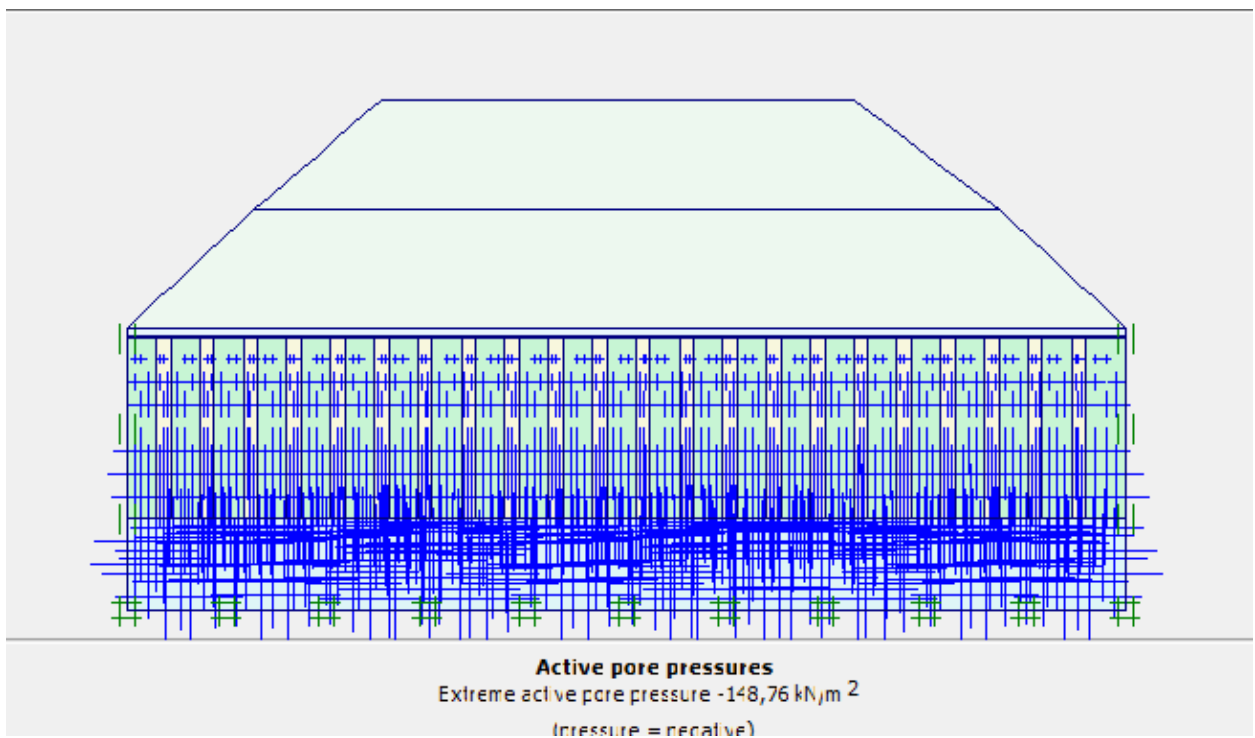


Figure 42 : courbe de actifs pores pressurent AC en profondeur

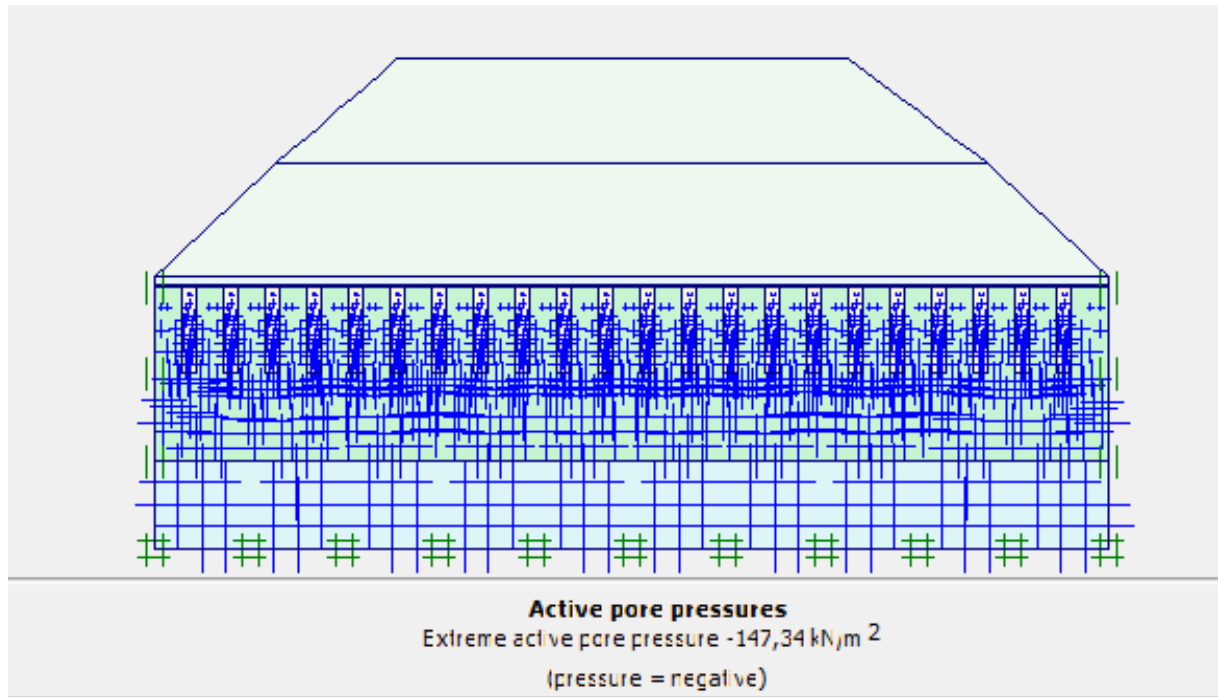


Figure 43: courbe de active pore pressures AC flottante

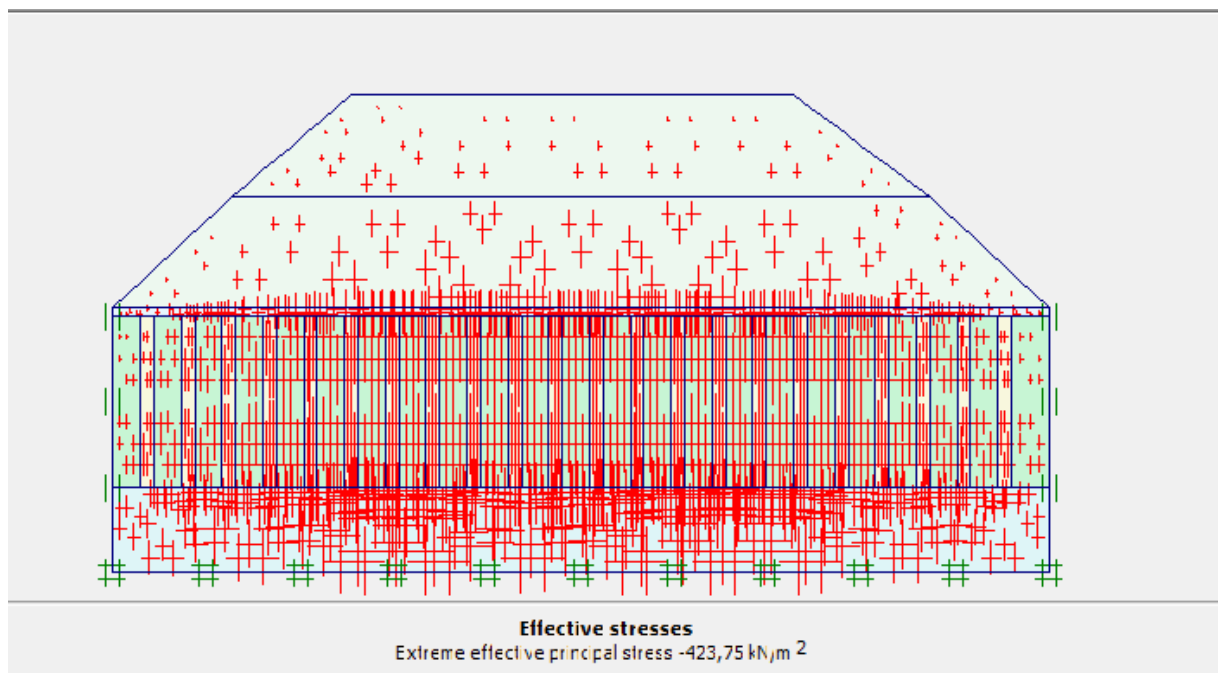


Figure 44: courbe effective stresses AC en profondeur

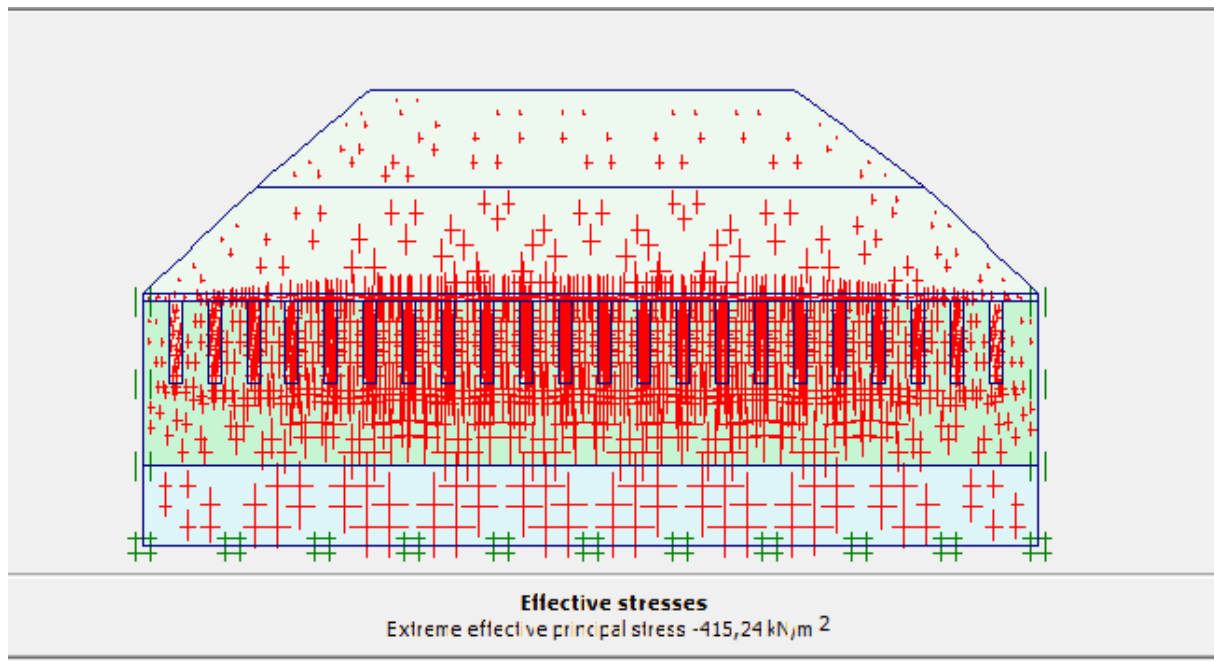


Figure 45: courbe effective stresses AC flottante

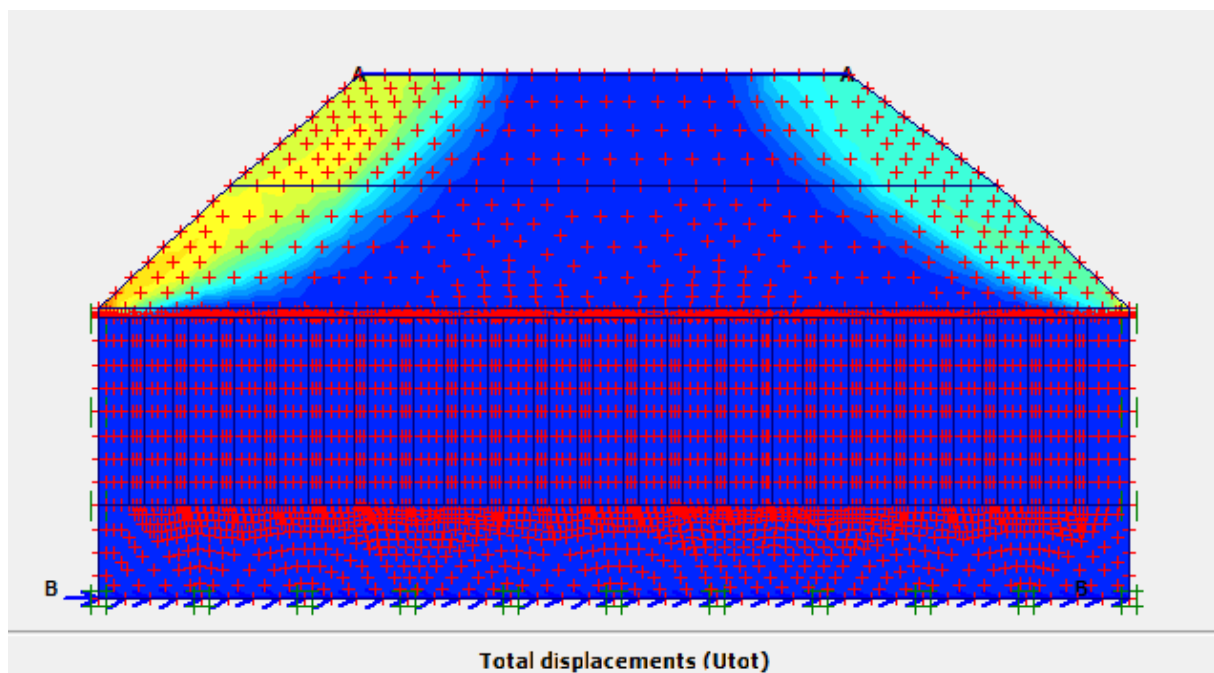


Figure 46: courbe total displacements AC profondeur

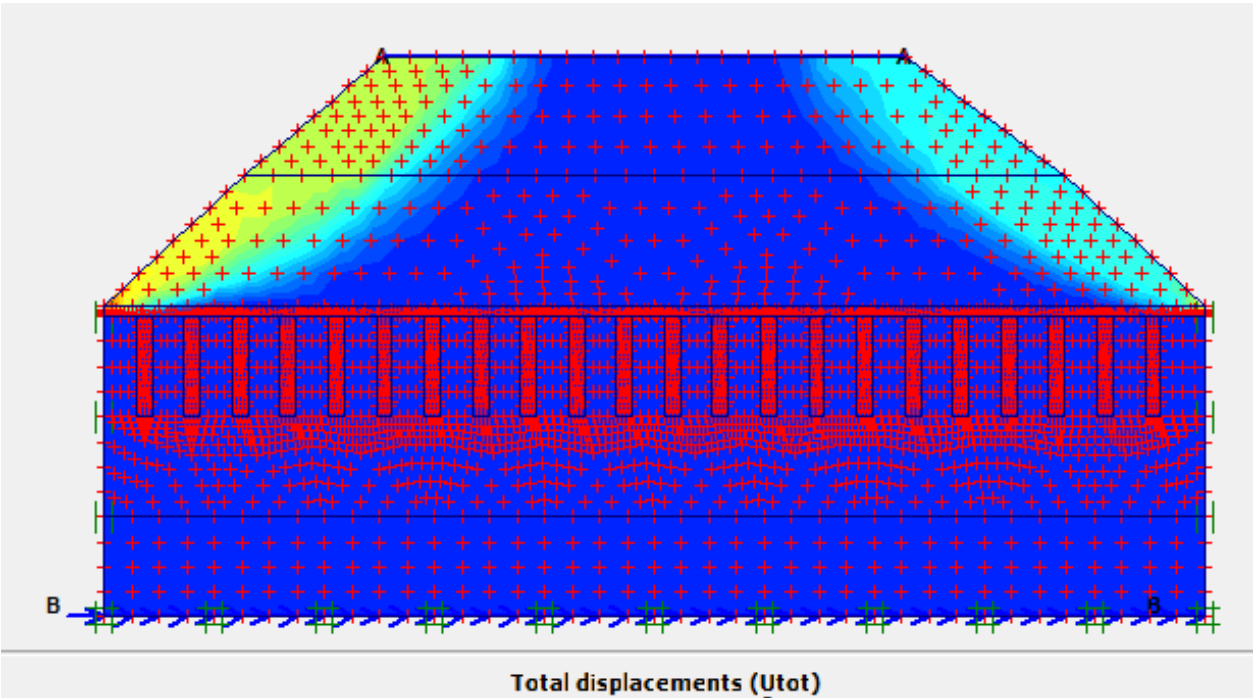


Figure 47: courbe Total displacements AC flottantes

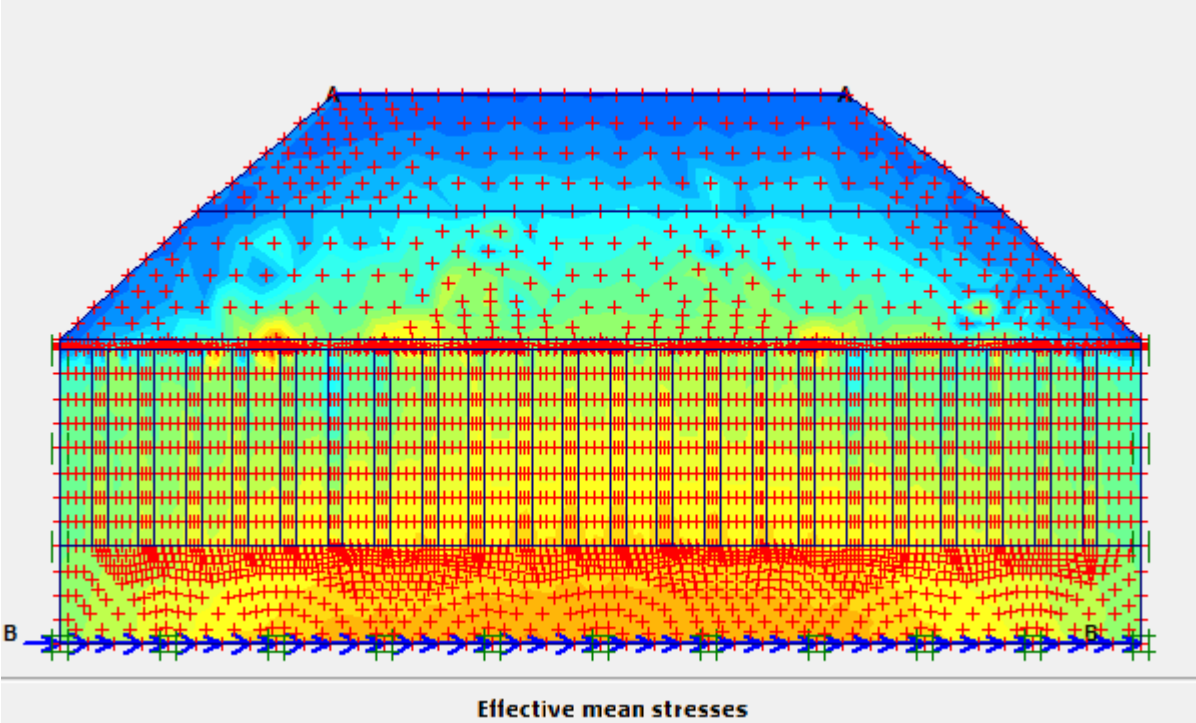


Figure 48: courbe Effective mean stresses

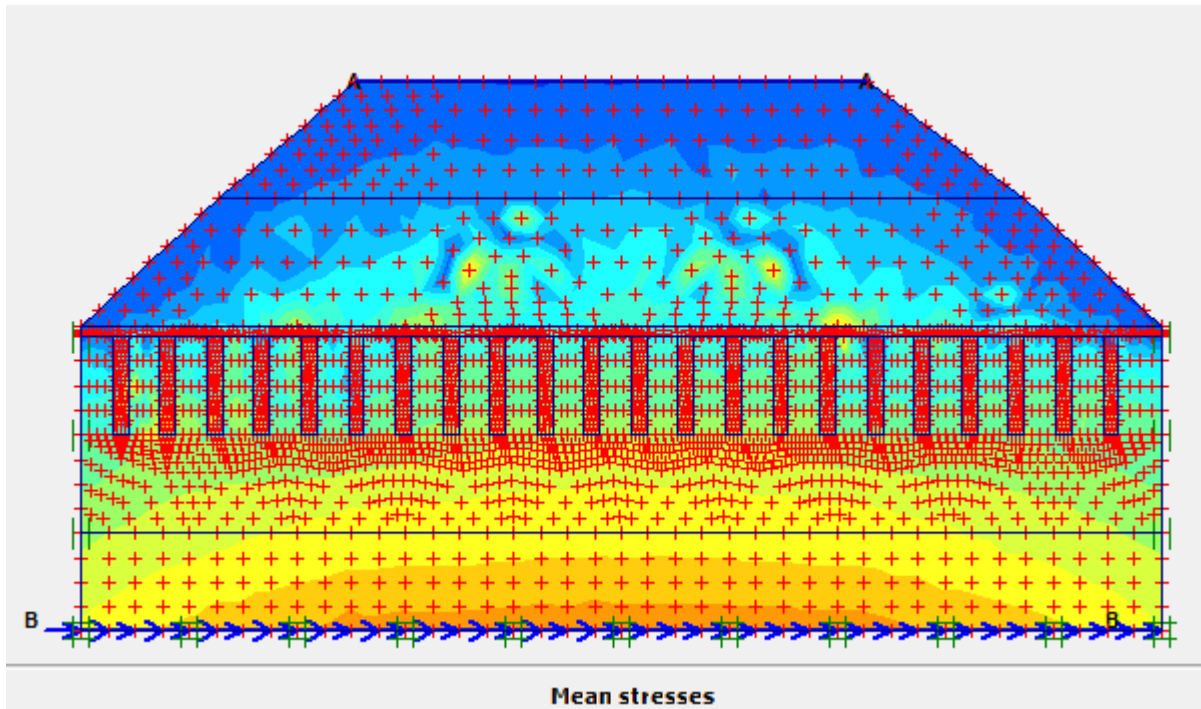


Figure 49: courbe Mean stresses

IV.4. Hauteur du remblai

Lors de la modélisation numérique on a opté deux hauteurs de remblai afin de voir l'influence de la hauteur sur la stabilité de notre ouvrage (remblai) qui est représenté par les courbes de coefficient de sécurité M_{sf} (Multiplieur en fonction de déplacement). Pour cela on prend deux hauteurs différentes $H_r = 14.5$ m et $H_r = 12.5$ m.

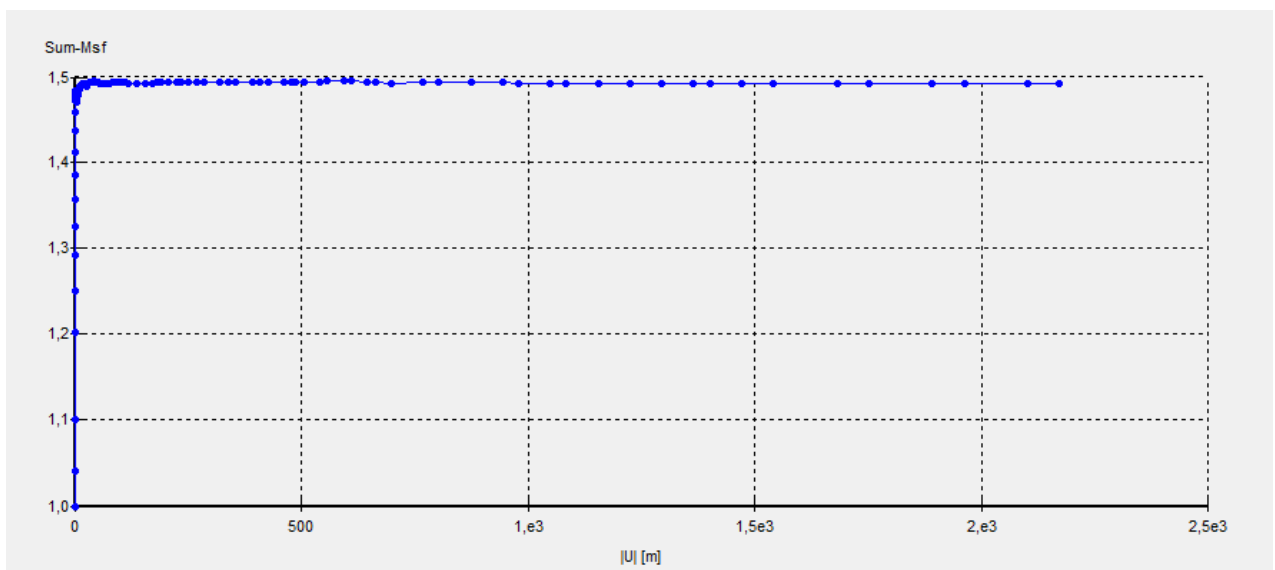


Figure 50: Courbe du facteur de sécurité M_{sf} pour $H_r = 12,5$

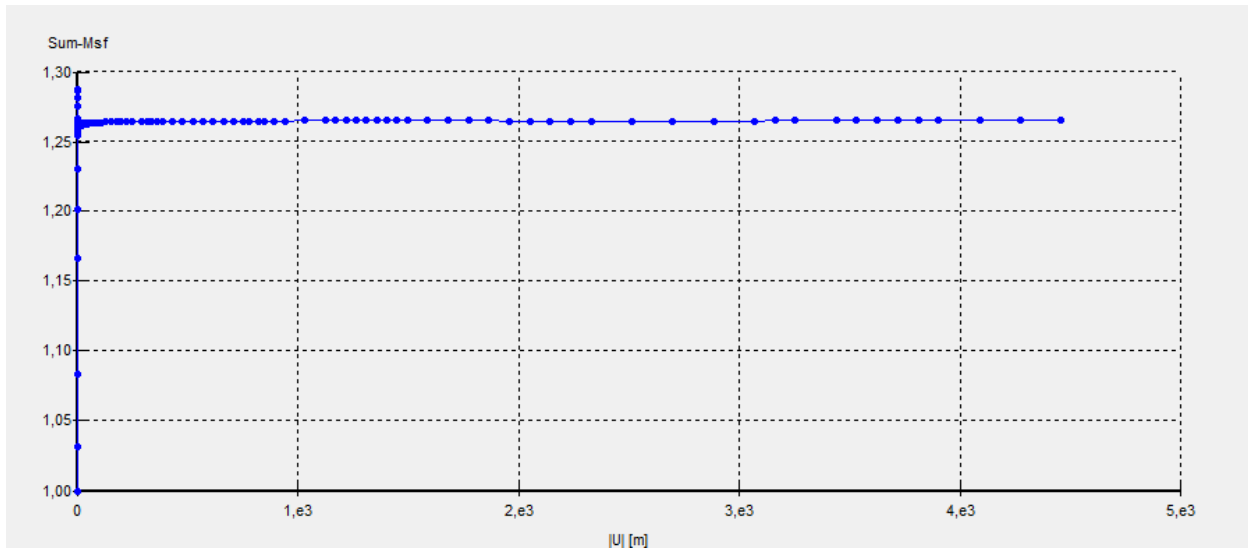


Figure 51: Courbe du facteur de sécurité Msf du remblai h=14,5

Tableau 8: Valeurs du facteur de sécurité du remblai de différentes hauteurs

Hauteur du remblai (m)	12 ,5	14,5
Valeur du facteur de sécurité Msf	1.50	1,26

D'après les courbes de facteur de sécurité on constate que la hauteur de remblai influe d'une manière considérable sur la stabilité de ce dernier.

CHAPITRE V
EXPREMONTATION
RESULTAS ET DISCUSSIONS

V.1.Résultats et discussions

Afin de percevoir l'influence du renforcement des sols par colonnes ballastées on procède deux modèles le premier modèle on utilise des colonnes ballastées en profondeur (sur la profondeur totale de la couche d'argile) et le deuxième modèle on utilise des colonnes ballastées flottantes (leurs profondeurs est inférieure de la profondeur de la couche d'argile).

Les résultats de stabilité et des coefficients de sécurité, des déplacements (tassements), des pressions actives (consolidation), chargement gravitaire et l'accélération sont présentés dans les graphes et les courbes ci-dessous :

1-Facteur de Sécurité (Msf)

a-Pour les colonnes ballastées en profondeur

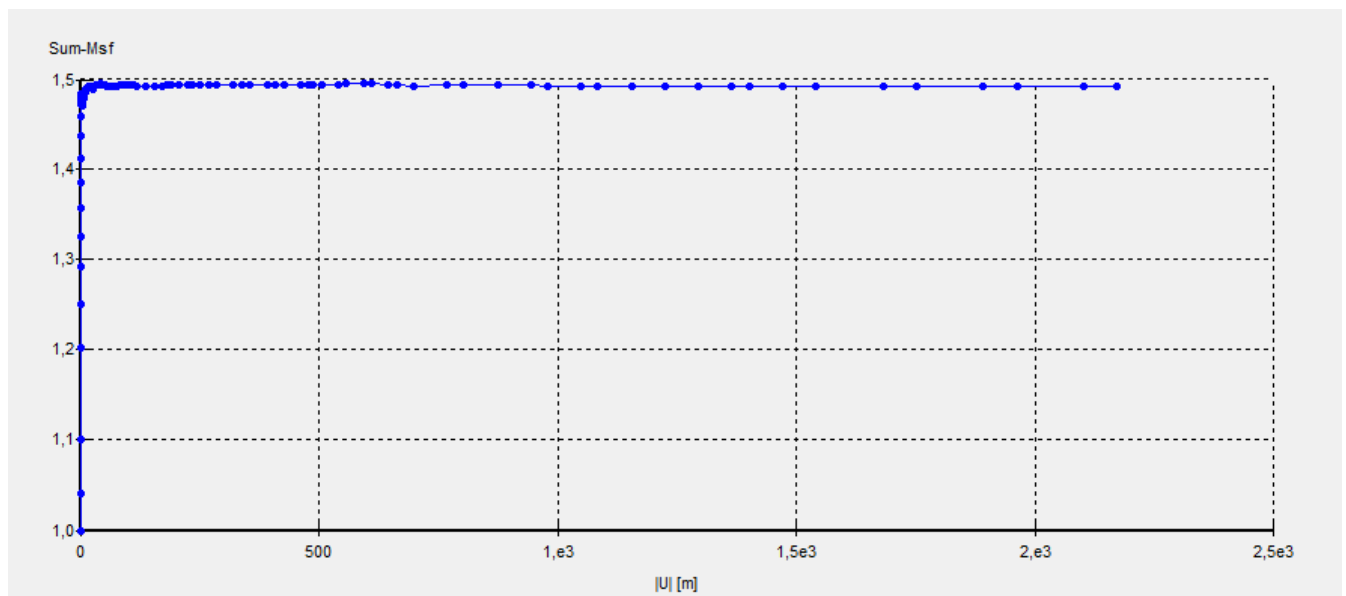


Figure 52: Courbe charge- déplacement

b- Pour les colonnes ballastées flottantes

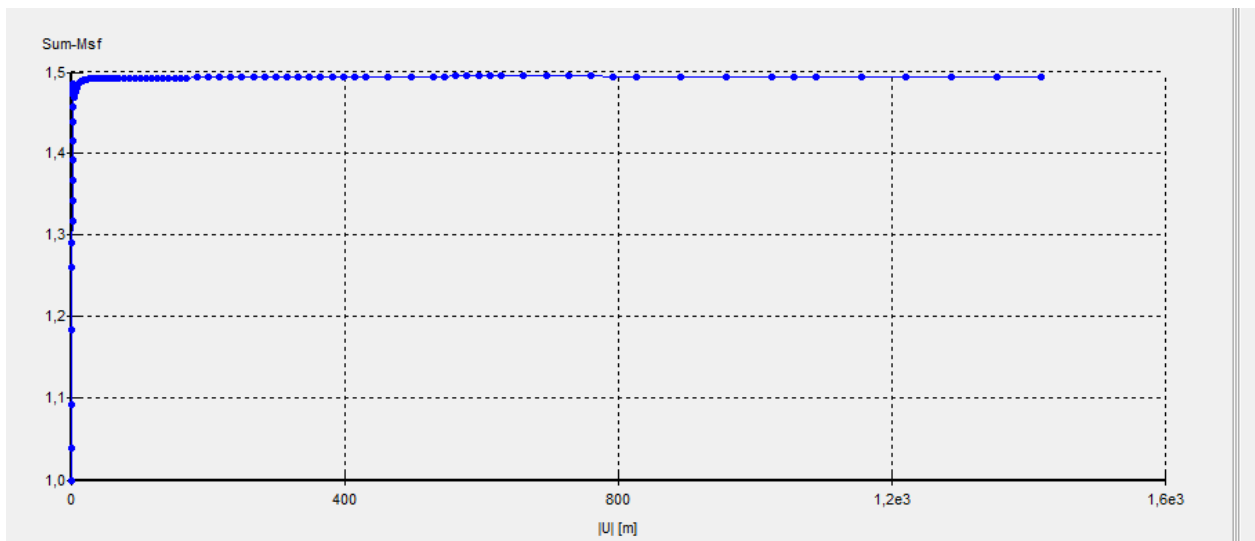


Figure 53: Courbe de charge- déplacement

c-Interprétation des résultats :

D'après les courbes illustré dans les deux figures V .1 et V.2 dans un point de remblai on remarque une légère augmentation de facteur de sécurité atteinte la valeur 0.02 de modèle géométrique renforcé par colonnes ballastées en profondeur que celle de modèle géométrique renforcé par colonnes ballastées flottantes due à la renforcement d'une partie de la couche d'argile.

2-Courbe de déplacement

a-Pour les colonnes ballastées en profondeur

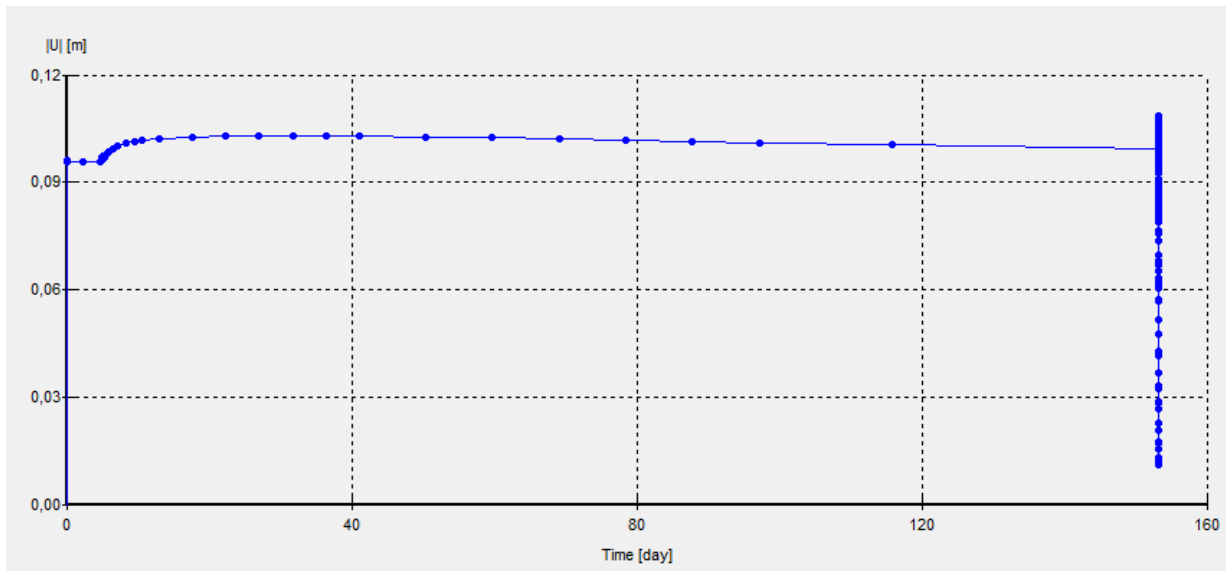


Figure 54: Courbe de charge-déplacement-temps

b-Pour les colonnes ballastées flottantes

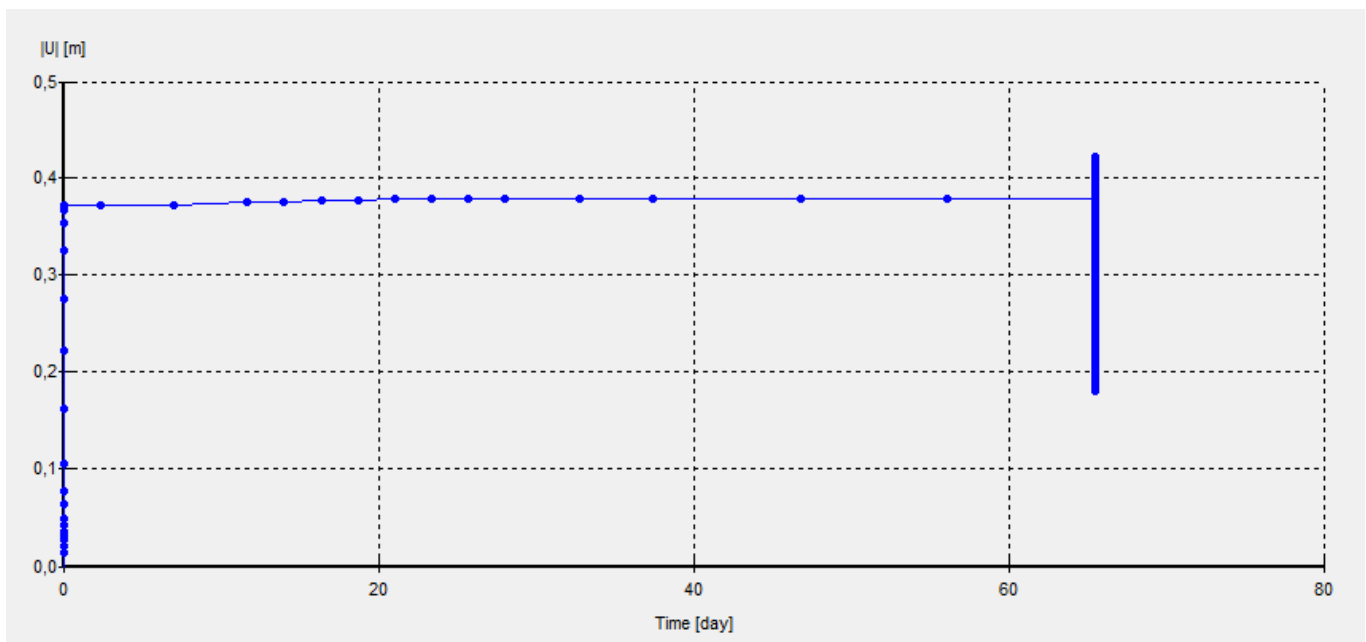


Figure 55: Courbe déplacement - Temps

c-Interprétation des résultats :

D'après les courbes obtenues dans un point situé à la tête de la colonne on observe un accroissement de déplacement (tassement) jusqu'à l'atteinte d'une valeur de 0,368 m et puis elle amplifié progressivement et se stabilise presque à la même valeur pendant un temps très long dans le modèle géométrique renforcé par colonnes ballastées flottantes. Par contre dans le modèle géométrique renforcé par colonnes ballastées en profondeur le déplacement aboutie la valeur de 0,096 m, ensuite elle augmente un peu et après elle se stabilise dans un temps très court, puisque dans le dernier modèle le renforcement est effectué sur la totalité de la profondeur de la couche d'argile.

3- Courbe de Pression Active

a-Pour les colonnes ballastées en profondeur

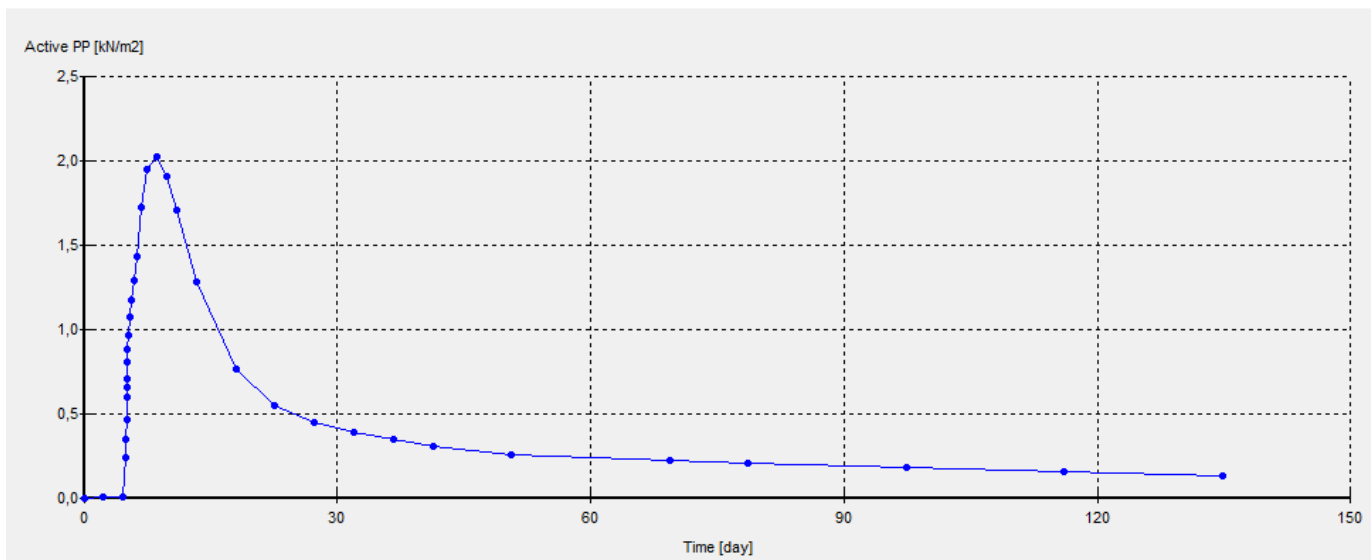
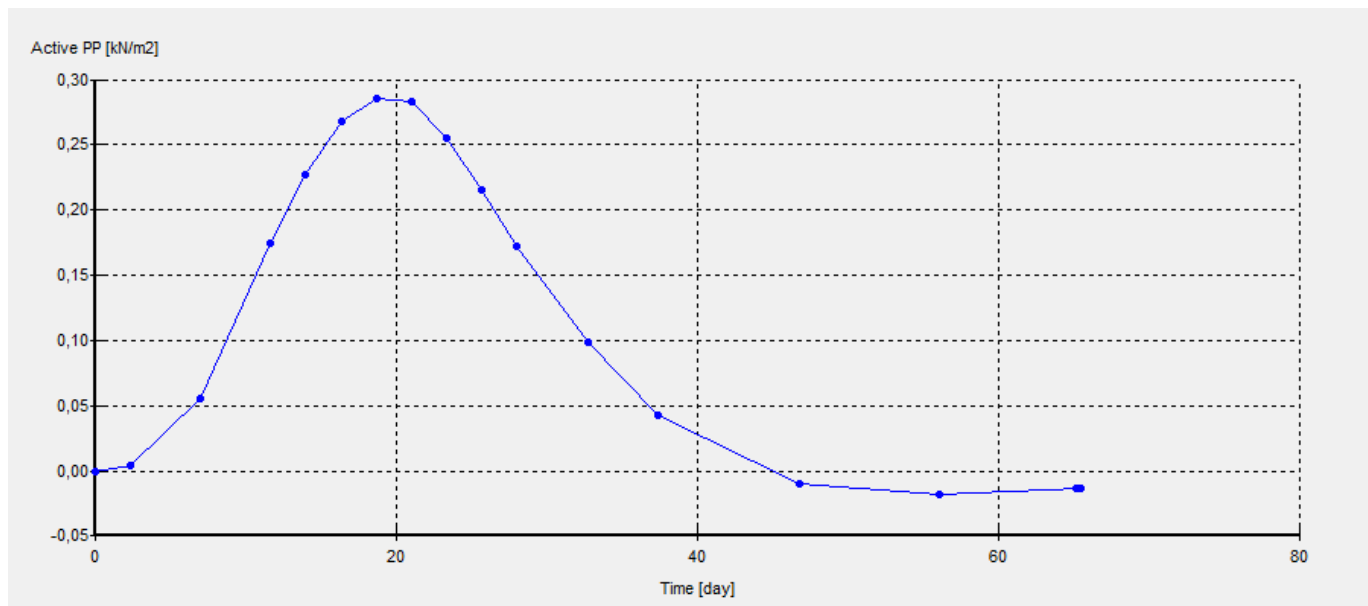


Figure V.5: Courbe de pression active en fonction de temps

b-Pour les colonnes ballastées flottantes**Figure 56:** Courbe de pression active en en fonction de temps**c-Interprétation des résultats :**

D'après les résultats obtenus représentées dans les courbes ci-dessus on observe que la pression active dans le modèle géométrique renforcé par colonnes ballastées en profondeurs

augmente jusqu'à l'atteinte d'une valeur maximale (voir courbe IV.5), ensuite elle chute considérablement dans un temps très réduit par rapport au modèle renforcé par colonnes ballastées flottantes qui amplifie pas à pas, puis elle chute dans un temps très long a cause de la contribution des colonnes en profondeurs à l'accélération de consolidation d'une manière rapide que les colonnes flottantes qui participent à l'accélération de consolidation d'une façon lente dans la couche renforcée.

4- Courbe Mstage

a- Pour les colonnes ballastées en profondeur

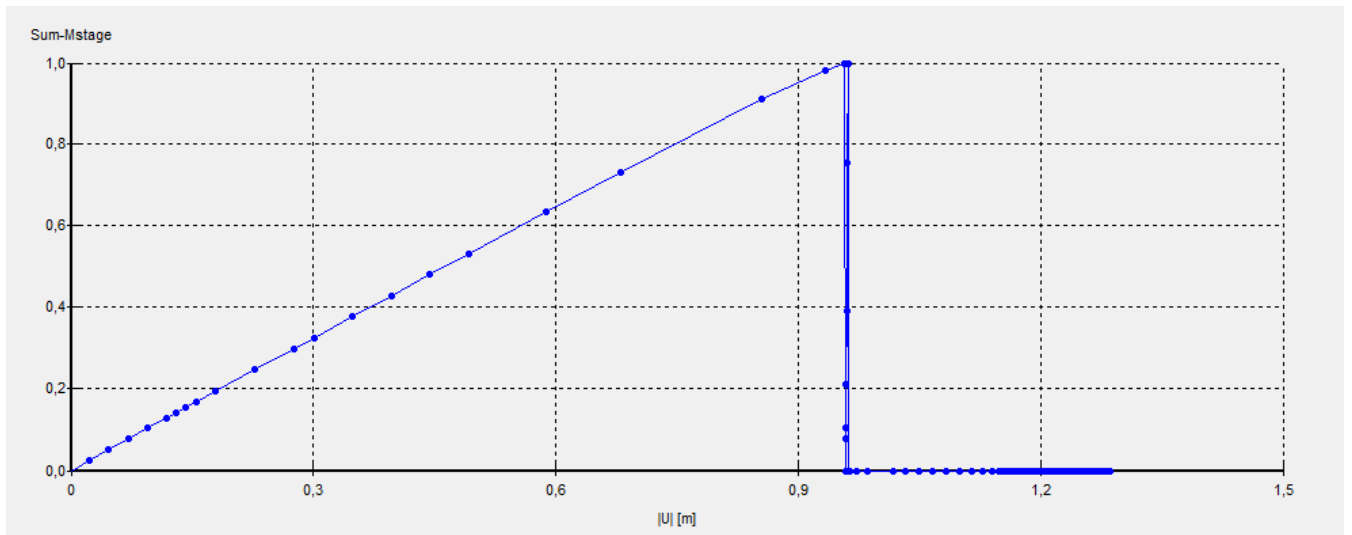


Figure 57: courbe de Mstage-déplacement

b- Pour les colonnes ballastées en flottantes

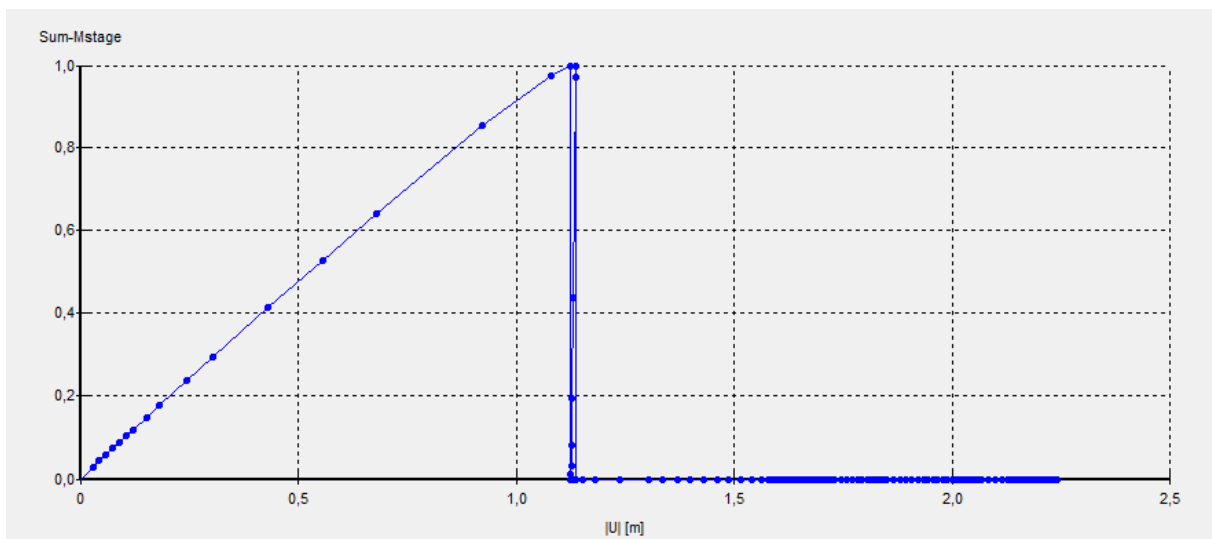


Figure 58: courbe de Mstage-déplacement

c-Interprétation des résultats :

D'après les résultats des courbes qu'on a traitées dans un point situé du massif du sol on remarque que le M_{stage} (chargement gravitaire) croît et varie linéairement pendant la phase chargée jusqu'à la valeur limite qui est égale à **1**, puis elle chute verticalement en provoquant un déplacement de 0,95 m dans le premier modèle (renforcement par colonnes ballastées en profondeur). En revanche dans le deuxième modèle (renforcement par colonnes ballastées flottantes) qui est similaire de premier modèle mais la différence est marquée dans la valeur de vecteur déplacement qui aboutie la valeur de 1,15 m à cause de type de renforcement en colonnes flottantes qui à une faible résistance de cisaillement par rapport au premier modèle.

5-Courbe de l'accélération

a- Pour les colonnes ballastées en profondeur

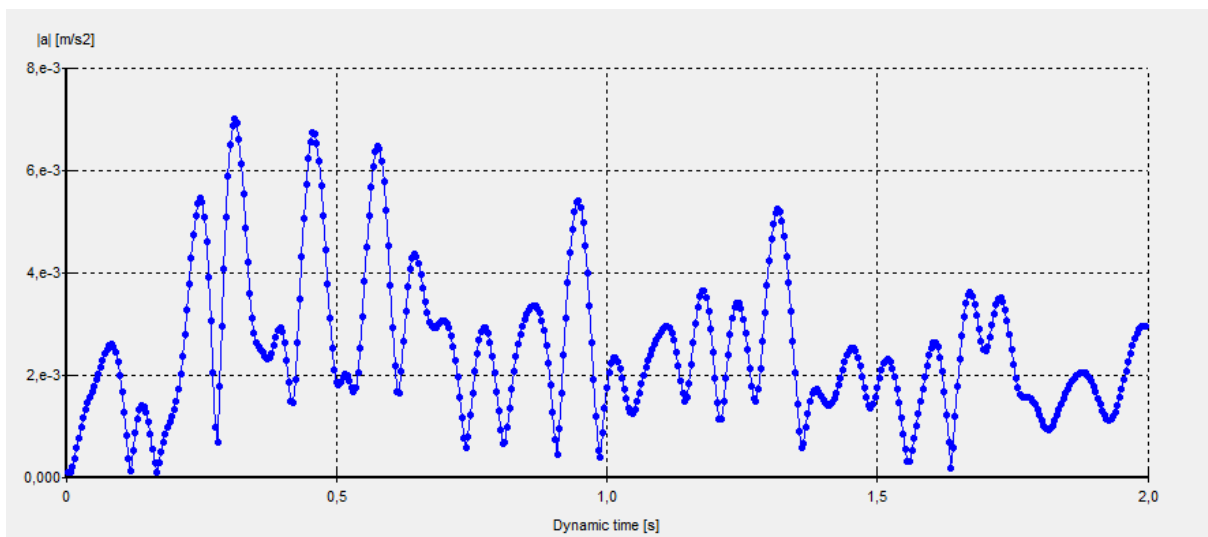


Figure 59: Courbe de l'accélération - temps

b-Pour les colonnes ballastées flottantes

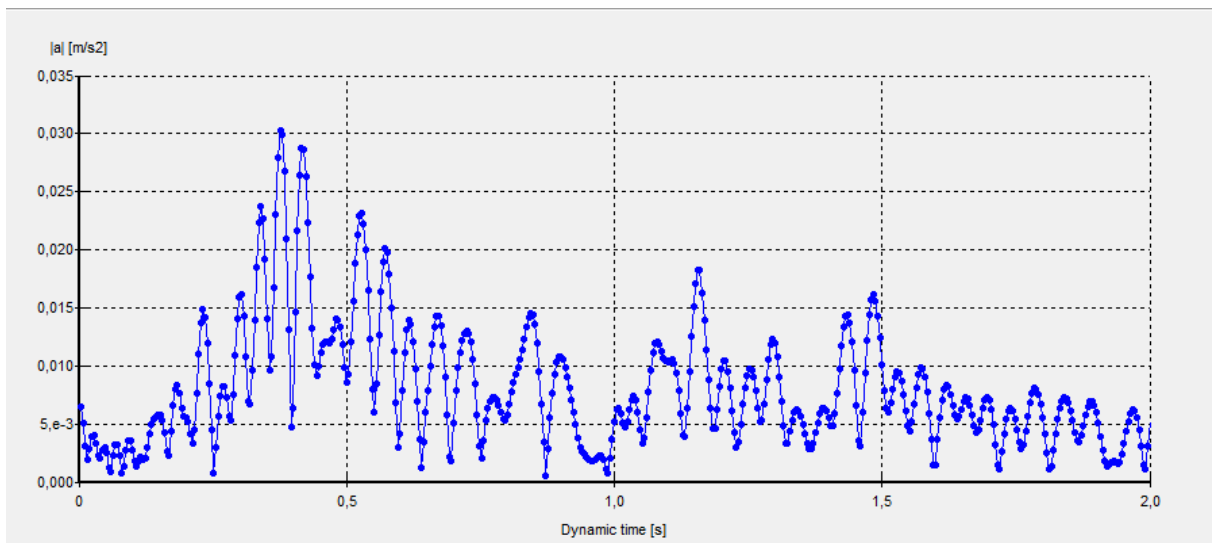


Figure 60: .Courbe de l'accélération - temps

c-Interprétation des résultats :

Les deux courbes de l'accélération représentent une immense distinction dans l'amplification des amplitudes et la propagation des ondes. Dans la deuxième courbe les ondes se propagent d'une manière rapide avec une amplitude élevée comme le montre la figure 61. Par contre dans la première courbe on constate qu'il y a une diminution dans les valeurs d'amplitudes avec une propagation des ondes d'une manière longue et lente car les colonnes en profondeur induit une augmentation de la résistance de cisaillement du sol et une diminution de la propagation des ondes que celle des colonnes flottantes.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Cette étude est basé sur l'amélioration des sols compressibles par colonnes ballastées recevant des remblais autoroutiers de grande hauteur qui est fréquente par un grand trafic autoroutier situé sur le point kilométrique PK 192+175 avec une longueur de 200 m et une largeur 55 m.

Notre travail présente une modélisation numérique en tenant compte de l'influence de renforcement de la couche d'argile (couche compressible) par colonnes ballastées en se basant sur la profondeur des colonnes, renforcée une fois par des colonnes ballastées en profondeurs (10 m de profondeur) et une autre par des colonnes ballastées flottantes (6m de profondeur) et de diamètres de 0.8 m et un espacement de 1.6 m avec un matelas de transfert de charge à la tête des colonnes sous un chargement harmonique.

D'après les résultats interprétées et discutées nous avons recommandé ce qui suit :

- 1 -La hauteur de remblai influe d'une manière considérable sur sa stabilité ;
- 2- une amplification de facteur de sécurité pour le renforcement par colonnes ballastées en profondeur que celle renforcement par colonnes ballastées flottantes ;
- 3- Les colonnes en profondeurs contribuent à la diminution des déplacements (tassements)
- 4-Le renforcement par colonnes en profondeurs entrainant une dissipation rapide des pressions interstitielles dans un temps très réduit ;
- 5-Le renforcement par colonnes en profondeurs amplifié la résistance de cisaillement du massif du sol ;
- 6- Le renforcement par colonnes en profondeurs induit une diminution dans les valeurs d'amplitudes des ondes avec une propagation longue et lente.

Comme perspectives, il est judicieux de faire suivre cette étude sur le comportement de ce type d'ouvrage et amélioration sous un chargement sismiques.

Listes bibliographiques

- [1] **MOKHTAR AHDOUGA. S** « Analyse de la stabilité d'un remblai », 2018. BULLETIN DES LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSÉES - 243 - MARS-AVRIL 2003 - RÉF. 4405 - PP. 3-18
- [2] Conception et exécution des grands remblais : Synthèse du séminaire de Nantes, J.P. MAGNAN et al (Janvier 2001).
BULLETIN DES LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSÉES - 243 - MARS-AVRIL 2003 - RÉF. 4405 - PP. 3-18
- [3] **RANDRIATSIVERY Nirina Alice** remblais sur sols mous choix des solutions. Université d'antananarivoecolesuperieure polytechnique
- [4] **ZIGHMI, Imène-Bassma.** Etude numérique de l'influence des paramètres géotechniques sur le comportement des sols renforcés par colonnes ballastées. Tizi Ouzou
- [5] **MAGNAN, Jean-Pierre et PILOT, Georges.** Amélioration des sols.
- [6] ptc.fayat. Amélioration de sols PTC. 2015.
- [7] cours_sans-inclusions_ouvrages-maritimes_procedes-generaux-de-construction. Paris : s.n., 2003.
- [8] **Fatima, Melle. Mellal.** Etude du comportement physicochimique et mécanique d'un remblai routier marneux amélioré par la chaux éteinte Cas de l'autoroute Est-Ouest tronçon Oued Fodda /Khemis Miliana. Université Hassiba Ben-Bouali -Chlef- : s.n., 2009.
- [9] Colonnes ballastées (Techniques de mise en oeuvre, domaine d'application, comportement, justification, contrôle, axes de recherches et développement). Ammar DHOUIB et Francis BLONDEAU. 2005
- [10] **Ghionna V., Jamiolkowski M. (1981).** Colonne di ghiaia. X Ciclo di conferenze dedicate ai problemi di meccanica dei terreni e ingegneria delle fondazioni metodi di miglioramento dei terreni. Politecnico di Torino Ingegneria, atti dell'istituto di scienza delle costruzioni, n°507
- [11] **Hughes, J. M. O. and Withers, N. J.** 1974. Reinforcing of soft cohesive soils with stone columns. Ground Engineering, 7, 3, 42-49
- [12] **Ambily, A. P. and Gandhi, S. R. 2007.** Behavior of Stone Columns Based on Experimental and FEM Analysis. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 133, 4, 405-415.
- [13] **Balaam, N. P. and Booker, J. R. 1985.** Effect of stone column yield on settlement of rigid foundations in stabilized clay. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 9, 4, 331-351.
- [14] **Thorburn, S. and MacVicar, R. S. L. 1968.** Oil stabilization employing surface and depth vibrators. The Structural Engineer, 46, 10, 309-316

RESUME:

Les remblais de grande hauteur sont utilisés dans différentes structures de génie civil : des infrastructures routières, des lignes ferroviaires et des ouvrages hydrauliques ou industriels reposant sur sol mou renforcé par colonnes ballastées. Ce procédé de renforcement par colonnes ballastées est utilisé pour augmenter la capacité portante du sol, diminuer les tassements et contribuer à l'accélération de la consolidation, réduire le risque de liquéfaction des sols et assurer la stabilité des ouvrages. Dans la présente mémoire nous montrons le comportement de remblai de grande hauteur avec le renforcement du sol par colonnes ballastées en profondeurs et par colonnes ballastées flottantes, en exploitant le logiciel Plaxis 2d par la méthode des éléments finis.

Les mots clés : remblai de grand hauteur- sol mou - colonnes ballastées – flottantes- liquéfaction- renforcement.

ABSTRACT

:High embankments are used in various civil engineering structures: road infrastructures, railway lines and hydraulic or industrial structures resting on soft ground reinforced by stone columns. This stone column reinforcement process is used to increase the bearing capacity of the soil, reduce settlements and contribute to accelerating consolidation, reduce the risk of soil liquefaction and ensure the stability of structures. In this thesis we show the behavior of high embankments with soil reinforcement by deep stone columns and by floating stone columns, using the Plaxis 2d software by the finite element method.

Key words: high embankment - soft ground - stone columns - floating - liquefaction - reinforcement.

نبذة مختصرة

تُستخدم الردم العالية في العديد من هياكل الهندسة المدنية: البنى التحتية للطرق وخطوط السكك الحديدية والهياكل الهيدروليكية أو الصناعية التي تركز على أرض ناعمة معززة بأعمدة حجرية. تُستخدم عملية تقوية العمود الحجري لزيادة قدرة تحمل التربة وتقليل المستوطنات والمساهمة في تسريع التوحيد وتقليل مخاطر تسهيل التربة وضمان استقرار الهياكل. في هذه الأطروحة نعرض سلوك السدود العالية مع تقوية التربة بواسطة أعمدة حجرية عميقة وأعمدة حجرية عائمة ، بطريقة العناصر المحدودة Plaxis 2d باستخدام برنامج

الكلمات المفتاحية: الردم العالي - الأرضية اللينة - الأعمدة الحجرية - العائمة - التميع - التسليح