

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة حسيبة بن بوعلي- الشلف

Université Hassiba Benbouali –Chlef

كلية الهندسة المدنية و المعمارية

Faculté de Génie Civil et d'Architecture

قسم الهندسة المدنية

Département de Génie-civil



Mémoire de Master
Filière : Génie civil
Spécialité : Géotechnique

Thème

AMELIORATION DES SOLS PAR COLONNES BALASTEES
(Étude de cas : Tronçon routier RN4)

Présenté par :

Mr Ing : ABDELLAH MAHDJOUBI Salih.

Dirigé par:

Dr : Med. Elhabibe GUELLIL.

Promotion : 2023/2024

Remerciements

*Je remercie et formule mes plus profondes gratitude à **ALLAH** le tout puissant, qui m'a donné la santé, le courage et la volonté pour la réalisation de ce travail.*

*Je tiens à exprimer ma reconnaissance à mon encadreur, M. Docteur **GUELLIL Mohamed Elhebib**, pour son aide précieuse, ses encouragements, ses conseils ainsi que le temps précieux qu'il m'a consacré tout au long de ce travail.*

*Tous mes remerciements à direction travaux public de la wilaya de Chlef et Ain Defla ,tous les travailleurs de laboratoire central travaux public(**LCTP Chlef**) ,LNHC Chlef, M. Docteur **Mechalikhe Mustafa**, Binôme M2 VOA*

*(**Lahmar .I et Hanani .A**), M. **Zidane Boumediene**, **Foad Wali**, **Hocine Abdi**, **Mohamed Benkahla**, responsables du laboratoire d'hydraulique et génie civil, le responsable du laboratoire mécanique, M. **ABED**, et la responsable du laboratoire chimie à Bokaa à l'université de Chlef, les étudiants et étudiantes de doctorat du génie civil et à tous les employeurs de A à Z de l'université de Chlef.*

Enfin, je tiens à remercier l'ensemble des enseignants qui ont contribué à ma formation en Master II.

Gloire et éternité à nos martyrs.

Glory and eternity to our martyrs.

المجد و الخلود لشهداءنا الأبرار.

Merci

Signature :

Salih Abdellah Mahdjoubi

Dédicace

Je dédie cette thèse à :

Ma chère mère et mon cher père- رحمة الله عليه وأسكنه الله فسيح جناته - , que Dieu ait pitié de lui, qui a toujours veillé sur moi et mes frères pour notre confort et notre apprentissage depuis notre naissance. Nous demandons à Dieu de les récompenser de la plus grande récompense et de nous accorder leur satisfaction - Amen - car ils m'ont transmis toutes leurs connaissances malgré le manque de capacités et ils ont été un cœur qui a veillé sur moi tout au long de ma vie, et tous deux ne le feront jamais. Je ne pourrai jamais leur rendre leur gentillesse, peu importe la quantité de connaissances ou d'argent dont je dispose. je leur salue du fond du cœur et je les remercie suffisamment.

A tous mes frères et sœurs, leurs fils et filles, sans citer de noms car la liste est très long , si Dieu le veut, est longue, ainsi qu'à mes amis qui ont partagé avec moi tous les moments d'émotion au cours de la réalisation de ce travail, ils m'ont soutenu et encouragé chaleureusement. tout au long de mon parcours.

*A tous mes amis et mes collègues de la promotion 2022/2024, option géotechnique et VOA(bqc plus **Moussa Bouchareb , Yacine Alloui, Oualid Tibri et BenChaa Islam**), qui m'ont toujours encouragé et à qui je souhaite plus de succès.*

Gloire et éternité à nos martyrs.

Glory and eternity to our martyrs.

المجد و الخلود لشهداءنا الأبرار.

Merci

Salih Abdellah Mahdjoubi

Soil Improvement by Ballasted Columns

Abstract

Given the significance of real estate investments in the construction of various infrastructures, whether private or public projects, which are likely to achieve the desired economic development in various countries around the world, it is necessary to verify the technical studies of these infrastructures. From the study of the soil, the physical and mechanical properties of the soil vary from site to site, with some sites being able to support these infrastructures while others cannot due to the low bearing capacity of the soil.

Due to the necessity and importance of these projects, specialists must find technical solutions to realize these projects on the ground. This has led specialists and engineers to solve this problem by conducting theoretical, practical, and calculated technical studies using programs they have created to facilitate automatic calculations, saving time and reducing costs, while ensuring the safety of these projects on the ground. For example, among the solutions to improve and strengthen soil rigidity and resistance, ballasted columns have proven effective in increasing soil load-bearing capacity, preventing liquefaction, and minimizing permissible settlement in the various areas where projects are to be implemented, whether in high or low seismic intensity areas.

The behavior of these inclusions in the soil can be studied in different ways: analytically, experimentally, or numerically using the Plaxis 2D program. In our research, we conducted an analysis of the behavior of soil reinforced by ballasted columns.

We performed an analysis of the behavior of soil reinforced by ballasted columns for a section of the road (RN4) using the Plaxis 2D program. We found that ballasted columns reduce vertical and horizontal displacements, as well as moments, shear forces, and horizontal forces; for static load (truck BC) and dynamic load (earthquake resulting from the calculation spectrum according to RPOA2008).

Keywords: soil improvement, soil, soil resistance, ballasted columns, roads, Plaxis 2D.

AMELIORATION DES SOLS PAR COLONNES BALASTEES.

Résumé

Étant donné l'importance des investissements immobiliers dans la construction de diverses infrastructures, qu'il s'agisse de projets privés ou publics, qui sont susceptibles de réaliser le développement économique souhaité dans divers pays du monde, il est nécessaire de vérifier les études techniques de ces infrastructures. À partir de l'étude du sol, les propriétés physiques et mécaniques du sol varient d'un site à l'autre, certains sites pouvant supporter ces infrastructures alors que d'autres ne le peuvent pas en raison de la faible capacité de support du sol.

En raison de la nécessité et de l'importance de ces projets, les spécialistes doivent trouver des solutions techniques pour concrétiser ces projets sur le terrain. Cela a conduit les spécialistes, les ingénieurs, à résoudre ce problème en effectuant des études techniques théoriques, pratiques et calculées à l'aide de programmes qu'ils ont créés pour faciliter les calculs automatiques, afin de gagner du temps et de réduire les coûts, tout en garantissant la sécurité de la réalisation de ces projets sur le terrain. Par exemple, parmi les solutions pour améliorer et renforcer la rigidité et la résistance du sol, les colonnes ballastées ont prouvé leur efficacité pour augmenter la capacité de charge du sol, empêcher la liquéfaction et réduire au maximum l'affaissement admissible dans les différentes zones où les projets doivent être réalisés, qu'il s'agisse de zones à forte intensité sismique ou moins.

Le comportement de ces inclusions dans le sol peut être étudié de différentes manières : analytique, expérimentale ou numérique en utilisant le programme Plaxis 2D. Dans notre recherche, nous avons réalisé une analyse du comportement du sol renforcé par des colonnes ballastées.

Nous avons effectué une analyse du comportement du sol renforcé par des colonnes ballastées pour une section de la route (RN4) à l'aide du programme Plaxis 2D. Nous avons constaté que les colonnes ballastées réduisent les déplacements verticaux et horizontaux, ainsi que les moments, les forces de cisaillement et les forces horizontales ; pour la charge statique (camion BC) et dynamique (séisme résultant du spectre de calcul selon RPOA2008).

Mots-clés : amélioration du sol, sol, résistance du sol, colonnes ballastées, routes, Plaxis 2D.

تحسين التربة بالأعمدة الصابورة.

ملخص

نظرا لأهمية الإستثمارات العقارية في تشييد مختلف المنشآت سواء كانت مشاريع خاصة أو مشاريع عمومية, التي من شأنها تحقيق التنمية الاقتصادية المرجوة في مختلف دول العالم, توجب التدقيق في الدراسات التقنية لهته المنشآت ' إنطلاقا من دراسة التربة إلى أن الخصائص الفيزيائية والميكانيكية للتربة تختلف من موقع لآخر حيث أنه هناك مواقع تتحمل هذه المنشآت إلا أنه هناك مواقع أخرى لا تستطيع تحمل هذه المنشآت بسبب ضعف قدرة التربة على تحملها .

ونظرا للضرورة و الأهمية البالغة لهذه المشاريع توجب على المختصين إيجاد الحلول التقنية لتجسيد هذه المشاريع على أرض الواقع , مما جعل المختصين من المهندسين بحل هذا الإشكال المطروح فتوصلوا بدراسات تقنية نظرية و تطبيقية و حسابية ببرامج قاموا بابتكارها من شأنها تسهيل عمليات الحساب أليا لربح الوقت و التكلفة معا إلى نتائج تضمن سلامة تحقيق هذه المشاريع على أرض الواقع , على سبيل المثال من بين الحلول في تحسين وتقوية صلابة ومقامة التربة الأعمدة الصابورة التي أثبتت نجاعتها وفعاليتها في زيادة قدرة تحمل مقاومة التربة ومنع التميع وتقليل كحد أقصى للهبوط المسموح به في مختلف المناطق المراد إنجاز المشاريع بها سواء كانت مناطق زلزالية عالية الشدة أو أقل .

يمكن دراسة سلوك هذه الإدخالات في التربة بطرق مختلفة: تحليلية، تجريبية أو رقمية باستخدام البرامج بلاكسيس 2 د. في بحثنا، قمنا بإجراء تحليل لسلوك التربة المدعمة بالأعمدة صلبة .

أجرينا تحليلاً لسلوك التربة مدعوماً بالأعمدة صابورة لقسم من الطريق (RN4) بواسطة برنامج Plaxis2D. لقد لاحظنا أن الأعمدة صابورة يقلل من الهبوط الرأسية والأفقية، وكذلك العزوم وقوى القص والقوى الأفقية ؛ للتحميل الثابت (شاحنة BC) والديناميكي (الزلازل الناتج عن طيف الحساب وفقاً RPOA2008).

الكلمات المفتاحية تحسين التربة، التربة، مقاومة التربة، الأعمدة الصابورة ، الطرق و بلاكسيس 2د.

Listes des tableaux

Tableau 1.1 – Les principales méthodes de renforcement de sol de fondation pour l'édification des remblais d'après Magnan (1994)	3
Tableau 2.2 : Valeurs de coefficient multiplicateur k (these Mssila).	20
Tableau 3.1. Résultats d'essai préssiométriques.	26
Tableau 3.1.a. Résumé des résultats d'essai.	27
Tableau 3.2. Résultats d'essais préssiométrique de sondage N° 02 (LNHC).	28
Tableau 3.2.1 Résultats des échantillons a	32
Tableau 3.2.2 Résultats des échantillons	32
Tableau 3.6.a-b-c.les résultat de teneur en eau et densité sèche :29	29
Tableau 3.7.les résultats des échantillons29	29
Tableau 4.1.Les propriétés du sol selon les rapports (ESTF et LNHC de Chlef).	31
Tableau 4.1.a Paramètres des Colonnes ballastées32	31
Tableau 4.1.b.Propriété du matelas de transfert de charge32	31
Tableau 4.1.c. Propriété du Tuff33	32
Tableau 4.1.d. Propriété du Béton Bitumineux33.....	32
Tableau 4.2.1 Tassement vertical	36
Tableau 4.2.2 Déplacement horizontal	36
Tableau 4.3. Valeurs des tassements sans et après traitement pour différents chargement.	38
Tableau 4.4 Déplacement horizontal	39
Tableau. 4.5.coefficient d'accélération de zone	40
Tableau. 4.6: Valeurs de T1, T ₂ et S pour la composante horizontale(s).	41
Tableau 4.7: valeurs de T1, T2 pour la composante verticale.	42

Listes des figures

Figure 1.1.Principe du préchargement pour le contrôle des tassements.	4
Figure 1.2.Techniques de préchargement.	5
Figure 1.3.Réseaux de drains verticaux.	6
Figure 1.4.Drains préfabriqués.	6
Figure 1.5.	28
Figure 1.6..	29
Figure 1.7.	10
Figure 1.8.	10
Figure 1.9 Mode opératoire du Vibrocompactage.	7
Figure 1.10. Compactage dynamique (Pilonnage).	8
Figure 1.11. Renforcement par inclusions rigides	9
Figure 2.1. Mise en oeuvre des colonnes ballastées par voie humide (document Keller).	12
Figure 2.2. Mise en oeuvre des colonnes ballastées par voie sèche (document Keller).	13
Figure 2.3. Principe de réalisation d'une colonne ballastées par alimentation par le bas	13
Figure 2.12. Diamètre équivalent de la cellule élémentaire selon la géométrie du maillage.....	16
Figure 2.13. Facteur d'amélioration en fonction du rapport des sections et de l'angle de frottement interne du ballast (TI, 2021).	16
Figure 2.13. Mécanismes de rupture d'une colonne ballastée isolée	17
Figure 2.14. Mécanismes de rupture par expansion latérale d'une colonne ballastée isolée.	19
Figure 2.15. Mécanismes de rupture par poiçonnement d'une colonne ballastée isolée	20
Figure 2.16 Mécanismes de rupture par cisaillement d'une colonne ballastée isolée.21	21
Figure 3.a-b-c Localisation du Site23	23
Figure 3.1. Photos au niveau du point étudiant (différents dégradations).	24
Figure 3.2. Points de sondage du projet selon SETS 2023.	25
Figure 3.3. Sondage carotté sur 10m de profondeur (SETS).	26
Figure 3.3. Localisation des points de sondage du terrain à étudier. (LNHC).	27
Figure 3.4. essais présiométrique utilisé Jean LUTZ (LNHC).	27
Figure 3.5. Sondages carottés pour 20ml (LNHC).	28
Figure 4.1. Elément finis de Plaxis: (a) éléments triangulaire,(b) maillage (Melki, 2023).	31
Figure 4.2. System Bc.	34
Figure 4.3. Maillage du Problème à étudier.	34
Figure 4.4. Fenêtre principale des étapes de calcule.	35
Figure 4.5. Fenêtre de Calcul.	35

Figure 4.6. Tassement vertical : (a) Sans renforcement, (b,c et d) après renforcement.	35
Figure 4.7. Variation de contrainte avant et après traitement.	37
Figure 4.8. Courbes du tassement avant et après traitement.	38
Figure 4.9. Courbes du facteur d'amélioration du sol β	38
Figure 4.10. Variation du moment dans la colonne N°1 par rapport à l'amélioration de 2 et 3 colonnes.	39
Figure 4.11. Variation d'effort tranchant dans la colonne N°1 par rapport à l'amélioration de 2 et 3 colonnes.	39
Figure 4.12. Variation d'effort normal dans la colonne N°1 par rapport à l'amélioration de 2 et 3 colonnes.	39
Figure 4.13 : Spectre de réponse élastique- composante horizontale- 5% d'amortissement.	42
Figure 4.14. Spectre de réponse élastique- composante verticale- 5% d'amortissement.	43
Figure 4.15. (a) séisme généré, (b) validation du séisme généré.	43
Figure 4.16. Effet de renforcement sur le tassement vertical.	44
Figure 4.17. Variation du moment, effort tranchant et effort normal dans la colonne N° 1 par rapport aux colonnes 2 et 3.	44

Liste des symboles

V_v : volume des vides

V_s : volume des grains solide

CSH : silicate de calcium hydraté

CAH : calcium hydraté

ICI : Industrielles, commerciales et institutionnelles

CD : Construction et démolition

UCS : résistance à la compression non confinée

CBR : rapport de portance californien

LL : Limite de liquidité

PL : Limite de plasticité

IP : Indice de plasticité

MDD : Densité sèche maximale

$\gamma_{d_{max}}$: volume maximale des grains solides

w_{opt} : teneur en eau optimale

OMC : la teneur en humidité optimale

DTP : direction travaux public.

LCTP : laboratoire central des travaux publics

LNHC : laboratoire national de l'habitat et de la construction

w_w : poids d'eau que le sol contient

w_s : poids de ses éléments secs, après dessiccation

ρ_w : masse volumique de l'eau

ρ_s : volumique des grains solides

VBS : valeur de bleu de méthylène

M_b : la masse de bleu permettant la saturation par adsorption

Ms : la masse sèche de la prise d'essai

SST : surface spécifique totale

CPJ-CEM : ciment portland composé

γ_{unsat} [KN/m³] : Poids volumique sec.

γ_{unsat} [KN/m³] : Poids volumique saturé.

E_{ref} [KN/m²] : Module d'Young.

ν : Coefficient de Poisson.

C[KN/m²] : Cohésion

ϕ [°] : Angle de frottement.

R_{inter} : Facteur de réduction R_{inter} .

Ψ (°) : Angle de dilatance.

K_x[m/day] : Perméabilité horizontale.

K_y[m/day] : Perméabilité Verticale .

D[m] : Diamètre de la colonne.

L[m] : Longueur d'ancrage de colonne.

E_s[m] : Espacement entre colonne.

g : Accélération de la pesanteur (**g=9,81m/s²**)

A : Coefficient d'accélération

α : Coefficient qui tient compte de l'importance de la composantes verticale en zone de forte sismicité

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

ζ : Taux d'amortissement

η : Facteur de correction de l'amortissement $\eta = \sqrt{\left(\frac{7}{2+\zeta}\right)}$.

Table des matières

Remerciement	i
Dédicace.....	ii
Résumé	iii
Listes des tableaux	iv
Listes des figures	v
Listes des symboles	vi
Introduction générale	1
Chapitre I (Techniques de Renforcement des sols).....	I
1.1.Introduction.....	2
1.2.Renforcement des sols.....	2
1.3.Sols fins	4
1.3.1. Préchargement	4
1.3.2. Accélération de la consolidation.....	5
1.3.3. Renforcement par colonnes6	6
1.3.4. Amélioration temporaire par congélation.....	6
1.4.Sols grenus	6
1.4.1. Préchargement	7
1.4.2. Vibrocompactage.....	7
1.4.3. Pilonnage (compactage dynamique)	8
1.4.4. Compactage statique en profondeur (Inclusions Rigide)	9
1.5. Conclusion	9
Chapitre II (Colonne Ballastées)	II
2.1.Introduction.....	10
2.2. Amélioration du sol par colonne ballastées	10
2.2.1. Définition et objectif.....	10
2.2.2. Domaine d'application	11
2.2.2.1.Par type d'ouvrage	11
2.2.2.2. Par type du sol	11
2.2.2. Méthode d'exécution	12

a) <i>par voie humide alimentée par le haut ;</i>	12
b) <i>par voie sèche alimentée par le haut</i>	12
c) <i>par vibreur à sas alimentée par la base</i>	13
2.3. Caractéristiques des colonnes ballastées	14
2.3.1. Matériaux	14
2.3.1. Géométrie	14
2.4. Avantages et limites	15
2.4.1. Avantages.....	15
2.4.2. Limites	15
2.5. Principe général de dimensionnement	15
a) Rupture par expansion latérale de la colonne ballastée	18
b) Rupture par poinçonnement du sol (colonnes flottantes)	20
c) Rupture par cisaillement généralisé	20
2.6. Conclusion	21
Chapitre III(PRESENTATION DES DONNEES DU SITES)	III
3.1.Introduction	22
3.2. Présentation des données2	22
3.2.a. Localisation du Site	22
3.2.1. Photos de différentes dégradations	24
3.2.2 Données géotechnique du sol	25
3.3. Conclusion	29
Chapitre IV(SIMULATION)	IV
4.1.Introduction	30
4.2. Présentation du logiciel Plaxis2D	30
4.3. Propriétés des matériaux utilisés	31
4.3.1. Paramètres du sol	31
4.3.2. Paramètres des Colonnes ballastées.....	32
4.3.3. Propriété du matelas de transfert de charge	32
4.3.4. Propriété du Tuff.....	33
4.3.5. Propriété du Béton Bitumineux	33
4.3.6. Charge statique (Camion BC).....	33
4.3.7. Modèle numérique	34

4.4 Résultats	35
4.4.1. Tassement verticale.....	35
4.4.2. Déplacement horizontal	36
4.4.3. Contraintes effectives.....	37
4.4.4. Influence de variation du chargement sur le facteur β	38
4.4.5. Moment, effort tranchant et effort normal	38
4.5. Détermination des actions sismique	40
4.5.1. Principes	40
a) Classification de l'ouvrage :	40
b) Classification des zones sismique :	40
c) Coefficient d'accélération de zone	40
d) Classification des sols :	41
e) Composantes horizontales	41
f) Composante verticale :	42
4.5.2. Génération d'un séisme.....	43
4.6. Résultats	44
4.6.1. Tassement verticale.....	44
4.6.2. Moment, effort tranchant et effort normal	44
4.7. Conclusion	45
Conclusions général V	V
Conclusions général	46
Référence bibliographique	vii
Annexe	viii

Introduction générale

Introduction générale

Les sols 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 civils et industrielles entraîne la nécessité de mettre en œuvre des techniques de renforcement des sols compressibles.

Il existe différentes méthodes de renforcement des sols compressibles, plus ou moins anciennes et plus ou moins développées et parmi toutes ces méthodes, on observe depuis quelques années le développement du renforcement des sols.

Parmi les nombreuses méthodes d'amélioration de sols, le renforcement par colonnes ballastées constitue une technique intéressante pour l'amélioration en place des sols compressibles. Leurs avantages majeurs sont de réduire les tassements, d'augmenter la capacité portante des sols, d'accélérer la consolidation, l'élimination des risques de liquéfaction lors des séismes et sa mise en place rapide. Grâce à ces avantages, les procédés de renforcement sont considérablement développés dans le domaine de la construction géotechnique et cela à l'échelle internationale.

Dans ce mémoire, on va essayer de comprendre le mécanisme du renforcement par des colonnes ballastées, en étudiant de plus près l'influence des paramètres existantes en présence d'une charge statique (2 camions de BC) et d'une charge dynamique (séisme selon le spectre de calcul) sur les sols renforcés par celles-ci.

Notre travail sera divisé en quatre chapitres :

Chapitre I : dans ce chapitre, en [présentant](#) un revue sur les différentes techniques d'amélioration des sols.

Chapitre II : On étudiera de plus près l'amélioration des sols par colonnes ballastées, ses modes d'exécution.

Chapitre III : présentation du projet à étudier (au niveau de la RN4 du centre-ville de Chlef)

Chapitre IV : Présentation [des](#) résultats de modélisation de la route par les colonnes ballastées.

On terminera par une conclusion générale.

Tableau 1.1 – Les principales méthodes de renforcement de sol de fondation pour l'édification des remblais d'après [Magnan \(1994\)](#)3.

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

Il est possible de classer les techniques d'amélioration de sols en trois catégories en fonction de la manière dont l'amélioration est réalisée : dans la première catégorie on trouve celles qui conduisent à réduire l'indice des vides et à densifier le sol où on trouve le pilonnage, le vibrocompactage, les colonnes ballastées, le préchargement, les drains verticaux,...etc.

- en deuxième catégorie on trouve les techniques d'injection (Jet Grouting,...etc.) qui se base sur la notion de former un nouveau matériau plus résistant en injectant un liant dans le sol.
- dans la troisième catégorie on trouve celles qui utilisent un autre matériau pour combler les défauts du matériau sol (les géo synthétiques par exemple pour reprendre les efforts de traction).

1.1 Introduction

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

1.2 Renforcement des sols

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 .

Il existe différentes méthodes de renforcement des sols compressibles, plus ou moins anciennes et plus ou moins développées. [Magnan \(1994\)](#) présente un bilan des méthodes permettant de réduire les tassements des remblais édifiés sur sols compressibles.

Selon [Tabchouche \(2018\)](#), les premières utilisations de la technique de renforcement par colonnes relèvent au début du 18e siècle.

Les méthodes modernes d'amélioration des sols sont largement utilisées pour gérer et valoriser les ouvrages. Après amélioration des terrains par ces techniques, il est possible de construire :

- des aéroports (sécurisation des terrains supportant les pistes, hangars, zones de frets) ;
- des zones commerciales ;
- des complexes industriels ;
- des silos de stockage ;
- des raffineries (réservoirs, etc ...) ;
- des zones d'habitation.

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 autofonçage 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 pour la première fois dans le cadre du projet des silos de stockage de céréales au niveau de la zone portuaire de Béjaia.

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 ([Tabchouche, 2018](#)).

Chapitre I:

Techniques de Renforcement des sols

I.1. Introduction

I.2. Renforcement des sols

I.3. Sols fins

I.4. Sols grenus

I.5. Conclusion

1.3. Sols fins

1.3.1 Préchargement

Cette technique consiste à placer sur le terrain une charge égale à la charge définitive p_f augmentée éventuellement d'une surcharge p_s qui assure tout ou partie des effets suivants (figure 1.1) :

- produire un développement rapide des tassements de consolidation primaire et accélérer l'apparition et le développement des tassements de compression secondaire ; on peut rendre ainsi le sol traité plus rapidement constructible, sans redouter à moyen ou à long terme des tassements absolus ou différentiels importants ;
- augmenter la résistance au cisaillement et la capacité portante du massif de sol, ce qui peut être utilisé pour une construction par étapes.

Pratiquement, deux techniques sont utilisées pour appliquer au sol la contrainte de préchargement :

- la méthode la plus courante (figure 1.2a) consiste à édifier sur le site un remblai (une solution alternative est de remplir des réservoirs d'eau) ; on augmente ainsi la contrainte totale appliquée à la surface de la couche compressible ; en fin de consolidation, quand les surpressions interstitielles créées par la charge sont dissipées, la charge apportée par le remblai est supportée par le squelette du sol, qui se déforme sur toute son épaisseur ;
- une autre méthode consiste à utiliser la pression atmosphérique, en appliquant un vide partiel sous une membrane étanche posée à la surface du sol (figure 1.2b) ; on diminue dans ce cas la distribution d'équilibre des pressions interstitielles dans le massif de sol, à contraintes totales constantes ; l'utilisation de cette technique a été limitée pendant longtemps par la mauvaise qualité des membranes disponibles ; cet obstacle est désormais levé et le recours à l'application du vide devrait se développer.

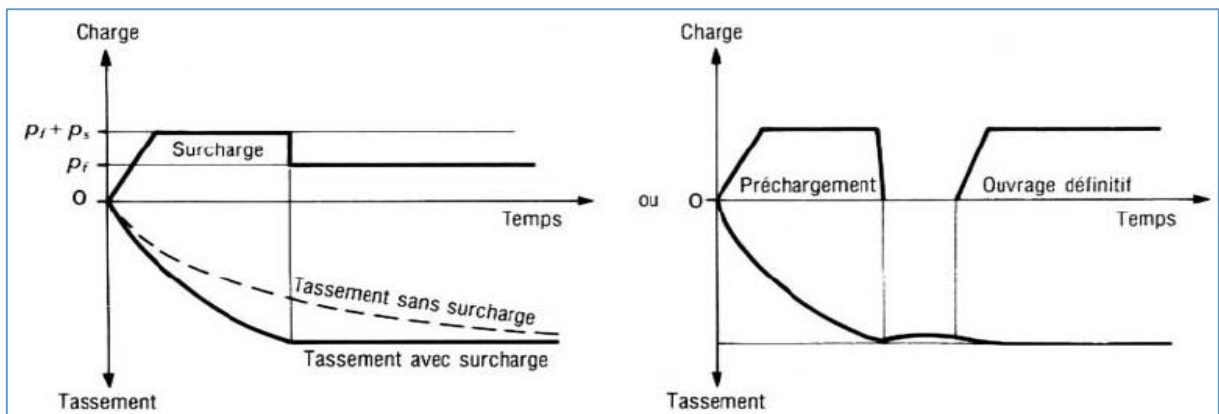


Figure 1.1 –Principe du préchargement pour le contrôle des tassements.

[NF EN 1997-1 Calcul géotechnique – Guide technique AFPS (2012)]4.

On peut aussi diminuer les pressions interstitielles, et donc précharger le sol, en rabattant la nappe dans la zone à consolider (figure 2c) ; les effets de cet abaissement de la nappe sur le voisinage doivent être soigneusement étudiés dans ce cas.

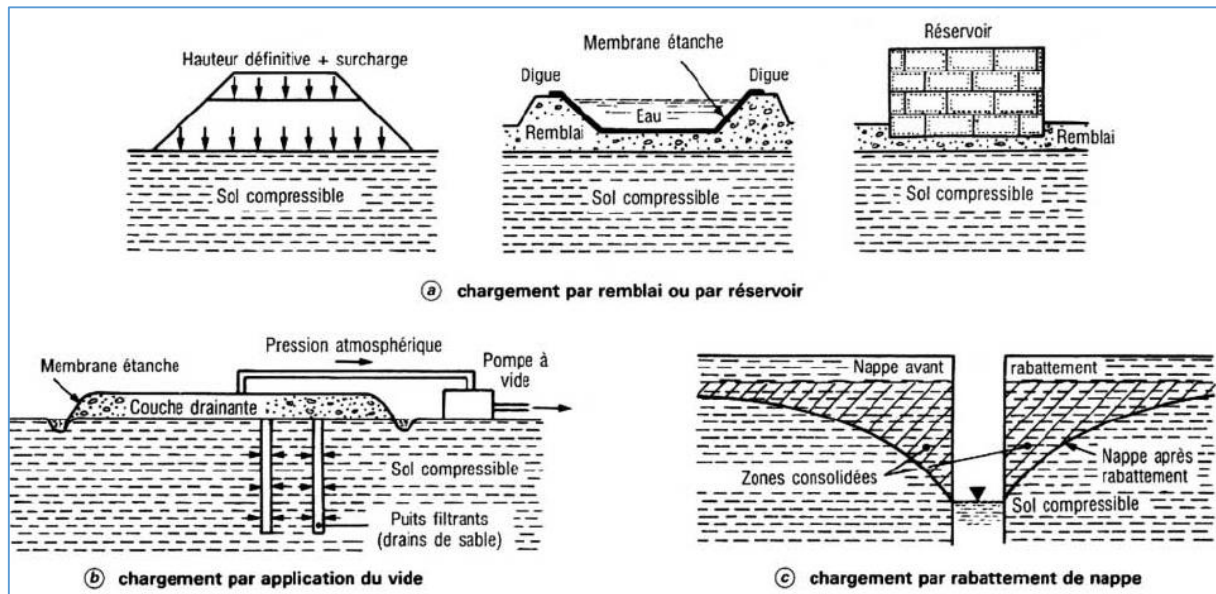


Figure 1.2 –Techniques de préchargement.5

1.3.2 Accélération de la consolidation

Les vitesses de consolidation sont habituellement très faibles dans les dépôts de sols fins, car l'eau interstitielle doit parcourir un long chemin pour s'échapper du sol. Donc, tassements peuvent durer pendant de longues périodes.

- On utilise généralement un maillage régulier de drains verticaux (maille triangulaire ou carrée) pour le drainage, comme le montre la figure 1.3.
- Après les années 80, la proportion de drains préfabriqués en bandes de 10 cm de largeur et quelques millimètres d'épaisseur (figure1. 4) a considérablement augmenté.

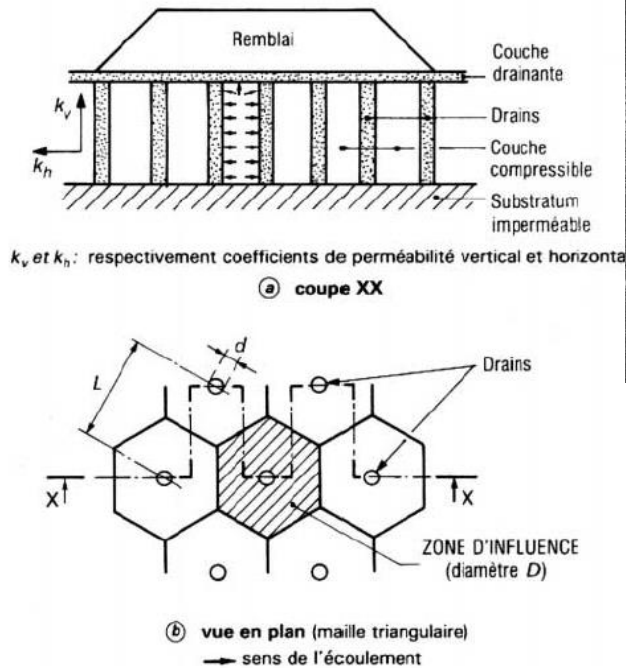


Figure 1.3. Réseaux de drains verticaux⁶

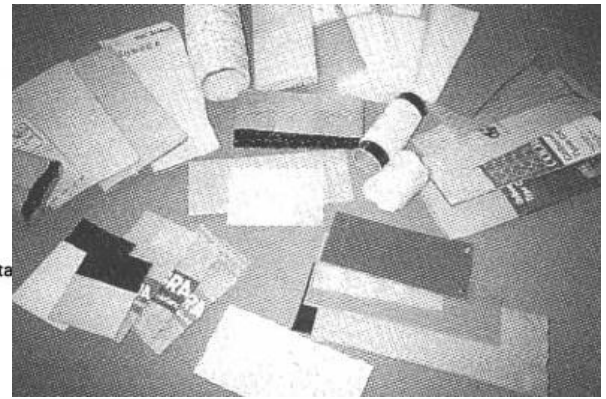


Figure 1.4. Drains préfabriqués⁶

1.3.3. Renforcement par colonnes

Afin de diminuer les tassements et d'améliorer la stabilité des massifs de sols mous, il est possible d'utiliser diverses méthodes pour ériger des colonnes en matériau plus résistant à l'intérieur du sol.

- Colonnes ballastées
- Colonnes pilonnées
- Colonnes de sol traité en place : La méthode a été élaborée pour les argiles sensibles scandinaves, en utilisant un traitement à la chaux. Le mélange de la chaux avec le sol en place se fait au moyen d'une machine de forage équipée d'une tarière spéciale. Les colonnes produites ont un diamètre de 50 cm et une longueur maximale de 15 m (figure 6).

1.3.4. Amélioration temporaire par congélation

Si aucune autre solution n'est possible, la méthode de renforcement temporaire des sols par congélation, spécialement conçue pour les matériaux grenus, peut être utilisée sur les argiles molles et les limons.

1.4. Sols grenus⁶

Les méthodes d'amélioration des sols grenus font appel à des processus très divers :

- densification par augmentation statique de la contrainte à la surface du sol (préchargement) ou en profondeur (compactage par injection solide) ;

- remplissage des vides (injection) ;
- dislocation de la structure du sol, puis restructuration par des actions externes au massif (chocs du pilonnage intensif) ou internes au massif (vibrations, explosions) ;
- mélange avec un liant pour constituer des colonnes plus résistantes (colonnes de sol traité).

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

1.4.1. Pré chargement

Les sols grenus sont pré chargés selon les mêmes principes que dans le cas des sols fins. Le procédé est identique, mais la perméabilité élevée des sols grenus permet d'obtenir l'amélioration souhaitée dans des délais beaucoup plus courts.

1.4.2. Vibrocompactage

Principe : Cette technique s'applique aux sols granulaires non cohérents tels que les sables et les graviers. Les vibrations engendrent un phénomène localisé de liquéfaction sous l'effet des surpressions interstitielles qui met les grains du sol dans un état liquéfié. Les grains se réarrangent en un état plus dense. Le maillage des points de compactage dépend des caractéristiques initiales et des objectifs à atteindre. La maille retenue doit conduire à un traitement le plus uniforme possible.

Mode opératoire : Le vibreur, manipulé par une grue, est mis en station au-dessus du point de compactage.

Phase 1 : Sous l'influence de son propre poids, du lançage et des vibrations, le vibreur atteint rapidement la profondeur désirée. Les jets d'eau à la pointe sont alors coupés.

Phase 2 : L'eau arrive désormais uniquement par les orifices du haut du vibreur. Le cône obtenu facilite la mise en place de matériau d'apport, sable ou gravier, dans la cavité créée. Le flux d'eau, le long du vibreur, aide au transport du sable jusqu'à la zone de compactage à la base du vibreur.

Phase 3 : Le vibreur est retiré par étapes et produit, de cette manière, un cylindre de terrain densifié de 2 à 4 m de diamètre.

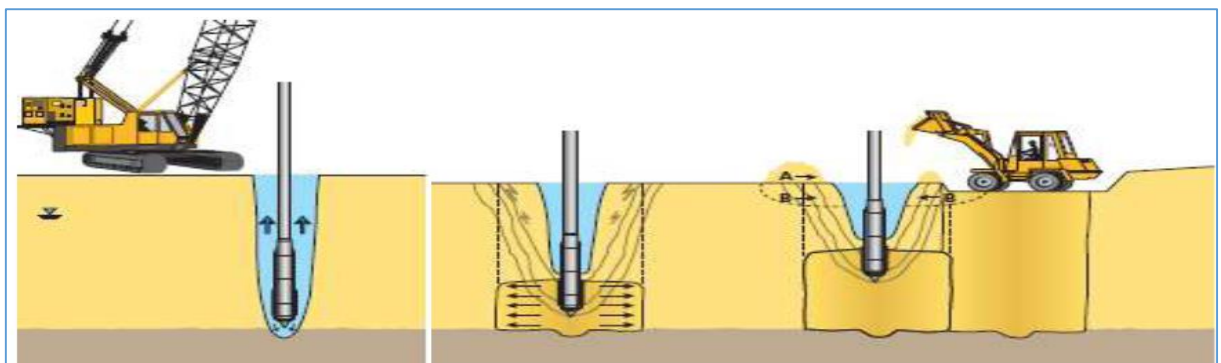


Figure 1.9 . Mode opératoire du Vibrocompactage.7

1.4.3. Pilonnage (compactage dynamique)

L'application de chocs à la surface d'un massif de sol grenu est un moyen efficace de compactage. Avant le pilonnage, le sol est recouvert d'une couche de matériaux grossiers d'un mètre d'épaisseur au minimum, destinée à éviter un enfoncement trop important du pilon [10]. Le pilon est lâché d'une grue, plusieurs impacts étant réalisés au même endroit. Cette opération est répétée sur toute la surface à traiter, selon un maillage défini au préalable (figure II.5). Entre les phases de pilonnage, un temps de repos permet la dissipation des surpressions interstitielles créées par les chocs. En fin de chantier, une dernière phase, dite de tapotage, est réalisée pour compacter la surface du sol, désorganisée par les chocs. Les traitements courants sont réalisés avec des pilons de 10 à 20 tonnes tombant de 15 à 20 m de hauteur. Les impacts du pilon induisent des vibrations dont l'effet sur l'environnement doit être pris en compte.

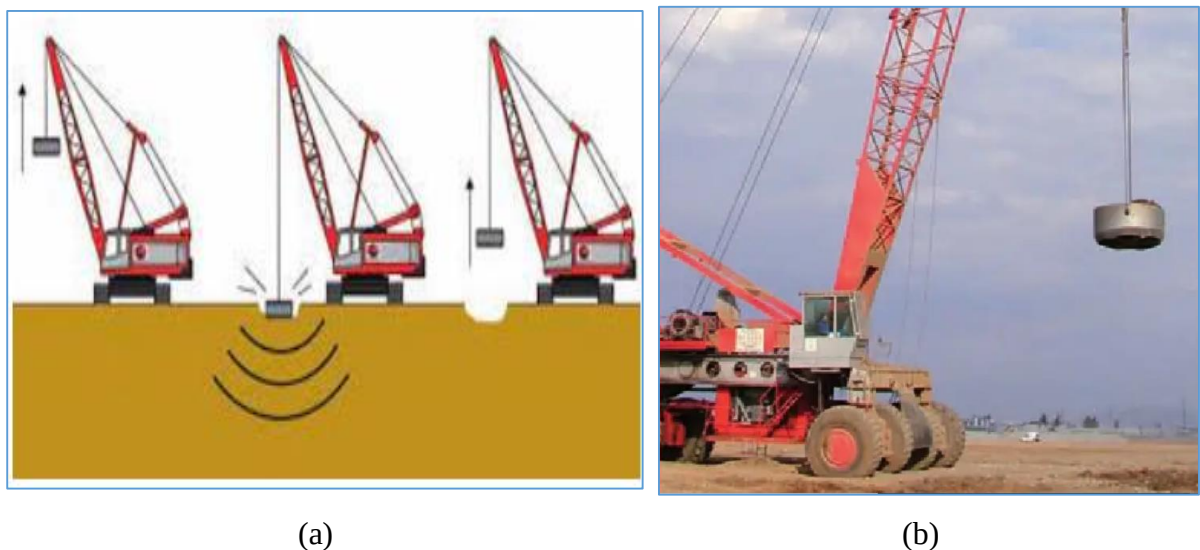


Figure 1.9. Compactage dynamique (Pilonnage).8

1.4.4. Compactage statique en profondeur (Inclusions Rigide)

L'introduction en force de mortier ou de béton spécial (micro- béton) dans un massif de sol meuble, à partir de forages, permet de provoquer la densification du sol naturel sans détruire sa structure ni l'imprégner (figure 10).

Le principe du renforcement est illustré par la Figure 1. La charge appliquée en surface est transmise à un substratum rigide par l'intermédiaire de la combinaison d'un réseau d'inclusions rigides et d'un matelas de transfert de charge.

- Les inclusions rigides sont mises en place à travers l'horizon compressible et permettent de transférer les charges vers le substratum par le développement d'un effort de pointe et de frottements le long de l'inclusion. Des dallâtes peuvent être mises en place au niveau des têtes d'inclusion afin d'augmenter la surface de reprise des charges.
- Le matelas de transfert de charge est disposé entre le sol compressible renforcé par les inclusions et l'ouvrage en surface. Sa fonction est de réduire et d'homogénéiser les

2.1. 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.

Il existe différentes méthodes de renforcement des sols compressibles, plus ou moins anciennes et plus ou moins développées.

Les colonnes ballastées sont utilisées pour augmenter la capacité portante des sols et diminuer le tassement. A travers leurs propriétés de drainage, elles permettent d'accélérer la consolidation. Ce chapitre comporte une synthèse sur les techniques d'amélioration des sols et la définition des différentes modes de mise en œuvre des colonnes ballastées, il présente aussi une analyse sur le comportement et le dimensionnement de ces colonnes.

2.2. Amélioration du sol par colonne ballastées

2.2.1. Définition et objectif

Le renforcement par colonnes est une extension de la vibroflottation pour les sols qui contient plus de 8 à 10% de limon ou argile dont les éléments ne peuvent être réarrangés par la vibration à cause de la cohésion qui relie bien les particules du sol entre elles. Les colonnes sont des inclusions souples et verticales avec une section transversale circulaire. L'amélioration se fait par incorporation de matériau granulaire de forte portance et purement frottant (ballast) ne comportant aucun liant sur leur hauteur, suivi par un compactage successif, cette méthode est utilisée surtout pour les sols mous.

L'amélioration par colonnes ballastées permet d'atteindre certains objectifs généraux qui sont les suivants :

- l'amélioration globale des caractéristiques globales du sol (homogénéisation des caractéristiques géotechniques) ;
- l'augmentation de la capacité portante du sol sous l'ouvrage projeté (l'augmentation de sa résistance au cisaillement) ;
- la diminution des tassements ;

tassements sous l'ouvrage en assurant le transfert des charges vers les têtes d'inclusion. Le matelas de transfert de charge est constitué de sol granulaire. Le tassement différentiel en base du matelas entre les inclusions rigides et le sol compressible induit du cisaillement dans le sol granulaire et donc la formation de voûtes qui assurent le transfert des charges vers les têtes d'inclusion, l'homogénéisation et la réduction des tassements en surface. La présence de ce matelas différencie cette technique de celle des pieux, car les inclusions sont désolidarisées de l'ouvrage en surface.

- Afin d'augmenter le report des charges vers les inclusions, une nappe de renforcement géosynthétique peut être disposée en base du matelas. Le tassement différentiel entre les têtes d'inclusion et le sol compressible induit la mise en tension de la nappe qui contribue au report de charge par effet membrane.

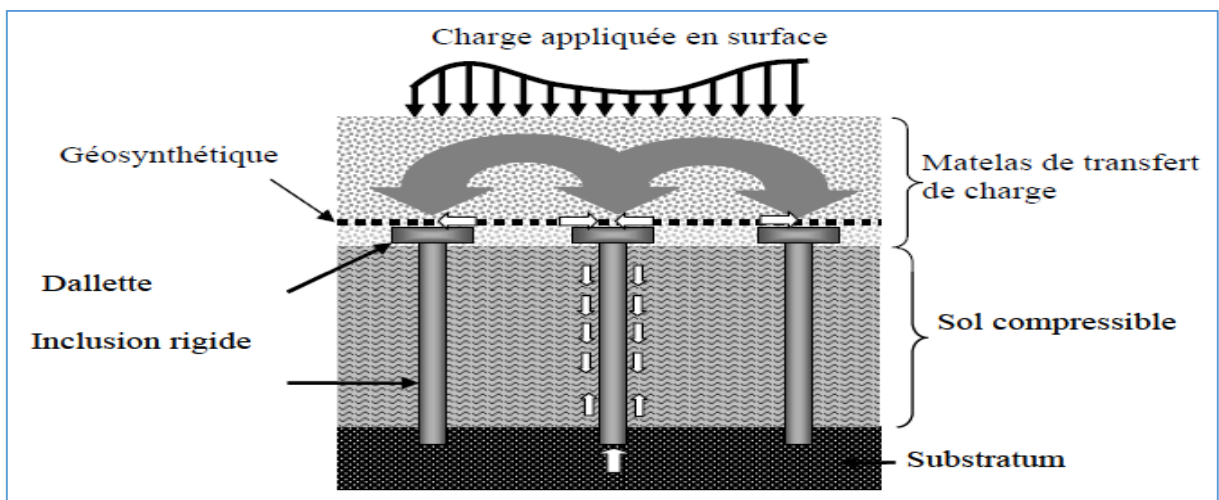


Figure 1.11. Renforcement par inclusions rigides.9

1.5 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons entamé une recherche bibliographique du problème des sols compressibles (fin et grenu). Dans la deuxième partie de ce chapitre nous avons montré les différentes techniques de renforcement de ce type de sol.

Dans le chapitre suivant, nous allons entamer la technique de renforcement par colonne ballastées.

Chapitre II:

Colonne ballastées

II.1. Introduction

II.2. Amélioration du sol par colonne ballastées

II.3. Caractéristiques des colonnes ballastées

II.4. Avantages et limites

II.5. Principe général de dimensionnement

II.6. Conclusions

- la réduction de temps de consolidation par le drainage efficace de ces colonnes.

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, et 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, par **conséquence** on obtient une réduction du phénomène de liquéfaction.

I.2.2 Domaine d'application des colonnes ballastées

I.2.2.1 Par type d'ouvrage

Les colonnes ballastées peuvent être utilisées dans divers types d'ouvrages, notamment :

- **Bâtiments** : Pour améliorer la portance et réduire les tassements.
- **Routes et autoroutes** : Pour stabiliser les sols et éviter les déformations de la chaussée.
- **Voies ferrées** : Pour assurer une base stable et durable.
- **Ouvrages hydrauliques** : Comme les digues et les barrages pour renforcer les fondations.
- **Ouvrages industriels** : Pour supporter les structures lourdes et les équipements.
- **Plateformes logistiques** : Pour offrir une base solide pour les entrepôts et les zones de stockage.

I.2.2.2 Par type de sol

Les colonnes ballastées sont adaptées à différents types de sols :

- **Sols argileux** : Pour améliorer la capacité portante et réduire les risques de tassement.
- **Sols limoneux** : Pour renforcer la stabilité et éviter les affaissements.
- **Sols sableux** : Pour densifier le sol et augmenter sa résistance au cisaillement.
- **Sols tourbeux et organiques** : Pour stabiliser les sols très compressibles et réduire les déformations excessives.
- **Sols mixtes** : Pour traiter des conditions de sol variées en fournissant une solution uniforme et robuste.

Les colonnes ballastées sont donc polyvalentes et peuvent être appliquées dans un large éventail de contextes géotechniques et d'ingénierie, en fonction des besoins spécifiques du projet et des caractéristiques du sol.

2.2.2. Méthode d'exécution

a) *par voie humide alimentée par le haut ;*¹²

L'exécution par voie humide, dite aussi par vibro-substitution (vibro-replacement), consiste à :

- le vibreur pénètre dans le sol par refoulement jusqu'à la profondeur de traitement cherchée, pour réaliser un forage. Sa descente se fait grâce à l'effet combiné de son poids, de la vibration et d'eau de lançage ;
- le vibreur est remonté, avec parfois des ramonages successifs, et laisser tomber gravitairement le matériau de remplissage dans le forage préalable ;
- le vibreur est réintroduit et le ballast est compactée par passes successives jusqu'à la finition de la colonne.

Il faut noter qu'au début de l'opération, le sol est saturé et les vibrations de l'outil génèrent un phénomène local et temporaire de liquéfaction du sol.

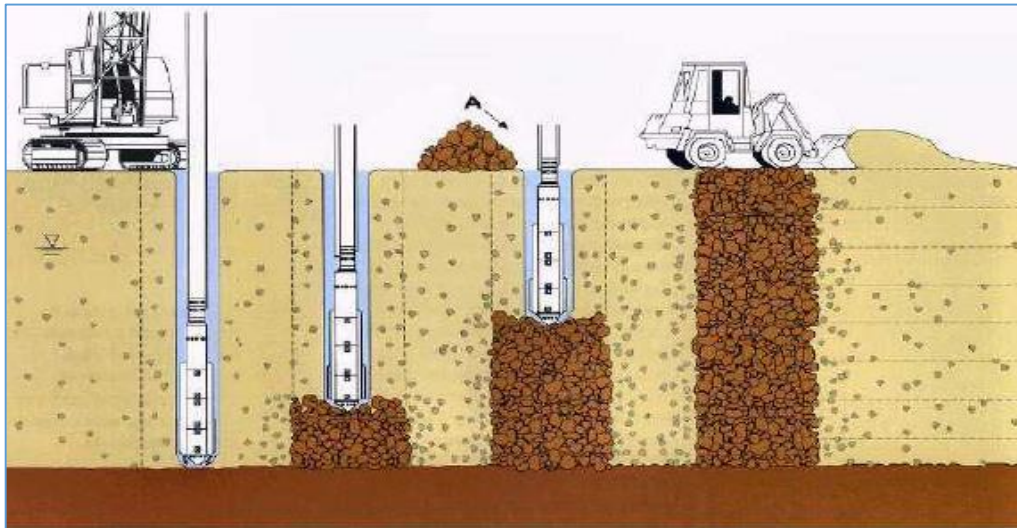


Figure 2.1. Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide (document Keller).¹²

b) *par voie sèche alimentée par le haut :*

L'exécution par voie sèche, dite aussi par vibro-refoulement (vibro-déplacement), le procédé est le même la différence entre cette mode d'opérateur et celui précédente est le fluide de lançage, on utilise la pression d'air.

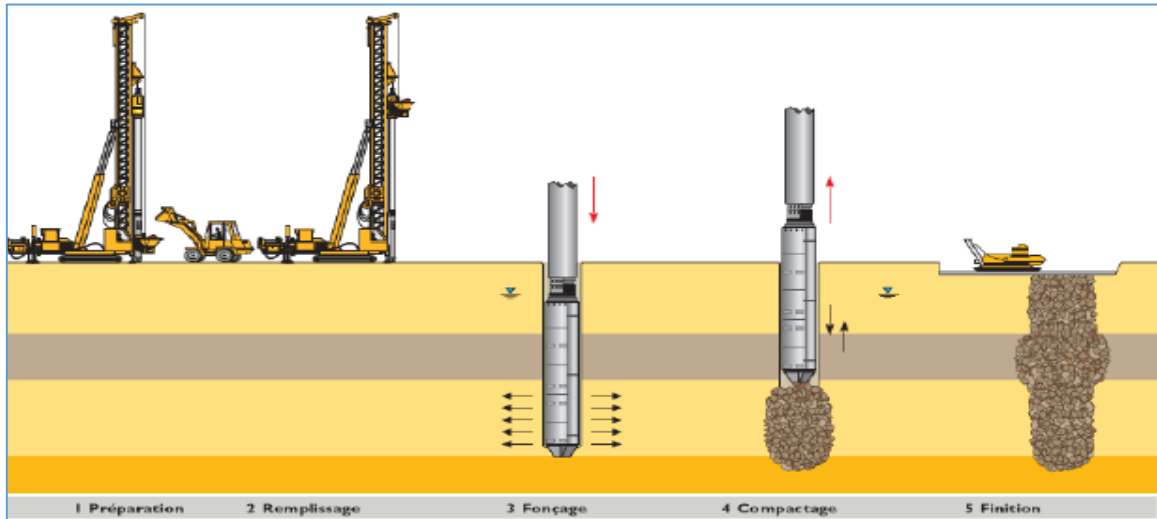


Figure 2.2. Mise en oeuvre des colonnes ballastées par voie sèche (document Keller).13

c) *par vibreur à sas alimentée par la base :*

La différence entre cette méthode et les deux méthodes précédentes est que le remplissage du ballast se fait au niveau de la base du vibreur sous une pression d'air constante. Les colonnes sont réalisées soit par voie humide ou sèche. L'ordre des phases successives est de 0.5m.

L'alimentation par haut est utilisée lorsque les grains de ballast sont de diamètre de 40-75 mm, dans le cas de l'alimentation par la base c'est pour les diamètres des grains 15-45 mm.

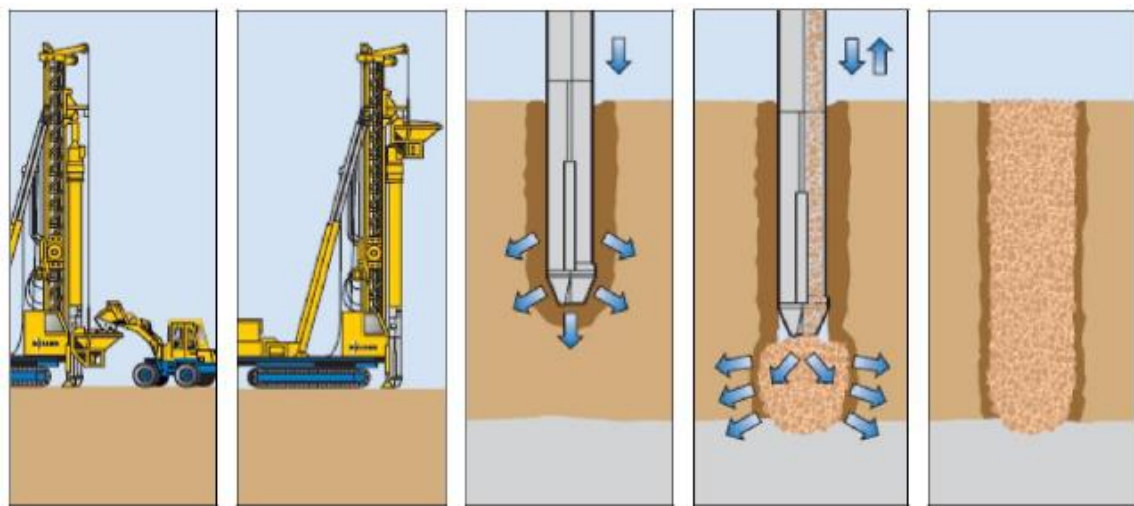


Figure 2.3. Principe de réalisation d'une colonne ballastées par alimentation par le bas
(Document Keller)13

2.3. Caractéristiques des colonnes ballastées

2.3.1. Matériaux

Les matériaux d'apport doivent être de qualité et de granulométries contrôlées et le plus homogènes possibles. Le choix se portera sur des graves naturelles, roulées ou concassées.

Les caractéristiques minimales des matériaux d'apport sont les suivantes :

- LA (Essai Los Angeles, norme NF P 18573) < 35 ;
- MDE (Essai Micro Deval, norme NF P 18572) < 30 ;
- LA+ MDE < 60.

La granulométrie dépend essentiellement du matériel. Les vibreurs avec alimentation en pied (base) y sont plus sensibles.

Pour l'alimentation par haut le diamètre de ballast est 12 à 75 mm, mais dans l'autre méthode (alimentation par base) le diamètre des grains de ballast est inférieur (2-45 mm) au risque de bloquer le SAS qui est situé au sommet de vibreur.

2.3.2/ Géométrie

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.

Le diamètre des colonnes ballastées dépend :

- des caractéristiques géotechniques du sol ;
- du mode d'opération (matériel, fluide de lançage) ;
- du fuseau granulométrique de ballast.

On peut expliquer par ailleurs que le diamètre de colonnes par voie humide est supérieur à celui par voie sèche (les diamètres usuels par voie sèche sont compris entre 50 et 80 cm et par voie humide varie entre 80 et 120 cm) à cause de l'extraction de sol produit par le lançage à l'eau. Le diamètre de la colonne peut varier sur sa hauteur, en fonction des différences de résistance des couches traitées.

2.4. Avantages et limites

Comme toute technique d'amélioration de sol, les colonnes ballastées présentent des avantages et des limites.

2.4.1 Avantages

- un report immédiat d'une fraction des charges sur les colonnes ;
- une capacité de drainage accélérant la consolidation dans le cas de traitement de sol fin ;
- la non-fragilité des colonnes lors des terrassements et un réglage obtenu sans recépage compliqué ;
- l'absence de matelas de répartition au-dessus des colonnes sous semelle ou radier ;
- l'absence d'un temps de séchage à respecter avant chargement ;
- l'absence de déblai, du fait de l'exécution par refoulement ;
- la possibilité de réduire le risque de liquéfaction dans les zones sismiques ;
- un coût très inférieur à celui des fondations profondes.

2.4.2. Limites

- une réduction de tassement limitée à un facteur de l'ordre de 2 à 3 ;
- le risque de faux refus dans les sols comportant des blocs ou des éléments trop grossiers ;
- la longueur de traitement limitée à 20 m avec les équipements courants ;
- la mise en communication de nappes superposées éventuelles avec un risque potentiel de pollution ;
- l'application à des sols assurant un confinement suffisant et stable dans le temps, donc excluant les sols trop mous et organiques.
- le besoin de disposer de bons matériaux granulaires ;

2.5. Principe général de dimensionnement

Dans le cas d'un réseau de colonnes ballastées sous un ouvrage de grandes dimensions, il est d'usage de considérer le comportement d'une cellule élémentaire constituée de la colonne et de la maille associée. On suppose alors pour le dimensionnement que les déplacements latéraux sont nuls au bord de la cellule et que les déformations verticales sont égales dans la colonne et dans le sol sur toute la hauteur.

Les colonnes sont en général disposées suivant un maillage régulier qui peut être triangulaire ou rectangulaire. Selon la géométrie du maillage, le diamètre équivalent correspondant à une maille élémentaire cylindrique prendra différentes formes (figure 2.12)

Dans le cas général, les deux critères de dimensionnement sont :

- la charge admissible globale sur le sol amélioré après traitement avec vérification de l'absence des de rupture colonnes ;
- le tassement du sol amélioré et le tassement différentiel entre les colonnes et le sol.

Pour certaines applications particulières, d'autres critères de dimensionnement doivent être respectés :

- le temps de consolidation dans le cas où l'effet drainant des colonnes est recherché ;
- la sécurité obtenue vis-à-vis des glissements circulaires dans le cas d'une application de stabilisation de talus.

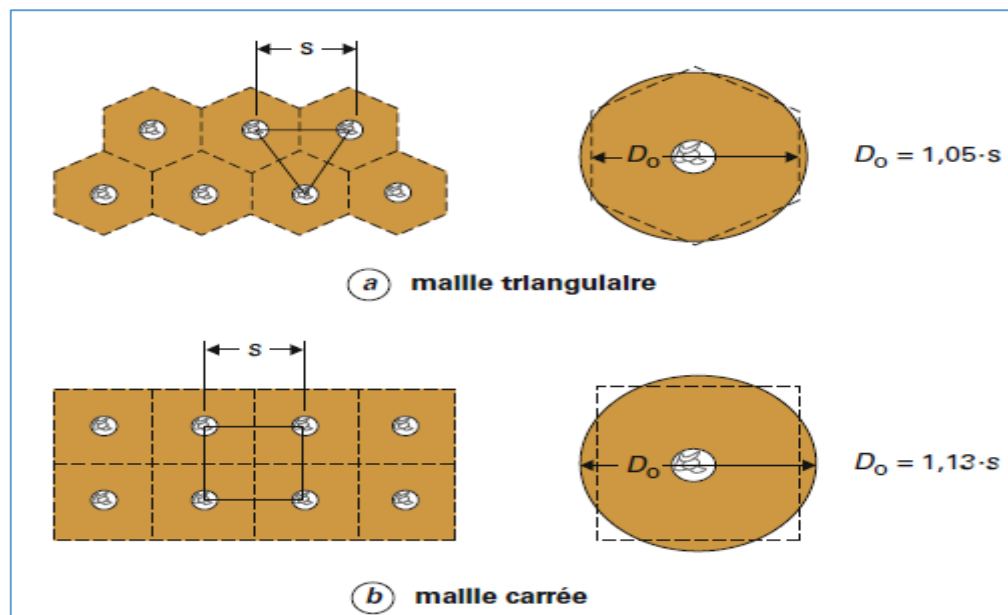


Figure 2.12. Diamètre équivalent de la cellule élémentaire selon la géométrie du maillage (Balaam et Booker, 1981).16

4.1. Dimensionnement vis-à-vis de la capacité portante

a) Hughes.

Dans la plupart des cas, c'est la réduction du tassement qui est recherchée.

La surcharge q appliquée à la surface du sol dans la maille se répartit entre la colonne et le sol en proportion de leurs aires respectives :

$$q \times A = q_{col} \times A_c + q_{sol} \times A_s$$

Le taux d'incorporation α est défini comme le rapport entre l'aire de la colonne et l'aire d'une maille :

$$\alpha = A_c/A$$

Le rapport de concentration de contrainte $n = q_{col}/q_{sol}$ caractérise le comportement de la colonne ballastée. Cette concentration de contrainte n'apparaît pas immédiatement lors du chargement mais se développe au fur et à mesure de l'évolution de la consolidation du sol.

Le facteur de réduction de tassement β permet d'exprimer l'efficacité du traitement en matière de tassement. Considérant que le tassement du sol non traité soumis à un chargement q est noté s_0 et que le tassement du sol traité est noté s , le facteur de réduction de tassement est déterminé par la relation :

$$\beta = s_0/s$$

En 1985, Soyez a proposé une relation reliant β à n , fondée sur l'hypothèse d'une redistribution des contraintes au prorata des modules qui peut être utile dans le cadre d'une première approximation :

$$\beta = 1 + (n-1) \alpha$$

Avec un rapport de concentration de contrainte $n = E_c/E_s$ compris entre 5 et 10. Le module équivalent s'écrit dans ce cas :

$$E_{equ} = \alpha E_c + (1-\alpha) E_s$$

Avec E_c et E_s les modules respectifs de la colonne et du sol

Plusieurs méthodes de dimensionnement ont été proposées par différents auteurs, mais celle de Priebe reste une des plus utilisées ; on trouvera sur la [figure 2.13](#) les abaques de dimensionnement proposés par cet auteur.

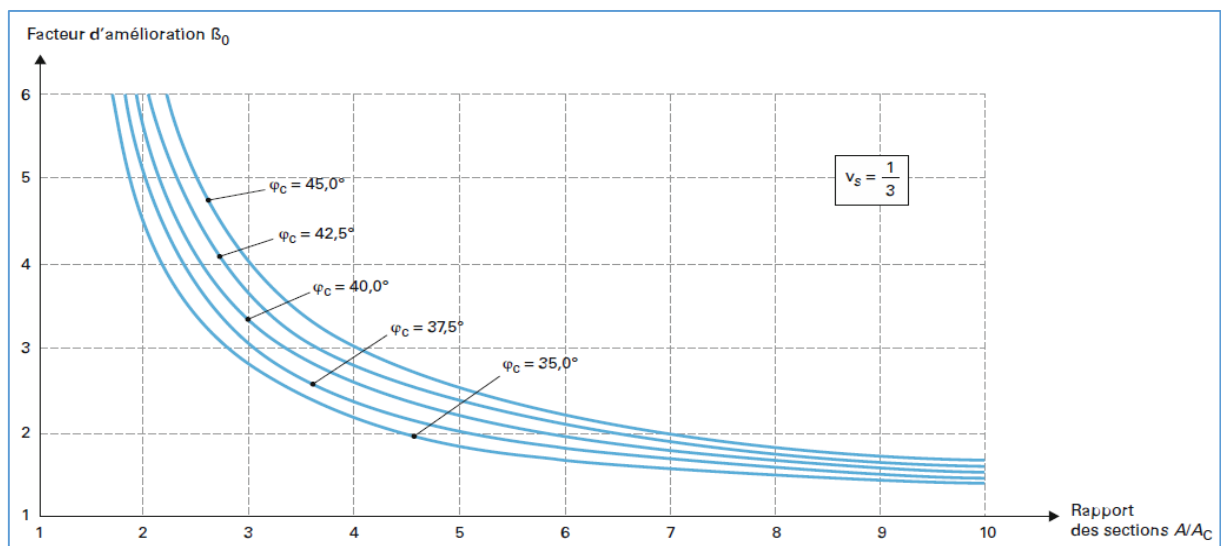
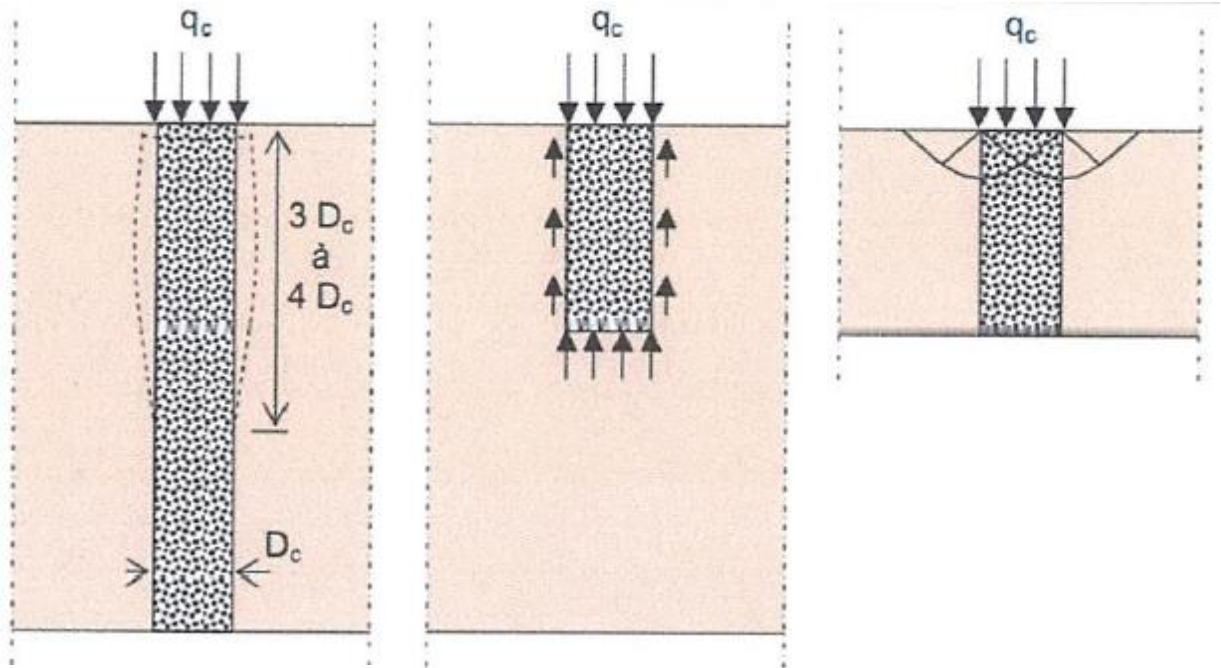


Figure 2.13. Facteur d'amélioration en fonction du rapport des sections et de l'angle de frottement interne du ballast (TI, 2021).17

Selon Aslafi et Bouslahi (2017) indépendamment du dimensionnement du réseau de colonnes, il faut par ailleurs s'assurer de la stabilité d'une colonne isolée ; celle-ci peut se rompre selon trois schémas de rupture différents indiqués sur la figure 2.13 :

- rupture par expansion latérale qui est un critère souvent dimensionnant (figure 2.13a) ; ce critère conduit à limiter la contrainte verticale dans la colonne en fonction de l'étreinte latérale ;
- rupture par poinçonnement pour les colonnes courtes et flottantes (figure 2.13b) ;
- rupture par cisaillement généralisé qui est une rupture rare et qui peut apparaître dans le cas des colonnes courtes (figure 2.13c).



a) Rupture par expansion latérale b) Rupture par poinçonnement (colonne flottante) c) Rupture par cisaillement généralisé

Figure 2.13. Mécanismes de rupture d'une colonne ballastée isolée (Guerroui et Siouda, 2018)18

a) Rupture par expansion latérale de la colonne ballastée

L'analyse de la rupture par expansion latérale repose sur l'analogie entre la colonne ballastée et une éprouvette du même matériau granulaire soumise à une pression axiale due à la fondation et à une contrainte de confinement égale à la résistance latérale qu'exerce le sol. Si l'on admet que la colonne est en état de rupture triaxiale drainée (DTU 13.2), la contrainte verticale effective de rupture en tête de colonne q_c .

Chapitre III:

Présentation des données du sites

III.1. Introduction

III.2. Présentation des données.

III.3. Conclusion

3.2.1. Photos de différentes dégradations (Osculation visuelle)



(a) Renforcement de glissement



(b) Fissuration longitudinal



(c) Fissuration longitudinal



(d) tassement et fissuration



(e) Fissuration longitudinal



(f) tassement et fissuration longitudinal



(g) tassement et fissuration longitudinal

Figure 3.1. Photos au niveau du point étudié (différents dégradations).24

angle avec l'horizontale, centré sur l'axe de colonne et développé sur une profondeur h.

La contrainte verticale limite q_c en tête de la colonne est donnée sur la figure (2.16) suivante :

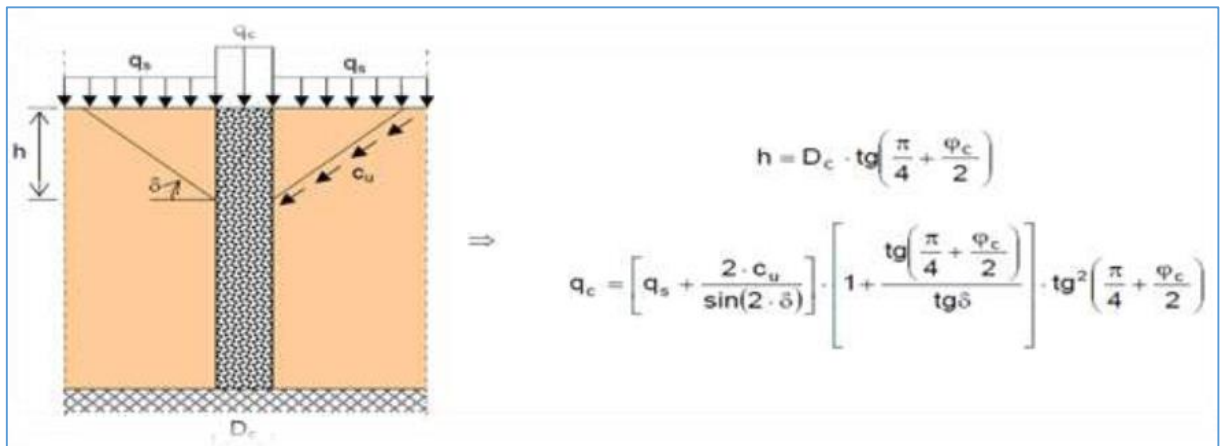


Figure 2.15. Mécanismes de rupture par cisaillement d'une colonne ballastée isolée.21

2.6. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons entamé, plus ou moins en détail a techniques de renforcement des sols compressible (fin et grenue) par des colonnes ballastées. Où, nous avons montré leurs avantage et limite de cette méthode de renforcement.

Dans le chapitre suivant, nous allons montrer en détail le projet (problème) à étudier.

Tableau 2.2 : Valeurs de coefficient multiplicateur k (these Mssila).20

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

b) Rupture par poinçonnement du sol (colonnes flottantes)

Pour les colonnes flottantes, le poinçonnement a lieu lorsque la résistance du sol sous la pointe de la colonne ne peut pas équilibrer la contrainte verticale $\sigma_v(z)$ qui se transmet dans la colonne. En appliquant les règles classiques adoptées pour les pieux (Hughes et al, 1975 ; Brauns 1980), l'équilibre d'un tronçon de la colonne pesante d'épaisseur fini « dz » conduit, pour une loi d'interaction sol-colonne linéaire (C_u = constante sur toute la hauteur de l'assise compressible), à l'équation suivante pour la rupture par poinçonnement :

$$\sigma_v(z) = \sigma_{clim} + z \left(\gamma_c - \frac{4C_u}{D_c} \right)$$

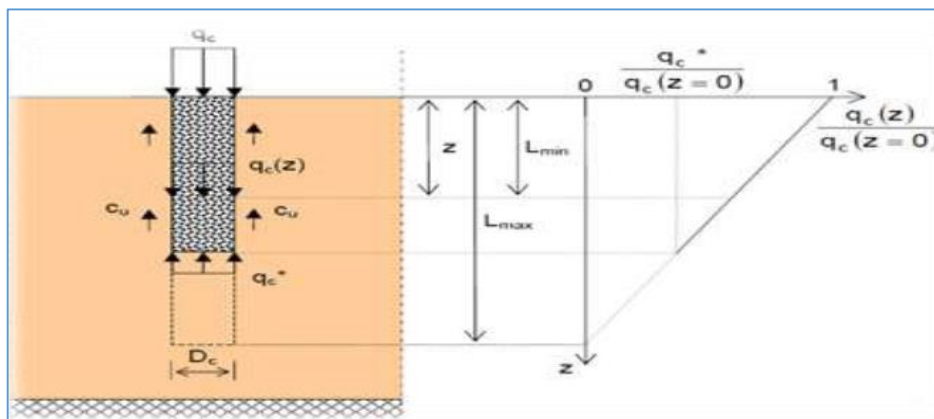


Figure 2.15. Mécanismes de rupture par poiçonnement d'une colonne ballastée isolée.20

c) Rupture par cisaillement généralisé

La rupture de la colonne ballastée par cisaillement généralisé doit être vérifiée pour les colonnes courtes. Brauns (1978) a introduit une hypothèse d'une rupture axisymétrique d'un volume de matériau composite « ballast-sol » délimité par une surface tronconique dont la génitrice fait un

3.1. Introduction

L'histoire de la route est intimement liée au niveau de développement technologique et de la croissance économique des nations et des civilisations.

La route romaine dont les traces sont encore apparentes à ce jour, témoigne de L'avancée industrielle de l'empire et de la place privilégiée accordée aux réseaux de communication.

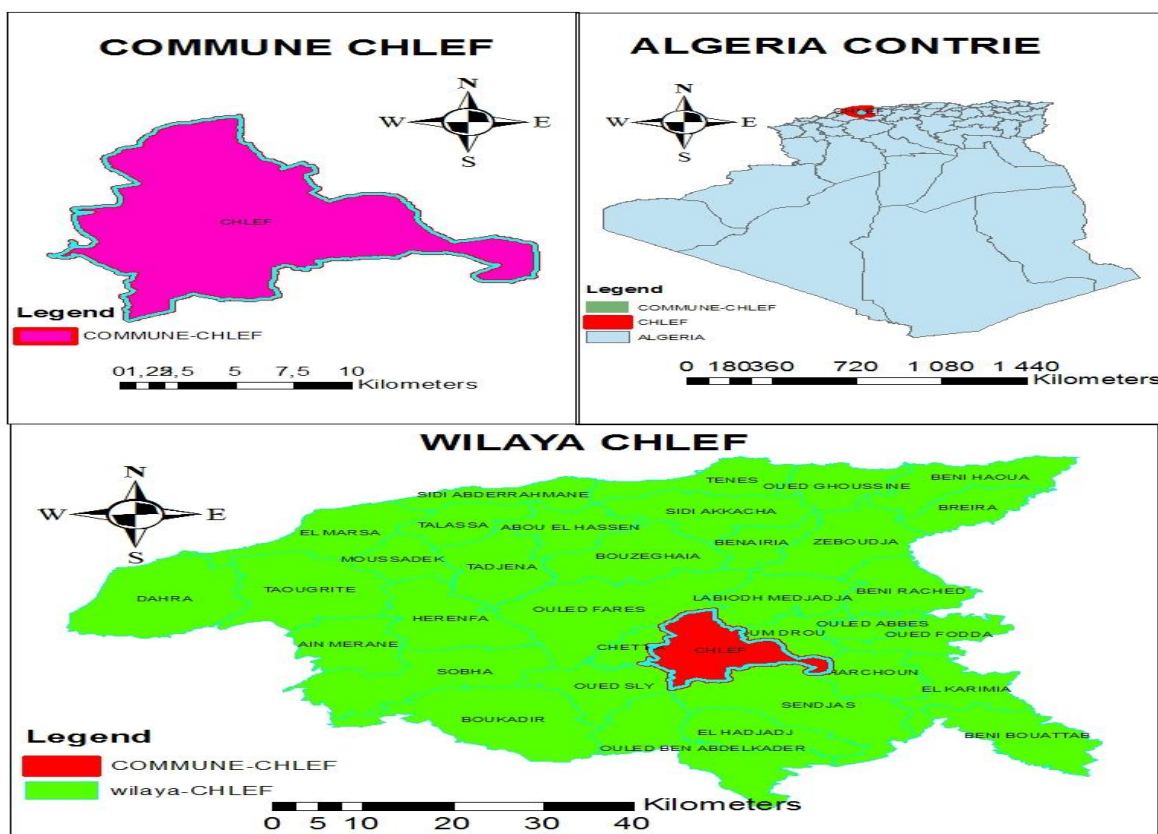
La route joue un rôle moteur dans l'aménagement du territoire, elle favorise l'implantation d'activités économiques et industrielles et réduit les coûts de transport et donc de production.

En plus, le développement économique et l'accroissement des populations des villes saturées entraînent l'extension des agglomérations. Ainsi, de plus en plus de constructions et d'infrastructures sont construites sur des sols de mauvaises qualités tels que les sols meubles dans les zones côtières ou sur les zones de dépôt de sédiments marécageux. Cela conduit à une augmentation de l'importance des méthodes et des techniques pour améliorer le sol.

L'objectif principal de notre étude consiste à améliorer ou bien renforcer de la route existante par des colonnes ballastées.

3.2. Présentation des données

3.2.a- Localisation du Site



(a) Description géographique et géologique de la zone

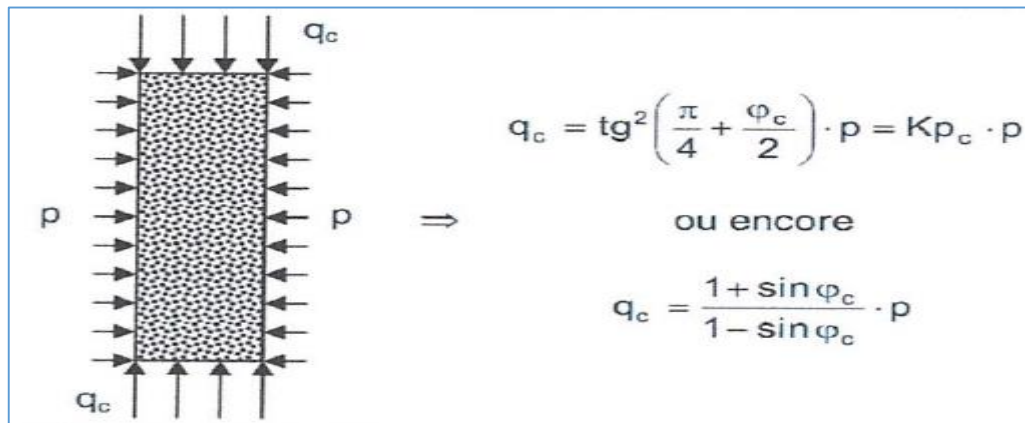


Figure 2.14. Mécanismes de rupture par expansion latérale d'une colonne ballastée isolée.19

φ_c : angle de frottement interne du ballast.

La valeur de l'étreinte latérale résulte du rapport géotechnique ; elle est déterminée à partir d'essais de laboratoire (essais triaxiaux) ou d'essais in situ (pressiomètre, pénétromètre statique, scissomètre, ...etc.).

Par analogie avec la sonde pressiométrique Ménard, l'étreinte latérale peut être exprimée sous la forme :

$$p = p_l - u$$

Où :

- p_l : pression limite nette ;
- u : pression interstitielle à la périphérie de la colonne.

D'après Gibson et Anderson (1961), inspirés des travaux de Bishop, Hill et Mott (1945) relatifs à l'expansion quasi statique d'une cavité à symétrie cylindrique, p_l peut être, dans le cas d'un sol purement cohérent en conditions non drainées, donné par l'expression :

$$p_l = (\sigma'_{h,0} + u_0) + k \cdot C_u$$

avec

- $\sigma'_{h,0}$: contrainte horizontale effective dans le sol avant le traitement,
- k : coefficient multiplicateur donné par plusieurs auteurs en fonction d'un facteur appelé « indice de rigidité » I_r qui dépend de la cohésion non drainée C_u et du module d'élasticité du sol E_s (Brauns, 1978) ainsi que du coefficient de poisson ν_s du sol (Hughes et Withers, 1974).
- C_u : résistance au cisaillement non drainé du sol.

Le tableau ci-dessous (tableau 2.2) donne les valeurs et l'expression du facteur multiplicateur k donné par plusieurs auteurs.



(b)Présentation de la route affectée

La route national N°04 PK – PK (trancant trimi centrale - carfour firme):



(c)localisation du projet étudié par googl earth.23

Figure3.2.a-b-c Localisation du Site23

3.2.2. Données géotechnique du sol

Les tableaux ci-dessous présentes les données des rapports géotechniques (SETS 2023, Société d'Etude Technique de Sétif et LNHC de Chlef 2023, Laboratoire National de l'Habitat et de Construction) au niveau de la trémie, juste à côté du point étudié.

a) Données de SETS



Figure 3.2. Points de sondage du projet selon SETS 2023.25

D'après la figure présenté ci-dessus, nous avons prenez les données du point N° 4, qui est au niveau du tronçon étudier.

- Sondage carroté: sondages carottés de 10m.00 de profondeur ont été réalisés avec la sondeuse APAFOR, type de sondage : rotationnel.

La lithologie apparait aussi homogène tant en plan qu'en profondeur, elle constitué principalement par une couche d'argile brune à rougeâtre en profondeur recouverte par une couche des alluvions (tout venant de oued ou un dépôt de oued) de 03m.00 à 04m.00 d'épaisseur.



Figure 3.3. Sondage carotté sur 10m de profondeur (SETS).26

- Sondages Préssiometrique : l'essai préssiometrique est un essai de chargement du terrain in situ, il consiste à gonfler dans le sol, une sonde cylindrique dilatable, radialement placée dans un forage préalable en vue de déterminer les caractéristiques mécaniques in situ d'un sol.

Tableau 3.1. Résultats d'essai préssiometriques.26

SP 04				
N°	Profondeurs (m)	Module pressiométrique (E) en MPa	Pression limite (PL) en MPa	E / PL
1	1.00	14.4	0.59	24.7
2	2.00	22.7	1.30	17.5
3	3.00	31.0	0.99	31.4
4	4.00	23.3	0.88	26.4
5	5.00	42.2	1.46	28.9
6	6.00	41.2	1.61	25.7
7	7.00	42.6	1.81	23.6
8	8.00	28.6	1.42	20.1
9	9.00	69.6	1.20	57.8
10	10.00	23.2	1.12	20.7

- Sondage à la tarière :

Tableau 3.1.a. Résumé des résultats d'essai.27

ST N°	Profondeur (m)	Wn (%)	WL (%)	WP (%)	IP (%)	2 mm (%)	80 µm (%)	Classification LCPC	W _{opm} (%)	CBR à 95%	Proctor (t/m ³)
ST- 04	3.00 – 10.0	21.25	45	32	13	97.63	85.46	Lp	14.5	1.63	1.81

b) Données de LNHC de Chlef

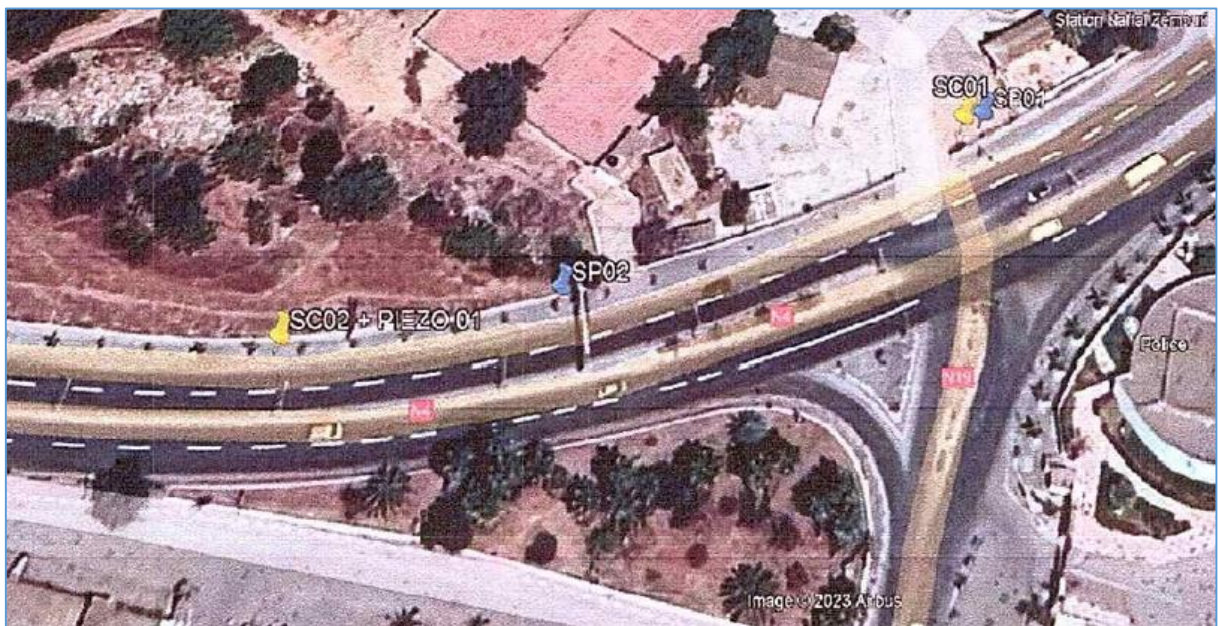


Figure 3.4. Localisation des points de sondage du terrain à étudier. (LNHC).27

Selon la figure présenté ci-dessus, nous avons prenez les données du point N° 2 (SC02 et SP02), qui est au niveau du tronçon étudié

- Sondage Présiométrique: des sondages de 20m.00 de profondeur ont été réalisés.

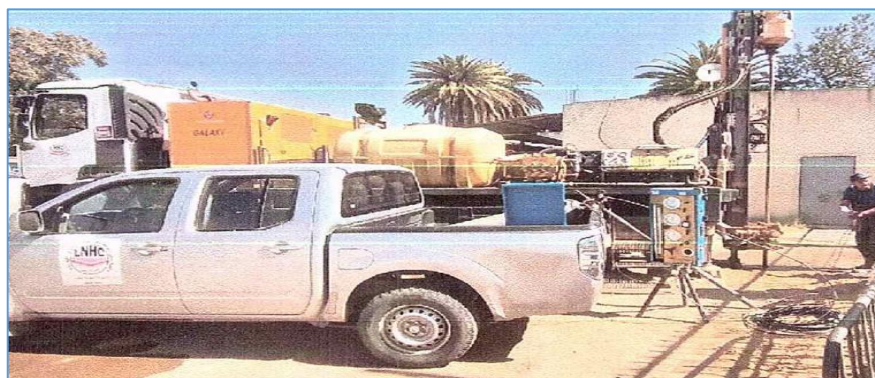


Figure 3.5. essais présiométrique utilisé Jean LUTZ (LNHC).27

Tableau 3.2. Résultats d'essais préσιométrique de sondage N° 02 (LNHC).28

Prof (m)	FORMATION	E (bars)	E (MPa)	E _{moy} (MPa)	PL (bars)	PL(MPa)	PL _{moy} (MPa)	Pf (bars)	E/PL	Classe
1.00	REMBLAI	16.62	1.66	3.77	7.93		1.17	4.70	2.10	S3
2.00		34.00	3.40		9.73			5.80	3.49	
3.00		43.13	4.31		10.69			6.40	4.03	
4.00		32.15	3.21		10.80			6.50	2.98	
5.00		35.83	3.58		13.29			8.00	2.70	
6.00		46.11	4.61		9.42			7.96	4.89	
7.00		42.06	4.20		13.16			8.00	3.20	
8.00		38.37	3.83		10.00			10.00	3.84	
9.00		62.02	6.20		23.86			14.37	2.60	
10.00		167.94	16.79		23.97			14.47	7.01	
11.00	ARGILE SABLO LIMONEUSE BRUNATRE A JAUNATRE	83.28	8.32	11.97	26.51		3.22	16.00	3.14	S3
12.00		129.29	12.92		38.34			23.00	3.37	
13.00		97.99	9.79		39.98			24.00	2.45	
14.00		104.33	10.43		41.62			25.00	2.51	
15.00		148.91	14.89		31.14			18.87	4.78	
16.00		126.21	12.62		25.30			15.75	4.99	
17.00		137.96	13.79		31.23			19.00	4.42	
18.00		135.52	13.55		27.64			19.32	4.90	
19.00		133.16	13.31		34.50			21.00	3.86	
20.00		138.59	13.85		34.97			21.31	3.96	

- Sondage carottée

La description lithologique des échantillons récupérés du sondage carotté montre que le terrain est constitué par une couche de remblai de différentes natures qui varie de 10 à 12 m suivi par des argiles sablo limoneuses brunâtres à jaunâtres graveleuses.



(a)

(b)

(c)

Figure 3.6. Sondages carottés pour 20ml (LNHC).28

Chapitre IV:

Simulation

IV.1. Introduction

IV.2. Présentation du logiciel Plaxis2D

IV.3. Propriétés des matériaux utilisés

IV.4 Résultats

IV.5. Détermination des actions sismique

IV.6 Résultats

IV.7. Conclusion

- Essai de laboratoire :

Tableau 3.6.a-b-c.les résultat de teneur en eau et densité sèche :29

Nature du Sol	δd (T/M3)	δh (T/M3)	Wn (%)	Sr (%)
ARGILE	$1.59 \leq \delta d \leq 1.95$	$1.95 \leq \delta h \leq 2.15$	$8.9 \leq Wn \leq 20.3$	$63 \leq Sr \leq 96$

Sol faiblement dense à dense, humide et se présente en matériau détrempe.

Granulométrie :

Tableau 3.7.les résultats des échantillons29

Nature du Sol	Argile %	Limons %	Sable Fin %	Sable Gros %	Gravier
ARGILE	8 – 56	13 – 28	7 – 14	09 – 72	00 – 07

L'analyse montre que 50% des éléments présents dans ce sol ont un diamètre inférieure à 0.08mm ce qui traduit un sol fin de nature argilo limoneuse avec présence d'une fraction plus ou moins importante des sable et des graviers.

- Essai de cisaillement

ϕ_{uu}

Les essais d'UU ont donné les résultats suivants :

Cohésion : $0.19 \leq C_{uu} \leq 0.46$ bar.

Angle de frottement : $17.07 \leq \phi_{uu} \leq 24.89^\circ$

Les essais de CD ont donné les résultats suivants :

Cohésion : $0.45 \leq C_{uu} \leq 0.59$ bar.

Angle de frottement : $15.8 \leq \phi_{uu} \leq 18.26^\circ$

- Essai Oedométrique :

L'essai sur un échantillon prélevé du sondage N° 02 à une profondeur de 13.00m donne une valeur de gonflement élevé de 7,6%.

- Contrainte :

Une contrainte admissible du sol est de 1.3bars.

3.3. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté au début les différentes dégradations remarquées dans le site étudié par des photos. Ensuite nous avons, résumé les résultats de deux (02) rapport du sol dans cette partie de la route, le première rapport est de ESTF où les essais sont effectué sur 10ml de profondeur et le deuxième rapport du LNHC de Chlef sur 20ml de profondeur.

A l'aide de ces données nous allons les utilisé dans le chapitre suivant pour la modélisation par logiciel Plaxis2D.

4.1. Introduction

L'évolution de la demande du transport générale par le développement et l'extension du tissu urbain dans la wilaya de Chlef à conduit a la nécessité de concevoir de nouvelles routes et renforcer les anciennes.

C'est dans ce contexte que la route nationale RN4 joué un rôle très important, comme un périphérique interurbain en prenant en charge le trafic de transit.

Cette section se concentre sur la présentation des différentes étapes du travail numérique effectué. Pour mettre en place le modèle géotechnique de référence dans le code de calcul PLAXIS.

Notre étude porte sur les tassements et les déplacements avant et après le renforcement. Pour cela, nous suggérons de réaliser une modélisation numérique. A cette effet, logiciel PLAXIS 2D est utilisé pour la modélisation.

4.2. Présentation du logiciel Plaxis2D

Le logiciel Plaxis est largement utilisé dans les bureaux d'études. Créé par des spécialistes en géotechnique et en numérologie de l'université de Delft aux Pays-Bas dans les années 1980. Ce logiciel d'éléments finis en deux dimensions a été spécialement conçu pour effectuer des analyses de déformation et de stabilité pour diverses applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

Il est attendu que les utilisateurs soient capables de travailler dans un environnement Windows. Au départ, ce code visait à analyser les digues et les sols mous, mais son champ d'application s'étend maintenant à une grande variété de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élasto-plastiques, élasto-viscoplastiques en grands déplacements par la méthode lagrangienne actualisée.

Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), voir figure ci-dessous. La description détaillée du logiciel est disponible dans le manuel d'utilisation du code Plaxis.

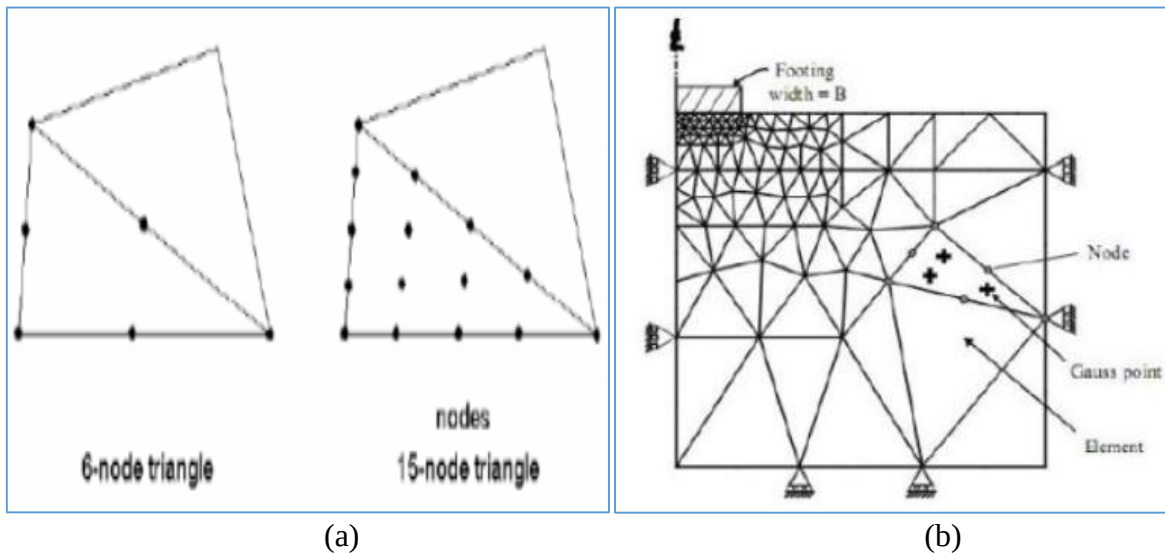


Figure 4.1. Elément finis de Plaxis: (a) éléments triangulaire, (b) maillage. 31

L'utilisation de PLAXIS consiste en quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output, Curves).

4.3. Propriétés des matériaux utilisés

4.3.1. Paramètres du sol :

Tableau 4.1. Les propriétés du sol selon les rapports (ESTF et LNHC de Chlef).31

Paramètres	Nom	Unité	Remb Sup	Remb Inf	Argil Sup	Argil moy	Arg Inf
Poids volumique sec	γ_{unsat}	KN/m ³	17.6	17.2	17.8	15.9	18.2
poids volumique saturé	γ_{sat}	KN/m ³	20.1	20.1	21.0	19.5	21
Module d'Young	E_{ref}	KN/m ²	3770	3770	11.97 ^{E3}	11.97 ^{E3}	11.97 ^{E3}
Coefficient de Poisson	ν	/	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
Cohésion	C	KN/m ²	58.19	15.45	46.0	37.0	19.0
Angle de frottement	φ	(°)	10.83	24.3	17.87	19.47	24.89
Facteur de réduction	R_{inter}	/	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Angle de dilatance	Ψ	(°)	0	0	0	0	0

4.3.2. Paramètres des Colonnes ballastées

Les propriétés des colonnes ballastées sont prises de littérature (selon les données de Guerroui et Siouda, 2018).

Tableau 4.2.a. Paramètres des Colonnes ballastées

Paramètres	Nom	Unité	
Poids volumique sec	γ_{unsat}	KN/m ³	16
pois volumique saturé	γ_{sat}	KN/m ³	18
Module d'Young	E_{ref}	KN/m ²	30000
Coefficient de Poisson	ν	/	0.33
Cohésion	C	KN/m ²	1
Angle de frottement	ϕ	(°)	38
Facteur de réduction des efforts à l'interface	R_{inter}	/	0.5
Angle de dilatance	Ψ	(°)	0
Perméabilité horizontale	K_x	m/day	10^{-3}
Perméabilité Verticale	K_y	m/day	10^{-3}
Diamètre de la colonne	D	m	0.8
Longueur d'ancrage de colonne	L	m	10.0
Espacement entre colonne	E_s	m	2.1

4.3.3. Propriété du matelas de transfert de charge

Tableau 4.2.b Propriété du matelas de transfert de charge

	Nom	Unité	Matelas
Type de Model	Model	linéaire	-
Model de Comportement	Type	Non-poreux	-
Poids volumique sec	γ_{sa}	KN/m ³	22
Module d'Young	E_{ref}	KN/m ²	37.59 ^{e3}
Coefficient de Poisson	ν	/	0.33
Facteur de réduction	R_{inter}	/	0.5
Epaisseur	E_p	m	0.5

4.3.4. Propriété du Tuff

Tableau 4.2.c. Propriété du Tuff33

Paramètres	Nom	Unité	TUFF
Poids volumique sec	γ_{unsat}	KN/m ³	20
poids volumique saturé	γ_{sat}	KN/m ³	22
Module d'Young	E_{ref}	KN/m ²	22.0 10 ³
Coefficient de Poisson	ν	/	0.3
Cohésion	C	KN/m ²	22
Angle de frottement	ϕ	(°)	36
Facteur de réduction	R_{inter}	/	0.5
Angle de dilatance	Ψ	(°)	10

4.3.5. Propriété du Béton Bitumineux

Tableau4.2.d. Propriété du Béton Bitumineux33

Paramètres	Nom	Unité	
Poids volumique sec	γ_{unsat}	KN/m ³	25
poids volumique saturé	γ_{sat}	KN/m ³	25
Module d'Young	E_{ref}	KN/m ²	540 . 10 ³
Coefficient de Poisson	ν	/	0.35

4.3.6. Charge statique (Camion BC)33

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation, Disposition dans le sens transversal : nombre maximale de files que l'on peut disposer égale au nombre de voies de circulation.

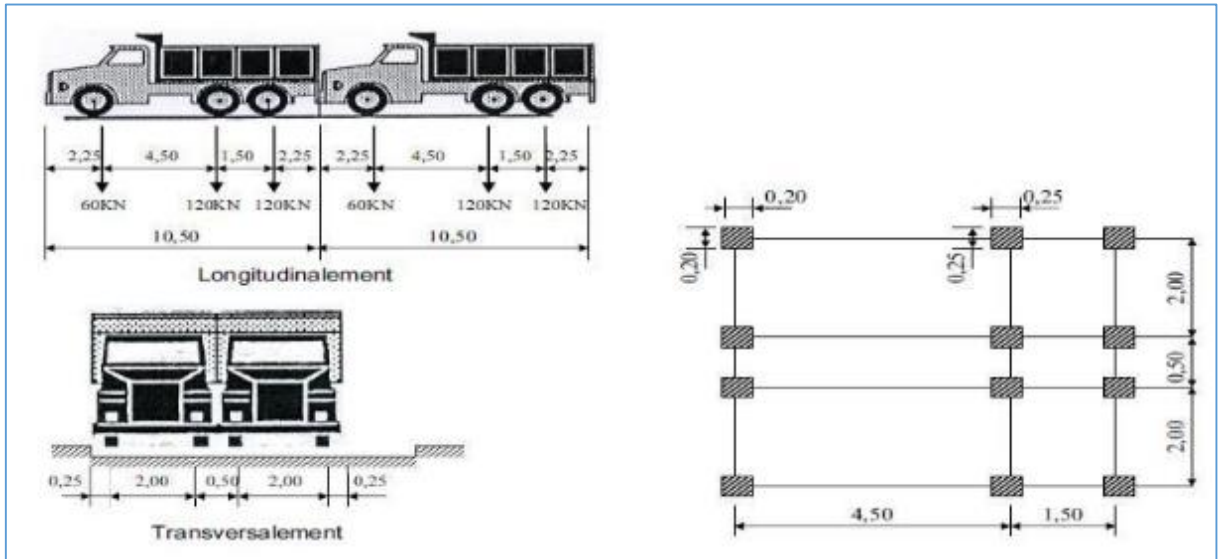


Figure 4.2. System Bc.34

4.3.7. Modèle numérique

La modélisation numérique est effectuée en conditions bidimensionnelles de déformations planes en utilisant le logiciel PLAXIS 2D (voir figure 4.3). Le maillage retenu comporte des éléments triangulaires à 15 nœuds dans le cas bidimensionnels. Le comportement est régi par le critère de Mohr-Coulomb.

Il est à noter que l'analyse sera effectuée en « plain strains » ou axisymetrie la figure montre les conditions aux limites. La limite verticale du modèle est fixée dans le sens horizontal mais libre au déplacement dans le sens vertical, à la base le modèle est supposé fixe dans les deux directions (horizontale et verticales).

La géométrie du modèle s'étend 25m horizontalement et 20.5m verticalement, ces limites étaient supposées suffisantes pour équilibrer le modèle.

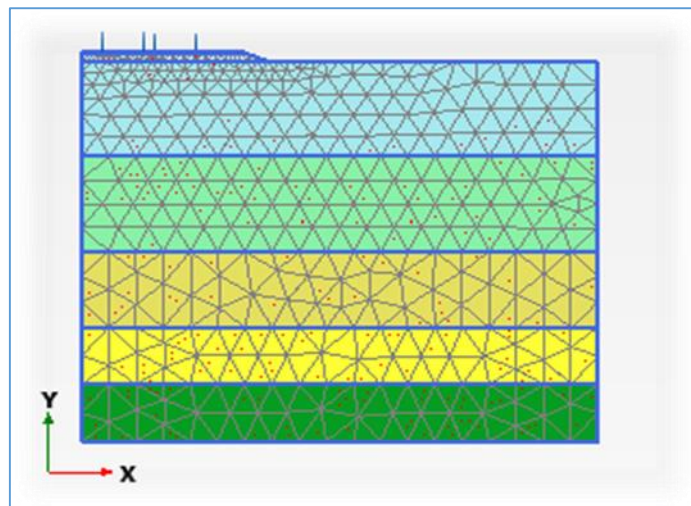


Figure 4.3. Maillage du Problème à étudier.34

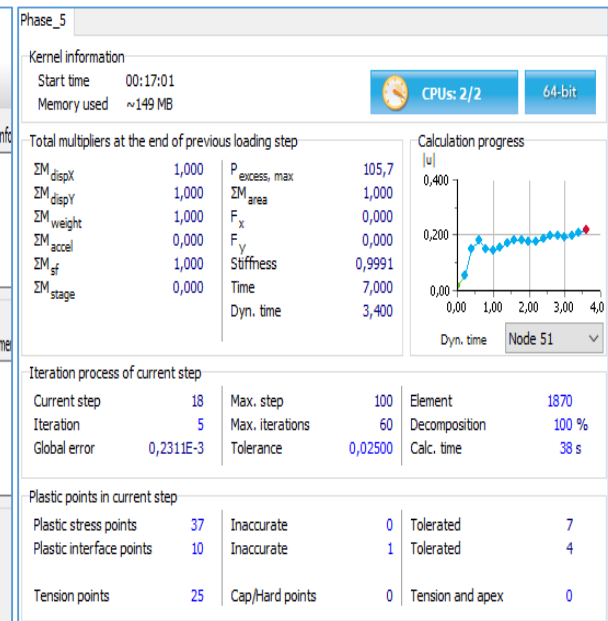
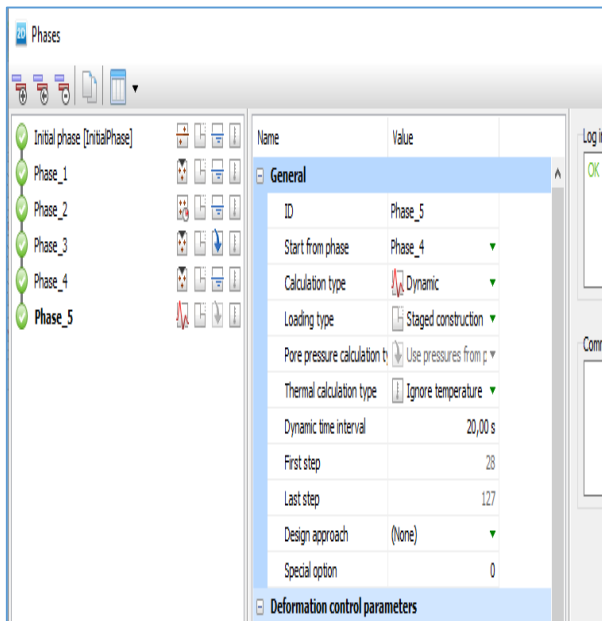


Figure 4.4. Fenêtre principale des étapes de calcul. 35 Figure 4.5. Fenêtre de Calcul.35

4.4 Résultats

4.4.1. Tassement verticale35

Dans cette partie nous avons montré l'effet de renforcement du sol par des colonnes ballastées de 1 jusqu'à 3 colonne et de les comparés par le cas de sans traitement (sans colonne).

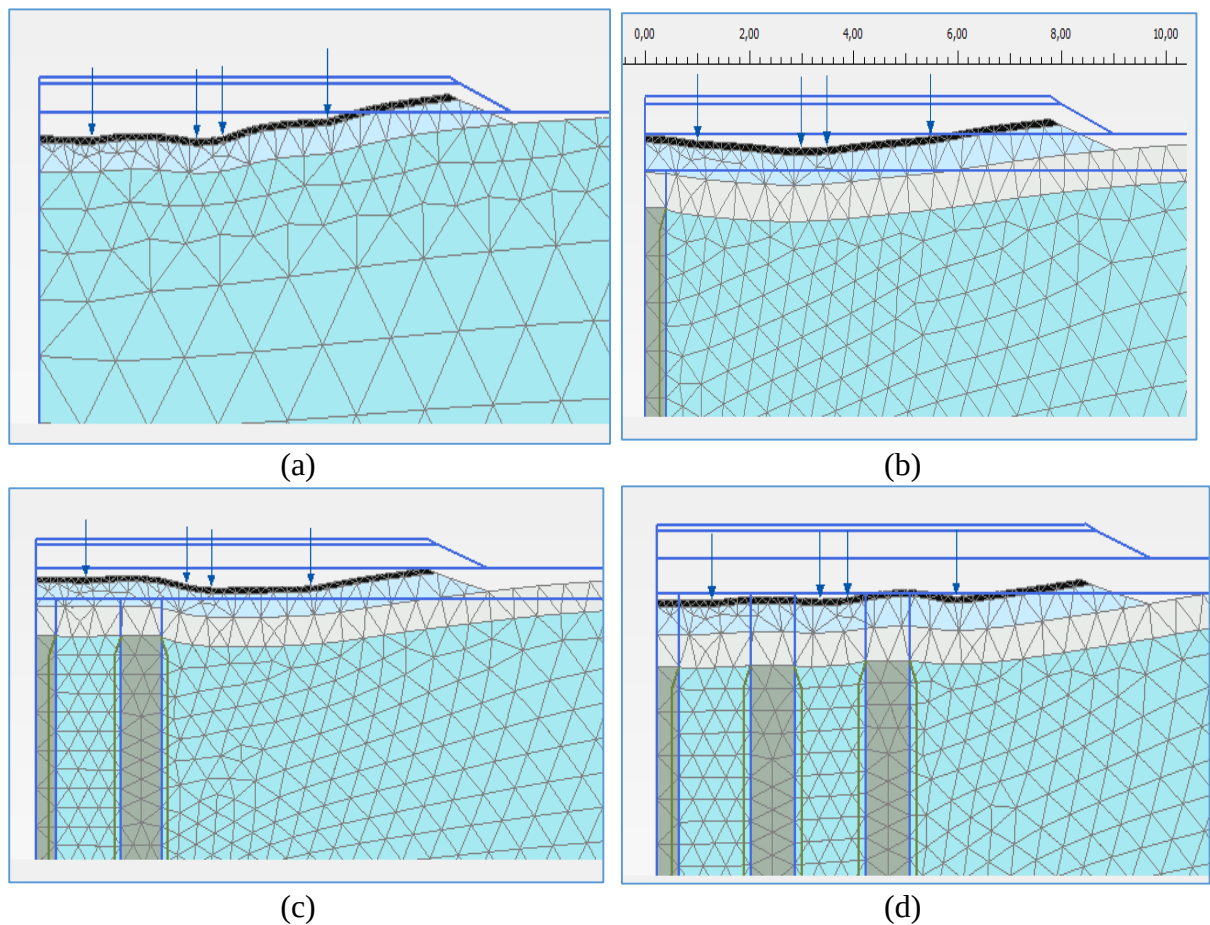


Figure 4.6. Tassement vertical : (a) Sans renforcement, (b,c et d) après renforcement.35

Tableau 4.4.1. Tassement verticale

	1 colonne	2 colonnes	3 colonnes
Tassement sans traitement (mm)	174		
Tassement après traitement (mm)	161,4	129,7	99,97

En remarque, que le sol sans traitement présente un tassement remarquable, mais lors de la mesure de l'implantation des colonnes, le tassement diminue d'une façon significative (7,24%, 25,45% et 42,54% respectivement).

4.4.2. Déplacement horizontal

En ce qui concerne le tassement horizontal, on voit que le sol sans traitement présente un déplacement de 21mm, mais chaque fois en augmentant le nombre de colonnes (renforcement), le déplacement diminue (3,33%, 21,33% et 36,38% respectivement)

Tableau 4.4.2. Déplacement horizontal

	1 colonne	2 colonnes	3 colonnes
Tassement sans traitement (mm)	21		
Tassement après traitement (mm)	20,3	16,52	13,36

4.4.3. Contraintes effectives

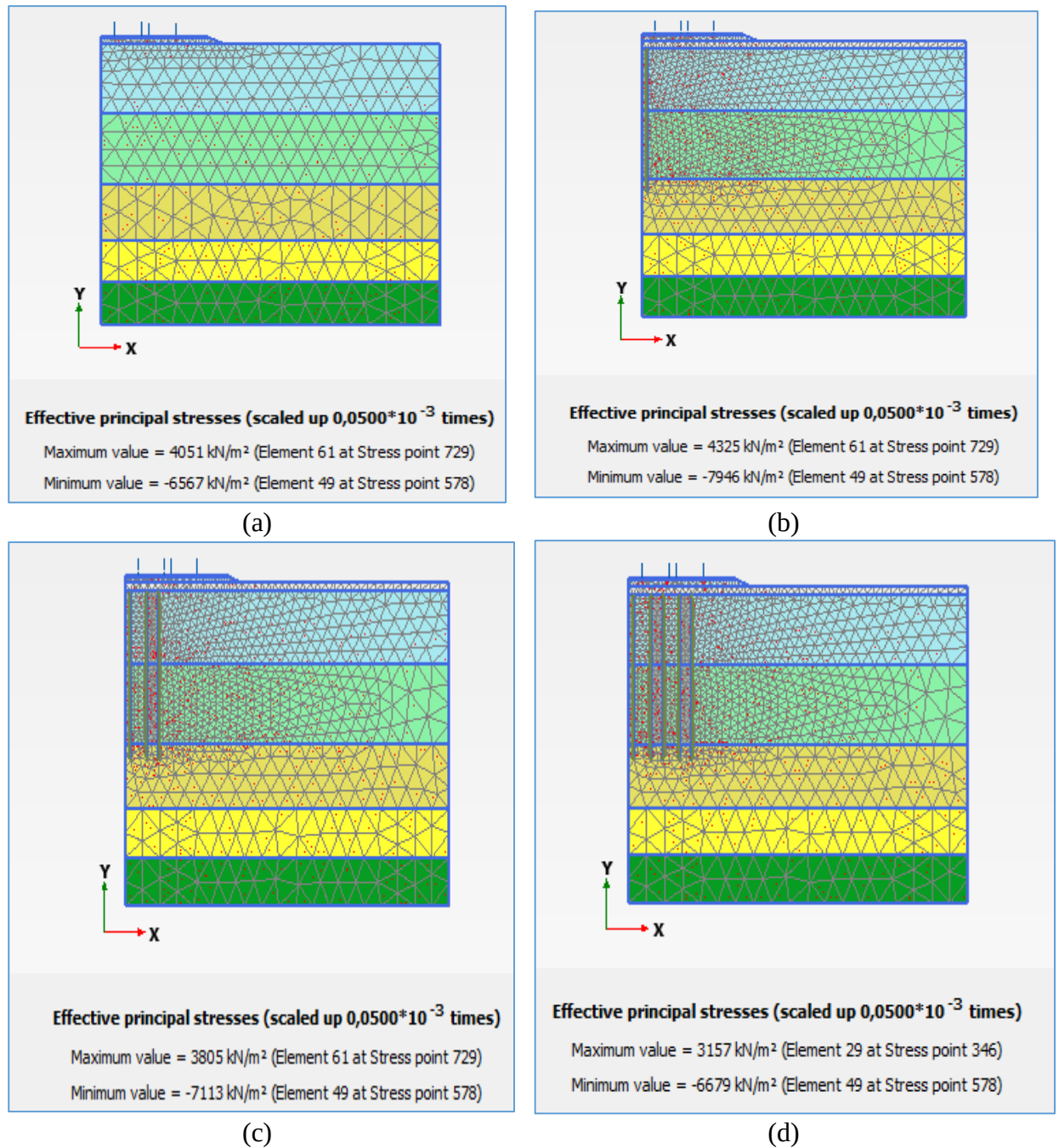


Figure 4.7. Variation de contrainte avant et après traitement.³⁷

En remarque que, après le traitement (renforcement) du sol, les contraintes dans le sol diminue. Le renforcement du sol permet d'améliorer ses propriétés mécaniques, de réduire les déformations et de mieux répartir les charges. Ces améliorations conduisent à une diminution des contraintes internes, rendant le sol plus stable et sûr pour les constructions qui y sont érigées.

4.4.4. Influence de variation du chargement sur le facteur β

Tableau 4.3. Valeurs des tassements sans et après traitement pour différents chargement.³⁸

CHARGES (kN)	Ssans (mm)	1COLON	β	2COLON	β	3COLON	β
20	41,62	40,58	1,0256	35,65	1,1675	26,29	1,5831
40	67,48	64,7	1,0430	52,25	1,2915	39,5	1,7084
60	93,72	88,84	1,0549	67	1,3988	53,5	1,7518
80	120,4	113	1,0655	88,77	1,3563	68,3	1,7628
100	147,1	137,2	1,0722	108,7	1,3533	84,19	1,7472
120	174	161,4	1,0781	129,7	1,3416	99,67	1,7458
140	201,3	185,6	1,0846	151,7	1,3270	119,6	1,6831
160	229,4	209,9	1,0929	172,7	1,3283	140	1,6386
180	258,4	234,3	1,1029	195	1,3251	158,1	1,6344
200	288,5	258,4	1,1165	217,5	1,3264	179	1,6117

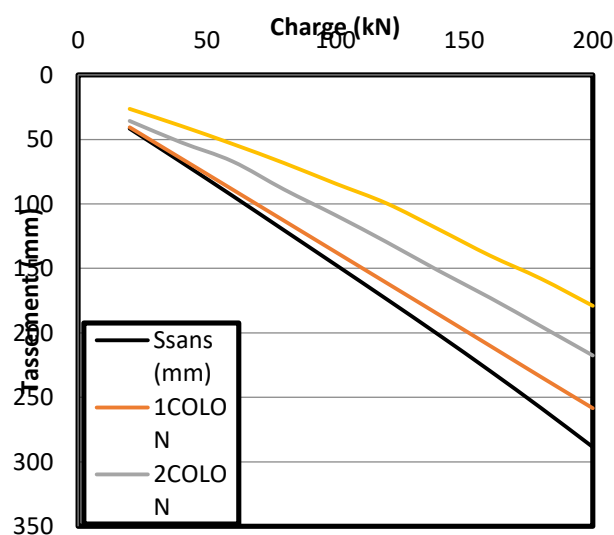


Figure 4.8. Courbes du tassement avant et après traitement.³⁸

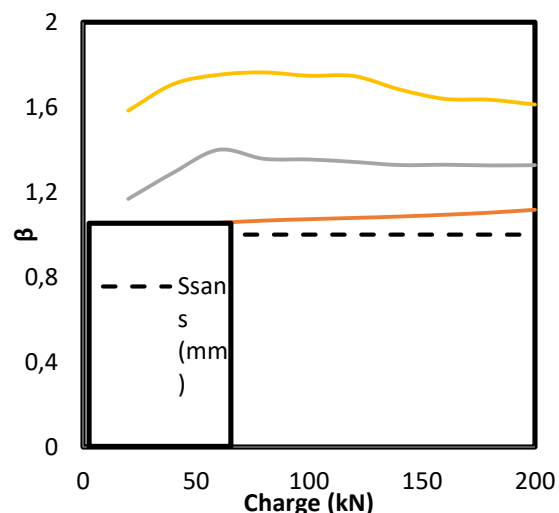


Figure 4.9. Courbes du facteur d'amélioration du sol β ³⁸

Les figures ci-dessus (4.8 et 4.9) montrent que chaque fois que le nombre de colonnes augmente, le sol devient plus amélioré par rapport à la variation des charges.

4.4.5. Moment, effort tranchant et effort normal³⁸

Dans cette partie, nous avons étudié la variation du moment, l'effort tranchant et effort normal dans la colonne N°1 par rapport à l'amélioration de 2 et 3 colonnes.

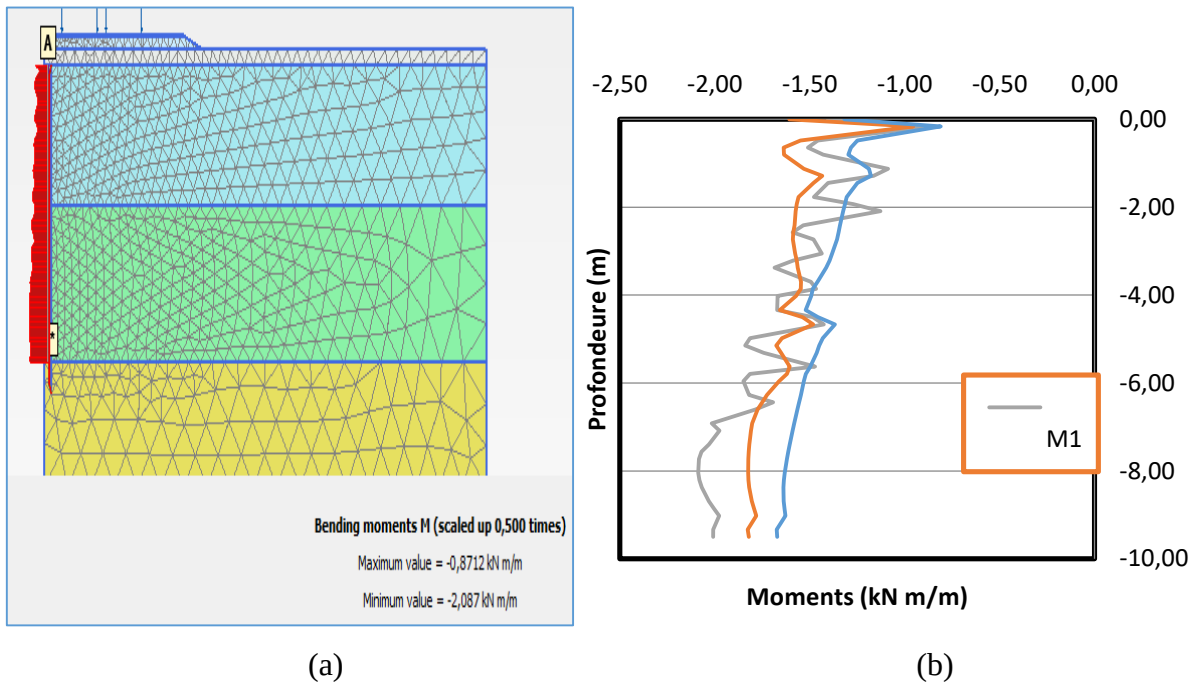


Figure 4.10. Variation du moment dans la colonne N°1 par rapport à l'amélioration de 2 et 3 colonnes. 39

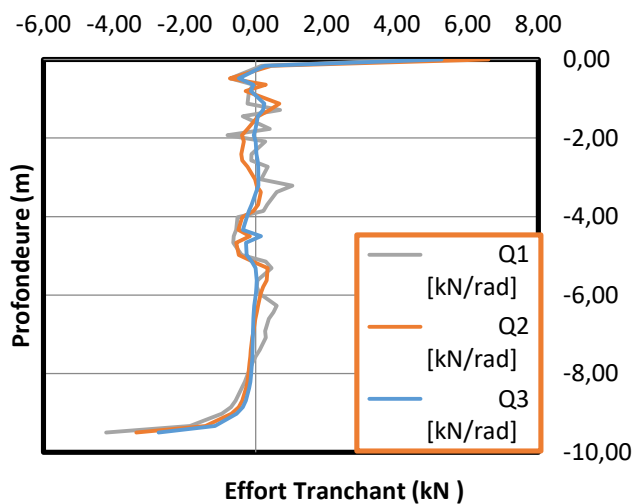


Figure 4.11. Variation d'effort tranchant dans la colonne N°1 par rapport à l'amélioration de 2 et 3 colonnes. 39

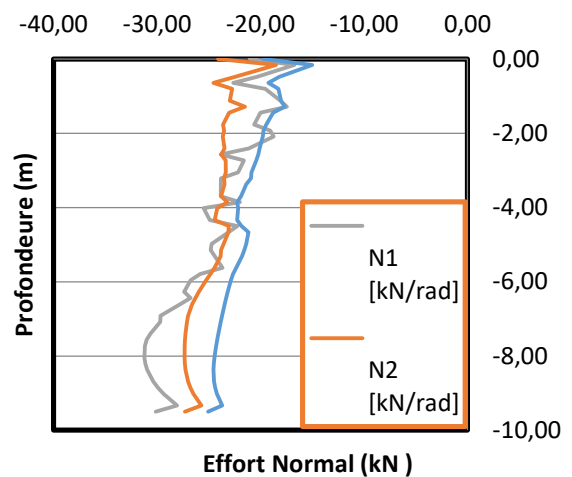


Figure 4.12. Variation d'effort normal dans la colonne N°1 par rapport à l'amélioration de 2 et 3 colonnes. 39

Ces figures (4.10,11 et 12) montre clairement que chaque fois en augmente le nombre des colonnes le moment, effort tranchant et effort normal diminue dans la colonne N°1.

En résumé, l'augmentation du nombre de colonnes dans une structure contribue à une répartition plus équilibrée des charges et des forces, réduisant les contraintes sur chaque colonne individuelle et améliorant ainsi la performance structurelle globale.

4.5. Détermination des actions sismique

4.5.1.Principes

Le séisme est traité comme une action accidentelle, cette dernière est déterminée Selon le règlement parasismique des ouvrages d'arts RPOA.

Dans le cas d'un calcul élastique, on utilise le spectre élastique défini. Les efforts ainsi obtenus sont directement utilisés pour dimensionner les sections. Dans Tous les cas, le tablier est dimensionné de façon ce qu'il reste élastique.

a) Classification de l'ouvrage :

Tableau 4.4 : Classification de l'ouvrage.40

Groupe d'usage	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

L'ouvrage étudié est un pont important : **Groupe2**

b) Classification des zones sismique :

- **Zone 0** : négligeable
- **Zone I** : faible
- **Zone IIa** : moyenne
- **Zone IIb** : élevée
- **Zone III** : très élevée

La zone de sismicité où est projeté l'ouvrage est classée en : **Zone III**

La région de Chlef est située dans la zone (III) de sismicité élevée, la conception et la réalisation des projets devront tenir en compte la sismicité de la région et au règlement parasismique algérien en vigueur (RAP 99 Version 2003)

c) Coefficient d'accélération de zone : Le coefficient d'accélération de zone A est défini en

fonction de la zone sismique et de l'importance du pont.

Tableau 4.5 : coefficient d'accélération de zone 'A'.40

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

On a : Groupe2 / Zone III donc $A=0.3$

d) Classification des sols :

L'ouvrage est implanté dans un sol argileux meuble donc 'S2' c'est le site considéré dans cette étude.

- Détermination des actions sismiques

- Spectre de réponse élastique

La méthode de calcul utilisé est la méthode dynamique spectrale de réponse exigée par le RPOA, Le spectre de réponse élastique constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique, les deux composantes horizontales et verticales sont considérées :

e) Composantes horizontales

Le spectre de réponse élastique **S_{ae}** pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (**T**) et du taux d'amortissement (**ζ**) de l'ouvrage par :

$$S_{ae}(T, \xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} AgS(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

g: Accélération de la pesanteur (**g=9,81m/s²**)

A : Coefficient d'accélération (**A=0,3**)

T₁, T₂ : période caractéristique associées à la catégorie de site (est donnée dans leTableau3).

ζ: Taux d'amortissement Pour le béton armé : **ζ = 5**

η : Facteur de correction de l'amortissement $\eta = \sqrt{\left(\frac{7}{2+\zeta}\right)}$

Tableau. 4.6: Valeurs de T₁, T₂ et S pour la composante horizontale(s). 41

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.20	0.20
T2	0.30	0.40	0.50	0.70
S	1	1.10	1.20	1.30

Catégorie de site S2 : $\begin{cases} T1 = 0.15 \\ T2 = 0.40 \\ T3 = 1.10 \end{cases}$

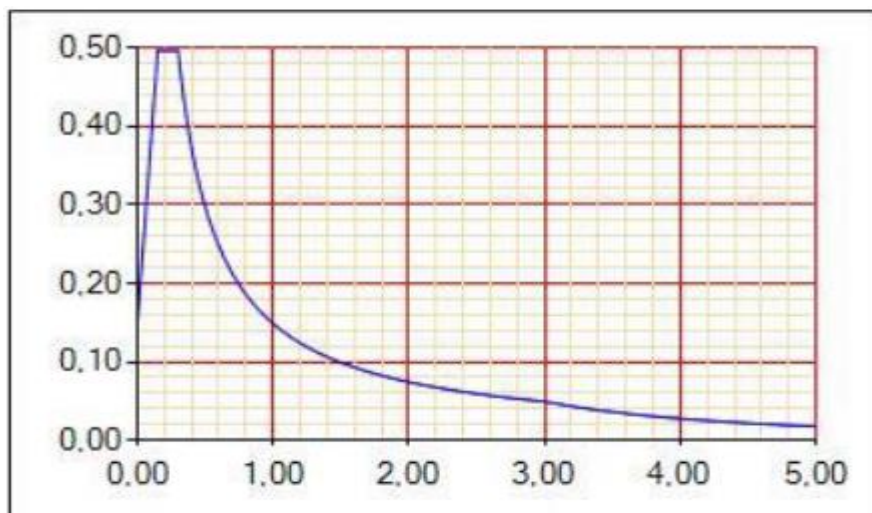


Figure 4.13 : Spectre de réponse élastique- composante horizontale- 5% d'amortissement.42

f) Composante verticale :

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donné en fonction de la période élastique (**T**) et du taux d'amortissement (**ζ**) de l'ouvrage par :

$$Sae^v(T, \zeta) \left(\frac{m}{s^2} \right) = \begin{cases} Ag\alpha \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta Ag\alpha & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta Ag\alpha \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta Ag\alpha \left(\frac{3T_2}{T} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$

g : Accélération de la pesanteur (**g=9,81m/s²**)

A : Coefficient d'accélération (**A=0,3**)

α : Coefficient qui tient compte de l'importance de la composantes verticale en zone de forte sismicité : **α= 0,7**(zone sismique III)

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Tableau.05)

ζ : Taux d'amortissement

η : Facteur de correction de l'amortissement $\eta = \sqrt{\left(\frac{7}{2+\zeta}\right)}$

Tableau 4.7: valeurs de T1, T2 pour la composante verticale. 42

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.20	0.20
T2	0.30	0.40	0.40	0.40

Catégorie de site S2 : T1= 0.15 / T2= 0.40

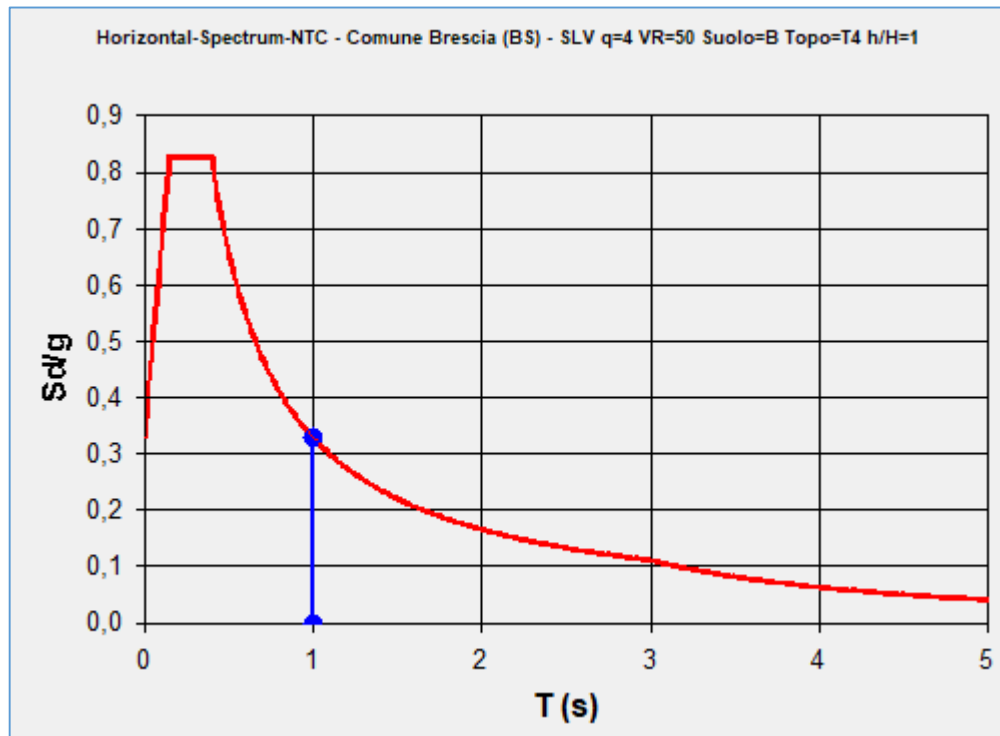
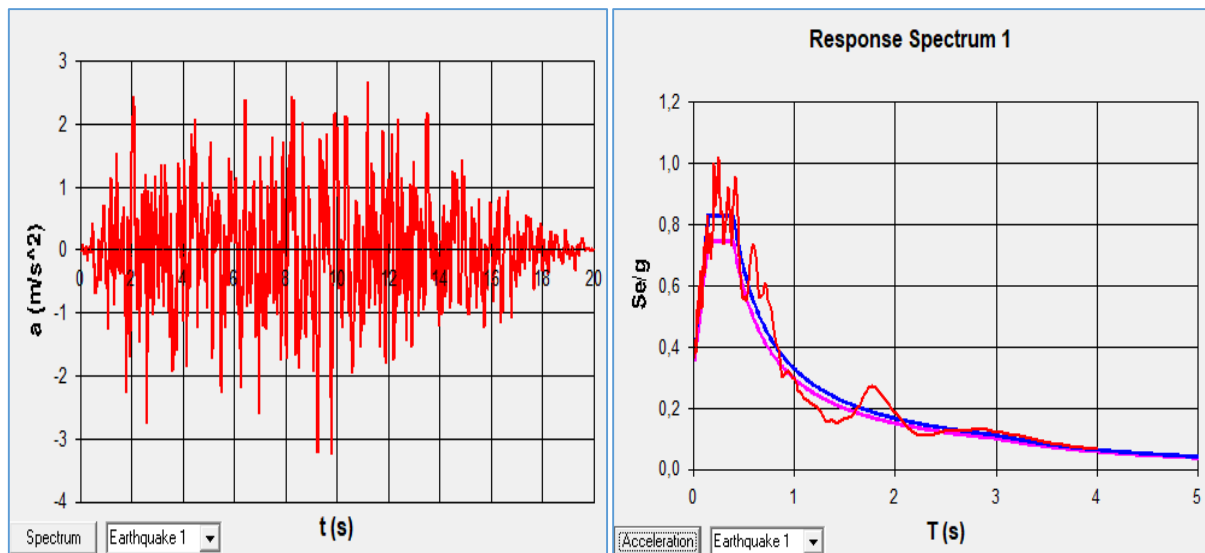


Figure 4.14. Spectre de réponse élastique- composante verticale- 5% d'amortissement. 43

4.5.2. Génération d'un séisme

Pour étudier la réponse des colonnes ballastées due au phénomène dynamique, un séisme est généré par le programme SIMQKE-GR version 2.7 (2012) (figure 4.15-a). Ce séisme est généré à partir du spectre de réponse (figure 4.14) qui a été réalisé à l'aide de RPOA.

Dans la figure 4.15-b, on compare le spectre réglementaire au spectre généré.



(a)

(b)

Figure 4.15. (a) séisme généré, (b) validation du séisme généré.43

4.6. Résultats

4.6.1. Tassement vertical

La figure ci-dessous montre clairement que le sol vient de se déformer plus que dans le cas de la charge statique ; plus de deux fois.

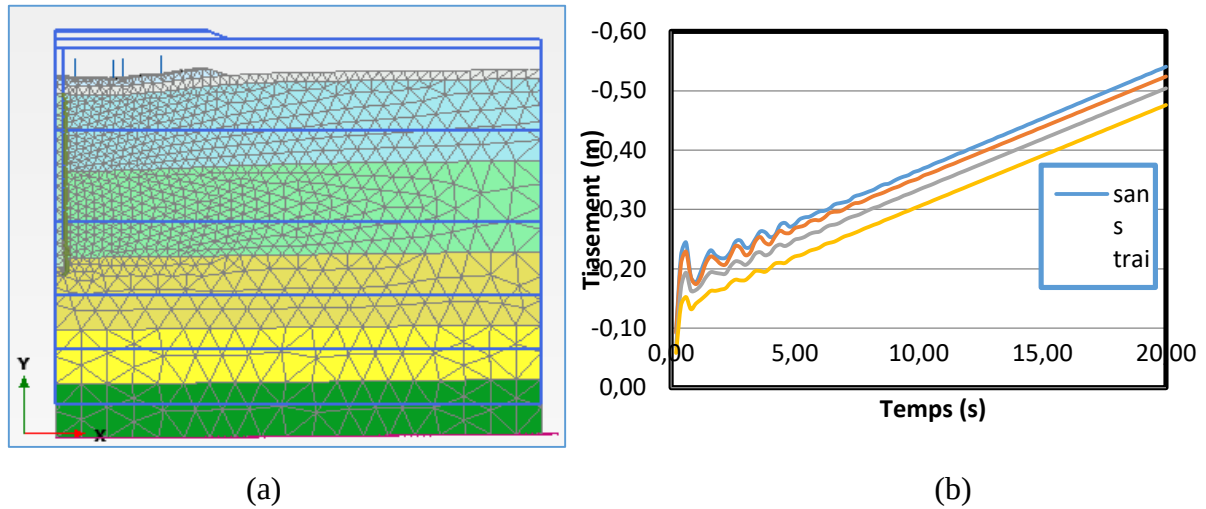


Figure 4.16. Effet de renforcement sur le tassement vertical.44

4.6.2. Moment, effort tranchant et effort normal

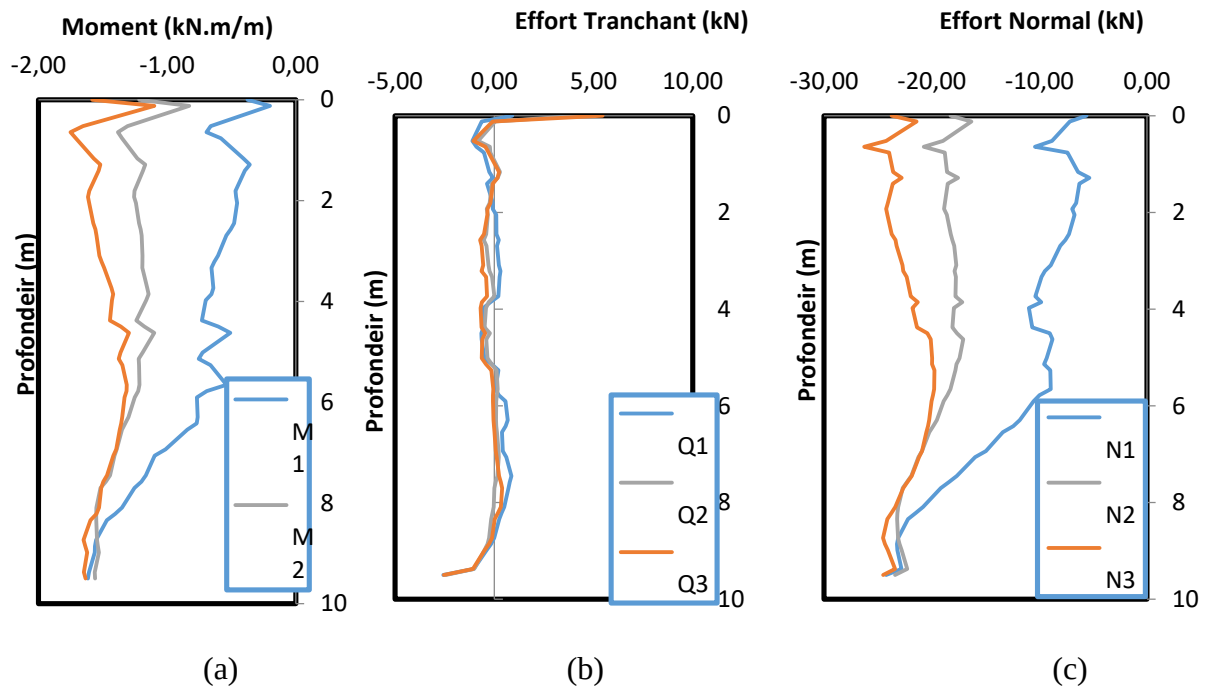


Figure 4.17. Variation du moment, effort tranchant et effort normal dans la colonne N° 1 par rapport aux colonnes 2 et 3.44

Conclusions

générale V:

Ces figures (4.17,a,b et c) montre clairement que chaque fois en augmente le nombre des colonnes le moment, effort tranchant et effort normal diminue dans la colonne N°1.

L'augmentation du nombre de colonnes dans une structure a plusieurs effets bénéfiques :

1. **Répartition des Charges** : Plus il y a de colonnes, mieux les charges sont réparties, ce qui réduit les charges individuelles supportées par chaque colonne.
2. **Réduction des Contraintes** :
 - **Moment** : La diminution des moments réduit la tendance des colonnes à fléchir, augmentant la stabilité de la structure.
 - **Effort Tranchant** : La réduction des efforts tranchants diminue les risques de rupture par cisaillement, augmentant la sécurité structurelle.
 - **Effort Normal** : La diminution des efforts normaux réduit le risque d'écrasement, augmentant la durabilité de la structure.
3. **Amélioration de la Stabilité et de la Durabilité** : En réduisant les contraintes sur chaque colonne individuelle, la structure devient plus stable et plus durable.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons analysé le problème à l'aide du logiciel Plaxis 2D. Au début, nous avons modélisé le sol tout seul (sans renforcement) et ensuite par renforcement à l'aide des colonnes ballastées (de 1 jusqu'à 3 colonnes).

Les analyses sont composées de 2 cas (charge statique du camion Bc selon RPOA) et du 2e cas par une charge dynamique (séisme généré par le spectre de calcul selon RPOA).

Les résultats sont mentionnés par des tableaux et des courbes (sans et avec renforcement) pour les cas de tassement vertical, horizontal, facteur d'amélioration du sol β , moment, effort tranchant et effort normal sur la colonne N° 1 par rapport aux colonnes 2 et 3.

Les résultats montrent l'avantage du renforcement, où l'amélioration par 3 colonnes diminue le risque d'effondrements.

Conclusions générale

Les sols 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 civiles et industrielles entraîne la nécessité de mettre en œuvre des techniques de renforcement des sols compressibles.

La recherche bibliographique nous a permis d'apercevoir la multitude et la variété des techniques d'améliorations et de renforcements des sols. Et que chacune d'entre elles se distingue par son mode de fonctionnement et son domaine d'application approprié.

Cette étude vise à explorer la modélisation numérique du problème de stabilité d'un remblai (Route National RN4) renforcé par des colonnes ballastées verticales, à travers cette étude nous pouvons recommander ce qui suit :

- *Le renforcement réduit les tassements verticaux et les déplacements horizontaux.*
- *Le renforcement (augmentation de nombre des colonnes) améliore la stabilité pour le cas de chargement statique (camion Bc)*
- *Dans le cas du chargement dynamique, on remarque que la stabilité est insuffisante, concerne le tassement vertical, et présence des forces supérieures (Moments et Efforts tranchants) au niveau de la tête et la base des Colonnes.*
- *D'après ces remarques, il faut (a) améliorer la rigidité des colonnes, (b) augmenter la longueur des colonnes.*
- **Les recommandations**

Ce thème est inédit et cette étude n'a pas touché tous les aspects. De ce fait, on peut élargir la recherche par les recommandations suivantes :

- Les conclusions tirées de cette étude paramétrique ne sont pas généralisables, même pour autres calculs du tassement de remblai sur sol compressible.
- Pour la modélisation, on propose de faire le même calcul avec un autre modèle de comportement.
- Réalisation d'autres modèles numériques avec différents paramètres du sol et avec une différente charge d'exploitation.
- Réalisation d'un modèle expérimental.

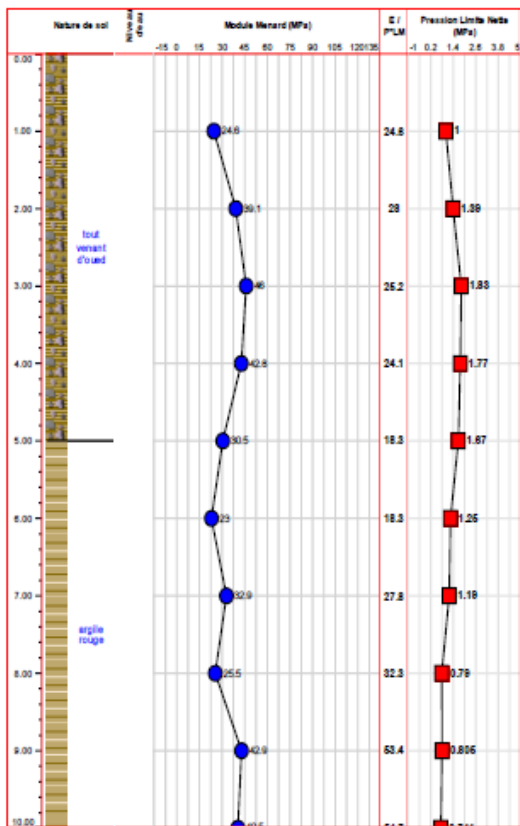
Références bibliographique :

- Appliquées, Rennes, France Fondations superficielles sur colonnes ballastées : comparaison des tassements mesurés et calculés.
- Casagrande, A. (1975). "Liquefaction and cyclic deformation of sands—a critical review." Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montréal, Canada.
- Castro, G., & Poulos, S. (1977). "Liquefaction of sand under cyclic loading." Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 103(6), 619-634.
- GUEFAIFIA LEMYA, B. H. (2020). TRAITEMENT ET RENFORCEMENT D'UN SOL FIN PAR DIFFERENTES TECHNIQUES D'AMELIORATION: ETUDE EXPERIMENTALE ET NUMERIQUE.
- Guelma, Algeria CONTRIBUTION TO THE STUDY OF SOIL STABILIZED BY BALLAST COLUMNS
- Hazen, A. (1918). "The rupture of the Calaveras Dam." Transactions of the American Society of Civil Engineers, 81, 138-209.
- Messaouda BOUTAHIR BORN BENCHEIKH 1, Assia AIDOU, Fatima Zohra
- Mirech, A. (2013). UTILISATION DES GEOSYNTHETIQUES EN GEOTECHNIQUE ROUTIERE.
- Mounir Bouassida (2016) Rational design of foundations on soil reinforced by columns.
- Numerical analysis on load-settlement response of reinforced granular blanket over ordinary stone column Gupta, Sathe, Sharma 2022 Int. J. Appl. Sci. Eng.
- *Investigation of the spatial distribution of installation effects around stone columns with an electrical needle; Gautray¹, Laue², Springman³ 2013 ICPMG 2014 – Physical Modelling in Geotechnics*
- *Souad Benahchilif, Djawad Zendagui, Salah Bouguerba. Etude fiabiliste de la liquéfaction du sol. Rencontres Universitaires de Génie Civil, May 2015, Bayonne, France. <hal-01167740>*
- Bouassida, M. (2016). Rational design of foundations on soil reinforced by columns. *Innovative Infrastructure Solutions*, 1, 1-7. <https://doi.org/10.1007/s41062-016-0038-3>.

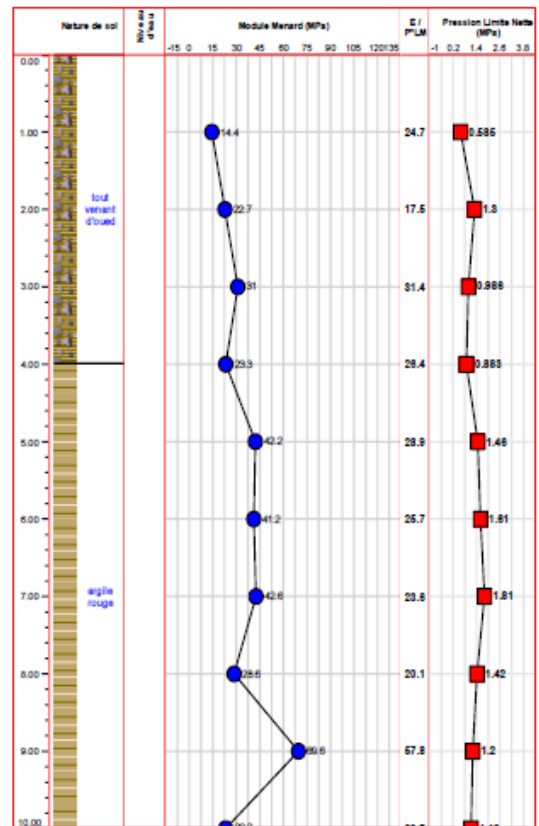
- Juran, I., & Guermazi, A. (1988). *Settlement Response of Soft Soils Reinforced by Compacted Sand Columns*. *Journal of Geotechnical Engineering*, 114(8), 930–943. doi:10.1061/(asce)0733-9410(1988)114:8(930)
- REFFAS Brahim(2012) ÉTUDE DE COMPORTEMENT DES COLONNES BALLASTÉES SOUMISES Á UN CHARGEMENT EXCENTRÉ ,Université El Hadj Lakhdar BATNA
- S. LAMBERT Keller Fondations Spéciale Entzheim, FranceD. RANGEARD Institut National des Sciences
- Zemouli Samira (2021-2022). AMELIORATION DES SOLS.
- [Guide technique AFPS \(2012\). Procédés d’amélioration et de renforcement de sols sous actions sismiques – Presse de Pont, Paris, 231 pages .](#)
- BENAMARA University 8 May 1945, Laboratory of Civil and Hydraulic Engineering (LGCH),
- [NF EN 1997-1 Calcul géotechnique – règles générales – Section 2 méthode observationnelle \(juin 2005\) .](#)
- GUEFAIFIA Lamia & BENRDJEM Hiba (sep2020) .TRAITEMENT ET RENFORCEMENT D’UN SOL FIN PAR DIFFERENTES TECHNIQUES D’AMELIORATION :ETUDE EXPERIMENTALE ET NUMERIQUE.

Annexe

A/ SETS (Société d'étude technique de Sétif)



SP 03



SP 04

SP 03				
N°	Profondeurs (m)	Module pressiométrique (E) en MPa	Pression limite (PL) en MPa	E / PL
1	1.00	24.6	1.00	24.6
2	2.00	39.1	1.39	28.0
3	3.00	46.0	1.83	25.2
4	4.00	42.8	1.77	24.1
5	5.00	30.5	1.67	18.3
6	6.00	23.0	1.25	18.3
7	7.00	32.9	1.19	27.8
8	8.00	25.5	0.79	32.3
9	9.00	42.9	0.80	53.4
10	10.00	40.5	0.74	54.7
SP 04				
N°	Profondeurs (m)	Module pressiométrique (E) en MPa	Pression limite (PL) en MPa	E / PL
1	1.00	14.4	0.59	24.7
2	2.00	22.7	1.30	17.5
3	3.00	31.0	0.99	31.4
4	4.00	23.3	0.88	26.4
5	5.00	42.2	1.46	28.9
6	6.00	41.2	1.61	25.7
7	7.00	42.6	1.81	23.6
8	8.00	28.6	1.42	20.1
9	9.00	69.6	1.20	57.8
10	10.00	23.2	1.12	20.7

Tableau 04: Résultats d'essai préssiométriques.

Projet : Lot n°01 étude technique et géotechnique d'aménagement du carrefour en trémie reliant HAY MEDDAHI -RN04

Client : DTP CHLEF

Lieu :

N° Dossier : 05-19-001

Sondage : ST-04

Profondeur : 03.00 - 10.00 m

Date Essai : 30/01/2019

Température étuve : 105° °C

Nature Sol : Argile

Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux

Méthode par étuvage (NF P94-050)

N°Echant	01	02					
Poids total humide (g)	158.08	158.98					
Poids total sec (g)	135.82	137.39					
Poids de la tare (g)	31.93	34.94					
Poids d'eau	22,26	21,59					
Poids du sol sec (g)	103,89	102,45					
Teneur en eau (%)	21,43	21,07					
Weau (%)	21,25						

Détermination de la Masse Volumique des sols fins

Méthode par immersion dans l'eau (NF P94-053)

N°Echant						
Poids total sans paraffine (g)						
Poids total avec paraffine (g)						
Poids total dans l'eau (g)						
Volume brute (cm³)						
Volume de la paraffine (cm³)						
Volume net (cm³)						
Masse volumique (g/cm³)						
γ_h (g/cm³)						
γ_d (g/cm³)						
Sr (%)						

B/ LNHC de Chlef



Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction

UNITE CHLEF



Sondage N°: SC2

ETUDE : REALISATION D'UNE TREMIE CHLEF

LEU : HAY MEDDAHI CHLEF

CLIENT : SAHLE KTF BENZAAMIA

DATE DEBUT :

PROFONDEUR TOTALE : 20 ML

B-OUT DE FORAGE :

DATE FIN :

COORDONNEES : X= Y=

TYPE FORAGE :

NIVEAU NAPPE : /m

Z=

TYPE DE MACHINE :

Prof (m)	Récupération	S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Carottier	Ex. Sane	Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION	Ce Bar	Φu (°)	Wn %	γd Tse %	Ip %	Class LPC	Type Rec
1,0																
2,0																
3,0																
4,0																
5,0																
6,0																
7,0																
8,0																
9,0																
10,0																
11,0																
12,0																
13,0							13,00									
14,0							13,50									
15,0							14,20									
16,0							15,00									
17,0							16,00									
18,0							16,50									
19,0							19,20									
20,0							19,50									
21,0							20,00									

SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Norme : NF P 94-110

Projet : REALISATION D'UNE TREMIE HAY MEDDAHI

Date : 11/05/2023

Lieu : CHLEF

Volumé de la sonde (cm³) : 505

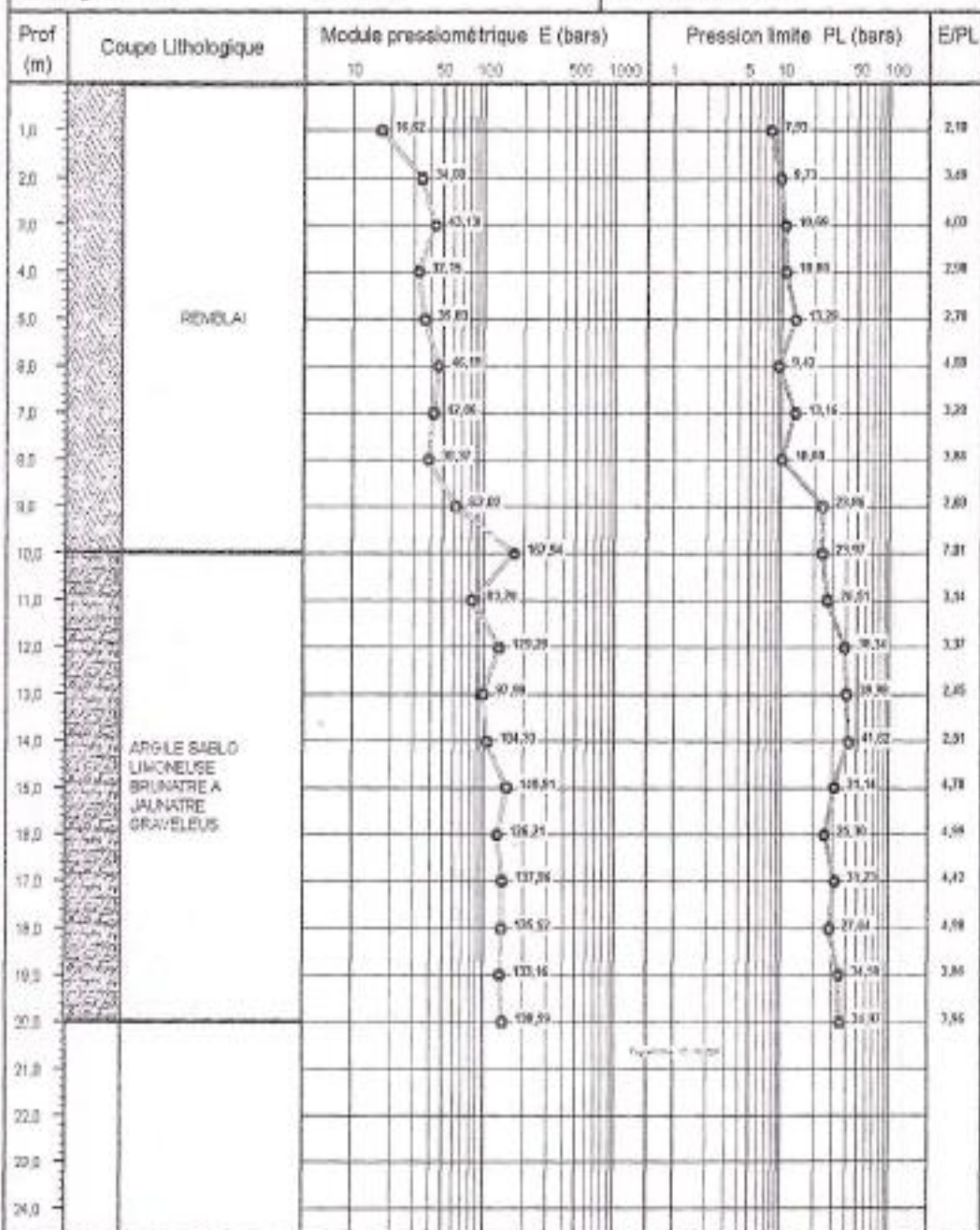
Client : SARL ETP BENZAAMIA

Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1

Sondage N° : SP 2

Type d'appareil :

Profondeur nappes / TN (m) :



Projet:

REALISATION D'UNE TREMIERIE HAY MEDDAHI-CHLEF

sondage:

SC02

profondeur:

13,00-13,50

G

98

Echantillons	I		II		III		IV		V		VI		VII	
N° Tare	48	100	101	71	42	11	204	61	5	165	202	187	22	154
P.H + Tare (g)	44,3	40,5	40,5	50,7	45,1	42,9	44,7	47,5	66,4	72,4	80,1	76,2	82,0	70,2
P.S + Tare (g)	38,9	36,1	36,1	44,3	40,1	38,1	39,4	41,8	60,7	65,8	72,2	69,0	74,8	63,8
P. Tare (g)	14,7	16,1	16,1	14,7	17,2	16,8	15,6	16,6	16,0	16,4	15,6	15,5	16,5	15,1
P. Eau (g)	5,4	4,4	4,4	6,4	5,0	4,8	5,3	5,7	5,7	6,8	7,9	7,2	7,4	6,4
P. Sol sec (g)	24,2	20,0	20,0	29,6	22,9	21,3	23,8	25,2	44,7	49,2	56,6	53,5	59,1	48,7
Teneur en eau (%)	22,3	22,0	22,0	21,6	21,8	22,5	22,3	22,8	12,8	13,8	14,0	13,5	12,7	13,1
Moyenne	22,2		21,6		22,2		22,4		13,3		13,7		12,9	
PH + Paraffine (g)	436,6		404,8		447,3		450,7		488,4		504,3		476,4	
Poids humide (g)	430,5		399,3		442,8		445,9		482,4		499,6		470,9	
Poids paraffine (g)	6,1		5,5		4,4		4,8		6,0		4,7		5,5	
P. Maté, dans l'eau (g)	220,8		205,7		227,9		229,3		260,7		264,1		251,8	
Volume brut (cm ³)	215,8		199,1		219,4		221,4		227,7		240,2		224,6	
Volume paraffine (cm ³)	6,8		6,1		4,9		5,3		6,7		5,2		6,1	
Volume net (cm ³)	209,0		193,0		214,4		216,1		221,0		235,0		218,5	
Densité humide gh (t/m ³)	2,06		2,07		2,07		2,06		2,18		2,13		2,16	
Teneur en eau (%)	22,2		21,8		22,2		22,4		13,3		13,7		12,9	
Densité sèche gd (t/m ³)	1,69		1,70		1,69		1,69		1,93		1,87		1,91	
MOYENNE														
Nombre d'échantillons	Wn (%)		γ_s (t/m ³)		Ws (%)		Sr (%)		γ_b (t/m ³)					
Calculer (I+II+III+IV+V+VI+VII)	18,4		1,78		19,2		96		2,10					

Projet:

REALISATION D'UNE TREMIERIE HAY MEDDAHI-CHLEF

sondage:

SC02

profondeur:

15,20-15,80

G

98

Echantillons	I		II		III		IV		V		VI		VII	
N° Tare	141	21	76	188	176	160	70	79	110	114	113	107		
P.H + Tare (g)	42,4	47,6	49,6	49,1	52,6	40,9	50,4	49,1	76,2	84,0	80,3	79,7		
P.S + Tare (g)	36,3	40,8	42,2	41,5	44,7	35,5	44,8	41,7	68,4	73,8	70,6	69,4		
P. Tare (g)	15,1	16,5	15,5	15,0	15,4	16,3	16,3	14,7	14,4	16,6	16,5	16,5		
P. Eau (g)	6,1	6,8	7,4	7,6	7,8	5,4	5,6	7,4	8,8	10,2	9,7	9,3		
P. Sol sec (g)	21,2	24,3	26,7	26,5	29,3	19,2	28,5	27,0	52,0	56,2	55,1	53,9		
Teneur en eau (%)	28,8	28,0	27,7	28,7	26,6	28,1	19,6	27,4	16,9	17,5	17,6	17,3		
Moyenne	28,4		28,2		27,4		23,5		17,2		17,4			
PH + Paraffine (g)	394,2		499,0		436,2		492,8		455,7		407,3			
Poids humide (g)	392,5		490,6		432,6		488,5		418,3		394,7			
Poids paraffine (g)	1,7		48,4		3,8		4,3		37,4		12,6			
P. Maté, dans l'eau (g)	192,8		219,2		215,4		245,3		297,5		205,3			
Volume brut (cm3)	201,4		279,8		220,8		247,5		158,2		202,0			
Volume paraffine (cm3)	1,9		53,8		4,0		4,8		41,6		14,0			
Volume net (cm3)	199,5		228,0		216,8		242,7		116,6		188,0			
Densité humide gh (t/m3)	1,97		1,99		2,00		2,01		3,59		2,10			
Teneur en eau (%)	28,4		28,2		27,4		23,5		17,2		17,4			
Densité sèche gd (t/m3)	1,53		1,56		1,57		1,53		3,06		1,79			
	MOYENNE													
Nombre d'échantillons	Wn (%)		γ_d (t/m ³)		Ws (%)		Sr (%)		γ_b (t/m ³)					
Calculer (I+II+III+IV+V+VI+ VII)	20,3		1,59		25,9		76		1,95					

Projet:
sondage:
profondeur:

REALISATION D'UNE TREMIE HAY MEDDAHI-CHLEF
SC02
19,20-19,60

G 98

Echantillons	I		II		III		IV		V		VI		VII	
N° Tare	49	83	40	133	136	177	166	51	48	46	75	118	189	31
P.H + Tare (g)	45,3	75,7	54,7	56,8	75,8	63,7	64,7	57,0	72,2	80,6	78,4	77,8	82,0	77,7
P.S + Tare (g)	41,5	67,7	49,5	51,7	68,6	57,4	58,3	52,0	63,6	71,5	68,0	67,8	73,7	68,3
P. Tare (g)	14,4	14,9	16,4	16,2	17,6	16,2	14,9	14,6	14,7	15,6	14,7	16,0	16,0	16,0
P. Eau (g)	3,8	8,0	5,2	5,1	7,2	6,3	6,4	5,0	8,6	9,1	10,4	10,0	8,3	9,4
P. Sol sec (g)	27,1	52,8	33,1	35,5	51,0	41,2	43,4	37,4	48,9	55,9	53,3	51,8	57,7	52,3
Teneur en eau (%)	14,0	15,2	15,7	14,4	14,1	15,3	14,7	13,4	17,6	16,3	19,5	19,3	14,4	18,0
Moyenne	14,6		15,0		14,7		14,1		16,9		19,4		16,2	
PH + Paraffine (g)	472,0		510,2		461,6		480,5		473,3		419,6		471,9	
Poids humide (g)	461,2		499,9		450,6		473,8		466,7		414,6		462,8	
Poids paraffine (g)	10,8		10,3		11,0		6,7		6,6		5,0		9,1	
P. Maté, dans l'eau (g)	248,5		269,6		243,9		257,7		235,8		200,2		229,5	
Volume brut (cm3)	223,5		240,6		217,7		222,8		237,5		219,4		242,4	
Volume paraffine (cm3)	12,0		11,4		12,2		7,4		7,3		5,6		10,1	
Volume net (cm3)	211,5		229,2		205,5		215,4		230,2		213,8		232,3	
Densité humide gh (t/m3)	2,18		2,18		2,19		2,20		2,03		1,94		1,99	
Teneur en eau (%)	14,6		15,0		14,7		14,1		16,9		19,4		16,2	
Densité sèche gd (t/m3)	1,90		1,90		1,91		1,93		1,73		1,62		1,71	
	MOYENNE													
Nombre d'échantillons	Wn (%)		γ_d (t/m ³)		Ws (%)		Sr (%)		γ_h (t/m ³)					
évaluation (I+II+III+IV+V+VI+ VII)	15,8		1,82		18,1		88		2,10					



ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE Selon NF P94-071-1

Etude : REALISATION D'UNE TREMIE A HAY MED Date essai : 30/05/2023

Dossier N° : G98

N° Sond : S2

Prof : 13.00/13.50

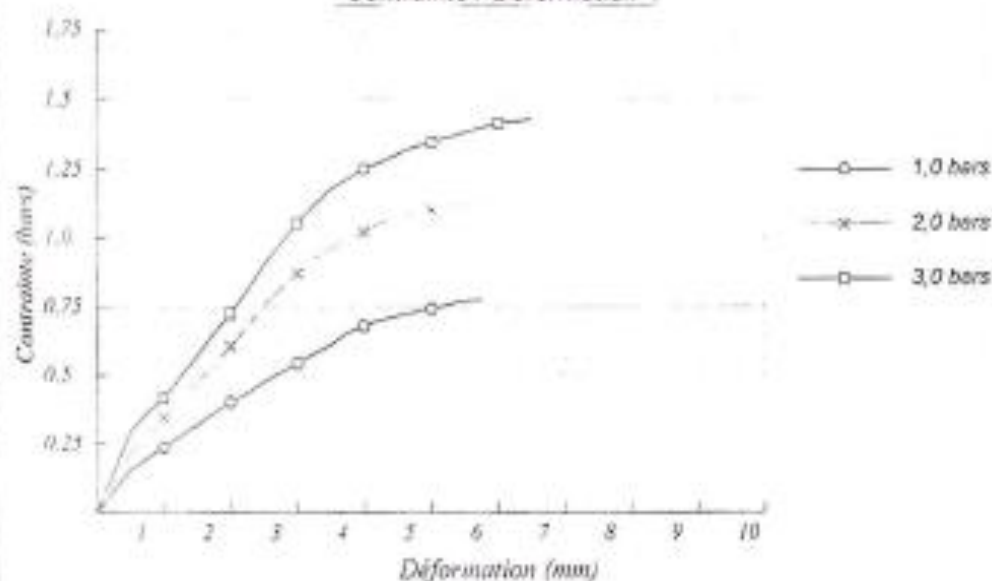
Nature sol :

Type d'essai : UU

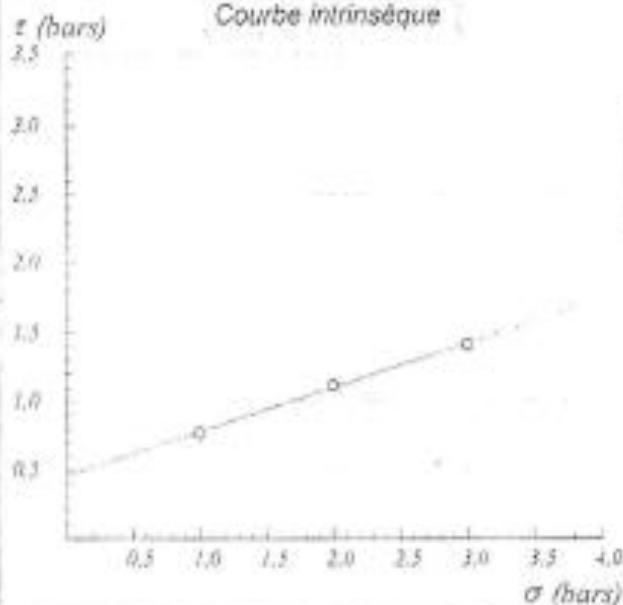
Vitesse de cisaillement : 1 mm/min

Opérateur : OTSMANE HAKIM

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,46 bars

Frottement = 17,85 degrés

$\sigma_1 = 1,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_1 = 0,77$

$\sigma_2 = 2,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_2 = 1,12$

$\sigma_3 = 3,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_3 = 1,42$

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon NF P94-071-1

Etude : REALISATION D'UNE TREMIE A HAY MED Date essai : 30/05/2023

Dossier N° : G98

N° Sand : S2

Prof : 15.20/15.60

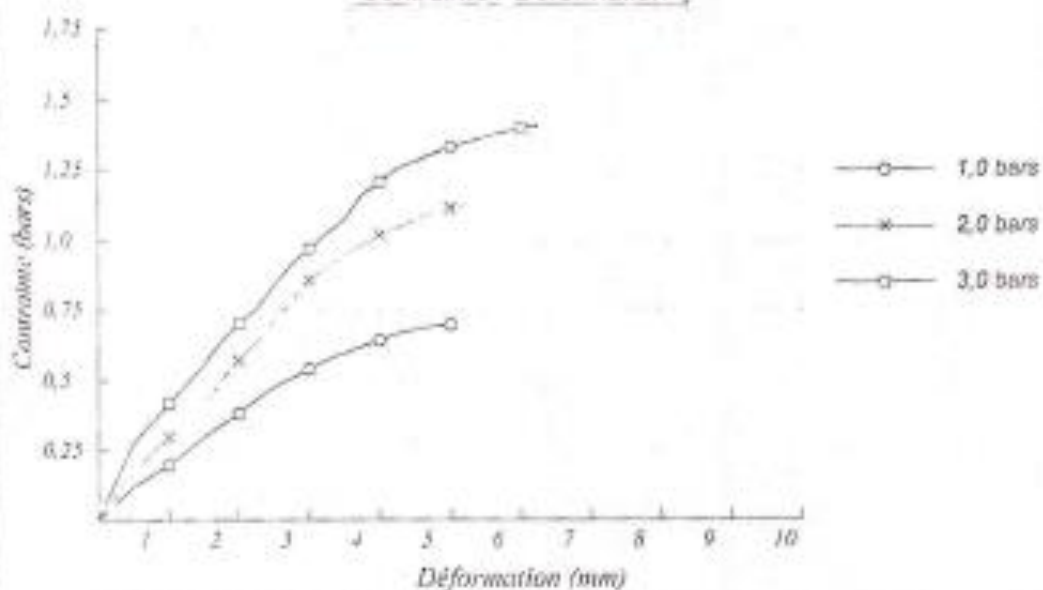
Nature sol :

Type d'essai : UU

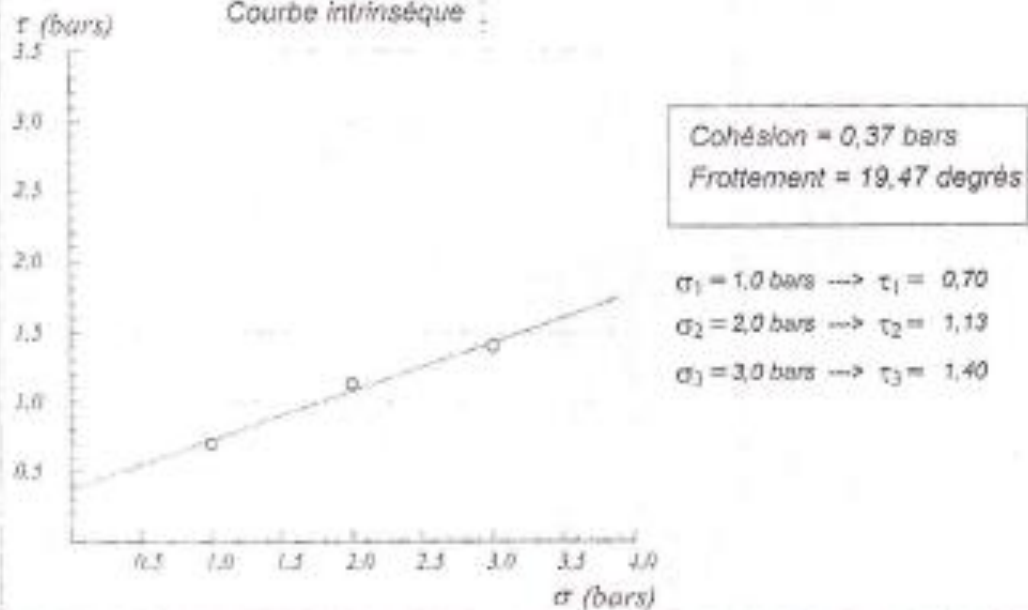
Vitesse de cisaillement : 1 mm/min

Opérateur : OTSMANE HAKIM

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



DIRECTION REGIONALE OUEST

UNITE CHLEF
Structure Technique

CHLEF LE : 31/05/2023

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS D'ESSAIS

Intitulé du projet		REALISATION D'UNE TREMIE À HAY MEDDAHI - W.CHLEF							
Sondage / Puits		SC02							
Profondeur (m)		13.00-13.50		15.20-15.60		16.00-16.50		19.20-19.60	
Densité sèche	$\gamma_s (t/m^3)$	1.78		1.99				1.82	
Teneur en eau pondérale	W (%)	18.4		20.3				15.8	
Degré de saturation	Sr (%)	96		78				88	
Densité humide	$\gamma_h (t/m^3)$	2.10		1.95				2.10	
Granulométrie	5 mm	99.3		96.2				100	
	2 mm	97.8		93.9				100	
	0.08 mm	88.23		78.80				28.83	
Sédimentométrie	20 μm	79.9		64.2				21.9	
	2 μm	47.9		35.7				8.2	
Limites d'Atterberg	W _L (%)	50.81		48.72				28.48	
	I _p	25.44		24.44				9.88	
	W _p (%)	25.37		24.28				18.6	
Bleu méthylène	VBS								
ÉQUIVALENT DE SABLE	E.S								
Poids spécifique	$\gamma_s (t/m^3)$								
Résultats œdométriques	P _e (Bar)	2.90						0.71	
	$\bar{C}_t$ (%)	20.5						7.1	
	C _g (%)	7.6						0.3	
Perméabilité	K (cm/s)								
Courbe de consolidation	E								
	C _v (cm ² /s)								
Gonflement Libre	GL (Bar)								
Références Proctor	$\gamma_{d max}$ (t/m ³)								
	W _{opt} (%)								
Indice C.B.R à 95 % de l'OPM	I _{CBR} (%)								
Résistance à la compression	R.C (Bar)					139.5			
Cisaillement rectiligne ou Triaxial	Type d'essai	UU	CD	UU	CD	UU	CD	UU	CD
	$\bar{C}$ (bar)	0.46		0.37				0.19	
	φ (°)	17.85		19.47				24.89	

LE RESPONSABLE DU LABORATOIRE

