

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
جامعة العربي بن مهيدي أم البواقي

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE LARBI BEN M'HIDI OUM EL BOUAGHI



Faculté des sciences et sciences appliquées.

Département : Génie Civil.

Spécialité : Génie civil.

Option : Matériaux de construction.

THESE

Présentée en vue de l'obtention du diplôme de DOCTORAT

Présenté par : **SOUADEUK Anouar**

Encadré par : **Pr BOUDAUD Zeineddine**

**Etude paramétrique des remblais sur sols compressibles.
Comparaison entre différentes méthodes de calculs.**

Fiabilité des logiciels d'étude.

Soutenu le 23/10/2022 devant le jury composé de:

Pr. FERHOUNE Noureddine (Président) Université Larbi Ben M'hidi-Oum El Bouaghi.

Pr. BOUDAUD Zeineddine (rapporteur) Université Larbi Ben M'hidi-Oum El Bouaghi.

Pr. BAROUEL Ahmed (Examineur) Université Mentouri Constantine 1.

Dr. MOKRANI Larbi (Examineur) Université de Sétif 1.

La version numérique



Avant-propos

Dédicaces

Louange à Dieu tout puissant, qui m'a permis de voir ce jour tant attendu.

Je dédie cette thèse : A mon cher frère **Souadeuk Sofian** avec qui j'ai passé des moments d'enfance inoubliables, en gage de ma profonde estime pour l'aide que tu m'as apportée. Tu m'as soutenu, réconforté et encouragé. Puissent nos liens fraternels se consolider et se pérenniser encore plus.

A ma très chère mère **Razika Mariche**, mon très cher père **Souadeuk Lamri** ; autant de phrases aussi expressives soient-elles ne sauraient montrer le degré d'amour et d'affection que j'éprouve pour vous. Vous m'avez comblé de votre tendresse et affection tout au long de mon parcours. Vous n'avez cessé de me soutenir et de m'encourager durant toutes les années de mes études, Vous avez toujours été présents à mes côtés pour me consoler quand il fallait. En ce jour mémorable, pour moi ainsi que pour vous, recevez ce travail en signe de ma vive reconnaissance et de ma profonde estime. Puisse le tout puissant vous donner santé, bonheur et longue vie afin que je puisse vous combler à mon tour.

A ma seconde famille constituée du **Pr Zeineddine Boudaoud** et **Pr Ferhoune Nouredinne**, les professeurs de génie civil de l'université de Oum El Boughi ainsi que mes collègues **Ali atmani** et **Adel Boulebd** et notamment mes frères **Dr Arrar Salah** et **Dr Selman Djefal** et **Dr Oualid Allioui** sans oublier tous les ingénieurs du laboratoire.

Remerciements

Ce travail a été réalisé au département de Génie Civil de l'Université d'Oum El Bouaghi, dans le Laboratoire pédagogique de Génie Civil, sous la direction de monsieur **Zeineddine Boudaoud**, Professeur à l'université d'Oum El Bouaghi, qu'il trouve ici l'expression de ma profonde reconnaissance pour ses nombreux conseils, ses encouragements, pour la confiance qu'il m'a accordée durant toutes les étapes de cette thèse et son soutien infaillible.

Je tiens à remercier très vivement monsieur **Ferhouné Noureddine**, Professeur à l'Université d'Oum El Bouaghi d'avoir accepté de juger ce travail et de présider le jury. J'exprime également mes vifs remerciements à Monsieur **Barouel Ahmed**, Professeur à l'Université de Constantine, Monsieur **Mokrani Larbi**, Maître de conférence à l'Université de Sétif 1, pour avoir accepté d'être examinateurs de cette thèse.

Je désire également remercier affectueusement les sociétés de LNHC de SEKIKDA et LHNC de OUM EL BOUAGHI, LTPS de COSTANTINE et de SETIF, ENTEC de COSTANTINE, LTPE de Sétif pour leur aide et leur contribution dans l'aboutissement de ce travail.

Le 23 /10/2022

Aïn Beïda, O.E.B

*Tables
De
Matières*

Sommaire

INTRODUCTION	XIX
LISTE DE PUBLICATIONS ET DES CONFERENCES	XXII
<i>Chapitre 01</i>	<i>24</i>
ÉTAT DE L'ART	24
1.1. Introduction	24
1.2. Problème posé par la construction des remblais sur sols compressibles	24
1.2.1. Problèmes de stabilité	24
1.2.2. Problèmes de déformation	26
1.2.3. Effort sur les ouvrages.....	28
1.2.4. Écoulement des eaux.....	28
1.3. Méthodes courantes de construction du remblai sur sols compressibles	29
1.4. Stabilisation du sol compressible par les colonnes CSV	30
1.4.1. Les types des colonnes de CSV.....	30
1.4.2. La méthode d'installation.....	31
1.5. LES LOIS DE COMPORETEMENT	32
1.5.1. Le comportement des matériaux géosynthétiques	32
1.5.2. Le comportement des sables	35
1.5.3. Le comportement des sols compressibles	36
1.5.4. Les comportements des sols gonflants.....	38
1.6. Conclusion.....	39
<i>Chapitre 02</i>	<i>42</i>
LA PARTIE EXPERIMENTALE	42
2.1. Introduction	42
2.2. Matériaux et dispositif expérimentales	42
2.2.1. Les matériaux.....	42
2.2.2. Dispositif expérimental.....	46
2.3. Essais expérimentaux.....	53
2.4. Les résultats expérimentaux.....	54
2.5. Conclusion.....	58

<i>Chapitre 03</i>	60
LES PLANS D'EXPERIENCES	60
3.1. Introduction	60
3.2. Les Plans d'expériences.....	60
3.2.1. Notion d'espace expérimental	60
3.2.2. Les types des plans d'expériences	63
3.2.3. Les plans factoriels complets	64
3.3. L'outil informatique Mini tab 19	66
3.4. Les résultats de DOE	69
3.4.1. La cohésion effective	69
3.4.2. L'angle de frottement effectif	73
3.4.3. Le module E_{50}	76
3.5. Conclusion.....	79
<i>Chapitre 04</i>	81
LA PARTIE NUMERIQUE.....	81
4.1. Introduction	81
4.2. Les logiciels de modélisation	81
4.3. La comparaison entre FLAC et PLAXIS	81
4.4. PLAXIS 3D	84
4.5. Modèle numérique (remblais sur sols compressibles).....	85
4.5.1. Les conditions aux limites.....	87
4.5.2. Les phases des calculs.....	88
4.5.3. Les modèles de comportement	91
4.5.4. Les paramètres des matériaux	92
4.6. Étude paramétrique	92
4.7. Les résultats	94
4.7.1. Comparaisons entre les différentes combinaisons des colonnes	94
4.7.2. Comparaisons entres les modèles de comportement avec deux comportements (drainé et non drainé).....	99
4.7.3. L'effet de C_{ce} et φ' et e	103
4.8. Conclusion.....	105
CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES.....	108

*Liste des
Figures et des
tableaux*

Liste des figures

Figure 1.1. Rupture par poinçonnement [7], [9].	25
Figure 1.2. Coupe de la rupture du remblai de Pornic [9], [10].	25
Figure 1.3. La rupture par glissement avec fissuration du remblai [7].	26
Figure 1.4. La rupture par glissement sans fissuration du remblai [11].	26
Figure 1.5 Remblai de la Dives sur l'autoroute A13 (Rouen-Caen, France) [9].	26
Figure 1.6. Schéma du tassement et des déplacements latéraux du sol de fondation [12].	27
Figure 1.7. Remblai de SAINT-ANDRÉ-DE-CUBZAC [10].	27
Figure 1.8. Déformation d'une structure sous l'effet de sollicitation horizontale de pieux par une couche d'argile molle.	28
Figure 1.9. Exemple sur l'écoulement des eaux [13].	29
Figure 1.10 Les méthodes courantes de constructions des remblais sur sols compressibles [15].	30
Figure 1.11. La colonne de CSV de type B. [16] [17]	30
Figure 1.12. a) Le processus d'installation ; b) la tarière exposée pendant le transport des matériaux (Courtesy : Bauer construction company) [16] [17].	31
Figure 1.13. La méthode d'installation des colonnes CSV[18].	32
Figure 1.14 Le comportement élastique linéaire [23].	33
Figure 1.15 L'élasticité non linéaire [23].	34
Figure 1.16 Surface d'état limite [24].	35
Figure 1.17 Projection dans le plan (P' , q) [24].	35
Figure 1.18 Élastoplasticité avec écrouissage positif et négatif [23].	36
Figure 1.19 Le principe de comportement élastoplastique [25].	36
Figure 1.20 Surface de charges elliptique[11].	38
Figure 1.21 Les surfaces de la charge de modèle BExM, (a) dans le plan p-s, (b) dans l'espace p-q-s [26] .	39
Figure 2.1 Sable, ciment, sol compressible et fibre PP.	42
Figure 2.2 Le glissement de terrain après le séisme du 7 Août 2020 (MILA) [27].	43
Figure 2.3. La carrière de sable (OUAD ZHOUR, SKIKDA).	44
Figure 2.4 Les courbes granulométries des sols (sol compressible et sable).	45
Figure 2.5 La cellule triaxiale [28].	47
Figure 2.6: Ensemble du dispositif triaxial utilisé.	47
Figure 2.7 L'essai triaxial non consolidé et non drainé (UU) [29].	49
Figure 2.8 L'essai triaxial consolidé et non drainé (CU) [29].	50
Figure 2.9 L'essai consolidé et drainé (CD) [29].	50
Figure 2.10 La phase de pré-saturation [30].	51
Figure 2.11 Préparation des échantillons.	52
Figure 2.12 La variation de Déviateur-Déformation axiale de sol compressible.	54

Figure 2.13: la variation de q - ε des éprouvettes (QSC=75%, QS=20% et QC=5%), avec différentes CP.....	55
Figure 2.14 : la variation de q - ε des éprouvettes (QSC=75%, QS=17.5% et QC=7.5%), avec différentes CP.	55
Figure 2.15 : la variation de q - ε des éprouvettes (QSC=50%, QS=40% et QC=10%), avec différentes CP...56	56
Figure 2.16 : la variation de q - ε des éprouvettes (QSC=50%, QS=35% et QC=15%), avec différentes CP...56	56
Figure 2.17 La variation de l'angle de frottement effectif en fonction de la quantité de fibres PP%.	57
Figure 2.18 la variation de cohésion effective en fonction de la quantité de fibres PP%.	57
Figure 3.1: Fissuration des pierres poreuses.	60
Figure 3.2 La borne inférieure (niveau bas) est notée par -1 et la borne supérieure (niveau haut) est notée +1. Le domaine de variation du facteur est constitué de toutes les valeurs comprises entre le niveau bas et niveau haut (Domaine du facteur) [49].	61
Figure 3.3 L'espace expérimental [49].	61
Figure 3.4 Point expérimental [49].	62
Figure 3.5 Les points expérimentaux sont disposés dans le domaine d'étude défini par l'expérimentateur [49].	62
Figure 3.6 Les réponses associées aux points du domaine d'étude forment la surface de réponse. Les quelques réponses mesurées aux points du plan d'expériences permettent de calculer l'équation de la surface de réponses [49].	63
Figure 3.7 Les meilleurs emplacements des points expérimentaux sont les sommets du domaine d'étude lorsque le modèle postulé est du premier degré [49].	64
Figure 3.8 Dans le plan moyen du facteur 2, l'effet du facteur 1 est la variation de la réponse entre le centre du domaine d'étude et le niveau haut du facteur 1 [49].	66
Figure 3.9 L'illustration d'une interaction [51].	66
Figure 3.10 Créer un plan factoriel dans Mini tab 19.	67
Figure 3.11 Définir les facteurs.	68
Figure 3.12 Analyser un plan factoriel.	69
Figure 3.13 Diagramme de Pareto des effets de réponse de cohésion effective.	71
Figure 3.14 Courbes iso réponse de cohésion effective en fonction des différents facteurs.	72
Figure 3.15 Diagramme de Pareto des effets de réponse l'angle de frottement effectif.	74
Figure 3.16 Courbes iso réponse de l'angle de frottement effectif en fonction des différents facteurs.	75
Figure 3.17 Diagramme de Pareto des effets de E_{50}	77
Figure 3.18 Courbes iso réponse de l'angle de E_{50}	78
Figure 4.1 Le projet après la réalisation [57].	84
Figure 4.2 L'analyse de Projet par PLAXIS 3D [57].	85
Figure 4.3 Remblai sur sols compressibles (2D).	85
Figure 4.4 Remblai sur sols compressibles (3D).	86
Figure 4.5 Remblai sur sols compressibles renforcé par les colonnes CSV (3D).	86
Figure 4.6 Le maillage de model.	87
Figure 4.7 Les conditions aux limites [58].	88
Figure 4.8 La phase initial.	89

Figure 4.9 La phase 01.	89
Figure 4.10 La phase 02.	89
Figure 4.11 La phase 03.	90
Figure 4.12 La phase 04.	90
Figure 4.13 Le phase 05.	90
Figure 4.14 les modèles de comportement [59].	91
Figure 4.15. Schéma d'étude comparative entre les modèles de comportement.	93
Figure 4.16 U_x (model renforcé par CSV)	95
Figure 4.17 U_y (model renforcé par CSV)	95
Figure 4.18 U_z (model renforcé par CSV).	95
Figure 4.19 C_f (model renforcé par CSV).	95
Figure 4.20 la distribution de déplacement des sols sans renforcement (direction X).	96
Figure 4.21 la distribution de déplacement des sols sans renforcement (direction Y).	96
Figure 4.22 la distribution de déplacement des sols sans renforcement (direction z).	96
Figure 4.23 la distribution de déplacement des sols avec renforcement (direction X).	97
Figure 4.24 la distribution de déplacement des sols avec renforcement (direction Y).	97
Figure 4.25 la distribution de déplacement des sols avec renforcement (direction Z).	97
Figure 4.26. Tassement de consolidation déterminer par PLAXIS.	102

Liste des tableaux

Tableau 1.1 Les paramètres nécessaires au SSM.....	37
Tableau 2.1 Les caractéristiques de sol compressible.....	43
Tableau 2.2 Les caractéristiques de sable.....	44
Tableau 2.3 Les caractéristiques techniques de la fibre polypropylène.....	45
Tableau 2.4 Les caractéristiques chimiques de ciments portland composé cpj-CEM II /A 42.5	46
Tableau 2.5 Les éléments de l'appareil triaxial.....	47
Tableau 2.6 Les combinaisons des matériaux des CSV.....	53
Tableau 2.7 : Résumé des résultats des essais triaxiaux de la présente étude.....	54
Tableau 3.1 Plan d'expériences et résultats expérimentaux [49].....	65
Tableau 3.2 les paramètres de la réponse C8-C10.....	68
Tableau 4.1 synthèse générale entre les différents programmes de modélisation (FLAC et PLAXIS) [55]. ..	82
Tableau 4.2 les modèles de comportement pour chaque type de sols.....	91
Tableau 4.3 Les paramètres des matériaux.....	92
Tableau 4.4 les résultats des différentes combinaisons de CSV.....	94
Tableau 4.5 Les résultats numériques (Le sol de remblai modélisé par MC).....	100
Tableau 4.6 Les résultats numériques (le sol de remblai modélisé par HSM).....	101
Tableau 4.7 Le tassement de consolidation [70].....	101
Tableau 4.8 Les tassements de consolidation des sols sous le remblai par la méthode analytique.....	102
Tableau 4.9 l'effet de paramètre de compressibilité.....	104
Tableau 4.10 Étude paramétrique de l'angle de frottement effectif.....	104
Tableau 4.11 Étude paramétrique de l'angle de l'indice des vides.....	104

Liste des Abréviations

Listes des Acronymes et Symboles

Acronymes	
C'	La cohésion effective.
φ'	L'angle de frottement effectif.
E_{50}	Module de plasticité.
F	Facteur de sécurité.
C_u	Coefficient d'uniformité
W	Teneur en eau.
S_r	Degré de saturation.
γ_d	Poids volumique du sol sec.
γ_s	Poids volumique du sol saturé.
γ	Poids volumique total du sol.
γ'	Poids volumique du sol déjaugé.
e	Indice des vides.
Cc	Coefficient de courbure.
Ip	Indice de plasticité.
W_L	Limite de liquidité
V_L	La valeur du bleu méthylène.
W_L	Limite de liquidité.

Symboles	
CSV	Les colonnes de sable-ciment.
QSC	La quantité de sol compressible %.
QS	La quantité de sable %.
QC	La quantité de ciment %.
QF	La quantité de fibre polypropylène %.
Fibre PP	Fibre polypropylène.
DOE	Les plans d'expérience.
T1 ; T2	Type1 ; Type2
F0 ; F0,5 ; F1	Fibres PP 0% ; Fibres PP 0,5% ; Fibres PP 1%

Résumé

ملخص:

الردميات على التربة الضعيفة متنوعة حسب طبيعتها وخصائصها، دراسة تجريبية ورقمية من أجل فهم سلوك (الاستقرار الميكانيكي، والانضغاطية) لهذا نوع من المنشآت الجيوتقنية أصبح جد ضروري. تهدف هذه الدراسة من أجل تقديم إرشادات علمية حول استخدام نماذج السلوك الأنسب للدراسة سلوك التربة الانضغاطية.

تحقيقا لهذه الغاية أجرينا دراسة رقمية باستخدام برنامج PLAXIS 3D لدراسة ردم تم إنشاءه فوق تربة انضغاطية، أشارت نتائج الدراسة الرقمية أن تغيير نماذج السلوك لتربة الردم (MC, HSM) تعطي تأثيرا غير معتبر على النتائج. من جهة أخرى، تغيير نماذج السلوك لتربة الأساس -الانضغاطية- (MC, SSM, HSM) أعطت تأثيرا ملحوظا على النتائج، حيث يعطي نموذج السلوك (MC) دائما أضعف النتائج، ومن ناحية أخرى يعطي النموذج (HSM) أعلى النتائج بالمقارنة مع النماذج الأخرى. وإضافة لما سبق ويهدف المقارنة بين نماذج السلوك في الحالتين (مع وجود أو عدم وجود الماء) أظهرت النتائج زيادة كبيرة في إزاحة التربة نحو الأسفل وهذا في حالة عدم وجود الماء، ويرجع ذلك إلى الانخفاض الكبير في مقاومة القص للتربة. أحسن معيار لدراسة سلوك لتربة الانضغاطية هو (Soft Soil Model)، وأخيرا وجدنا تدعيم التربة الضعيفة حسن من مستوى هبوط التربة وبالإضافة إلى تحسن معامل السلامة.

كلمات مفتاحية: تقوية التربة، تجارب الضغط الثلاثي، برنامج PLAXIS 3D، تحليل بطريقة التصميم التجارب، أعمدة الرمل والإسمنت.

Résumé :

Les remblais sur sols compressibles sont divers en fonction de leur nature et de leurs caractéristiques, à cet effet, une étude expérimentale et numérique sur les comportements (stabilité mécanique et compressibilité) de ce genre d'ouvrages géotechniques nous paraît plus que nécessaire. Cette étude a pour but de proposer une orientation scientifique sur l'utilisation des différents modèles de comportement de sol pour l'étude des remblais sur sols compressibles.

Dans ce but, nous avons mené une analyse numérique utilisant PLAXIS 3D pour faire une étude paramétrique sur le remblai sur sols compressibles (sans et avec renforcement) . Les résultats numériques ont indiqué que la variation des modèles de comportement de sols de remblai (MC, HSM) a donné un faible effet sur les résultats numériques. En effet, la variation des modèles de comportement (MC, SSM et HSM) de sol compressible de fondation a donné un effet remarquable sur les résultats ; le modèle (MC) donne toujours les résultats les plus faibles par contre le modèle (HSM) donne les résultats les plus élevés par rapport aux autres modèles. Par ailleurs, la comparaison entre deux types de comportement (drainé et non drainé), a donné une augmentation spectaculaire du déplacement vertical (U_z) dans des conditions non drainées, cela est dû à la réduction significative de la résistance au cisaillement du sol compressible. Le modèle de comportement (SSM) est le plus susceptible pour les sols compressibles, enfin le renforcement de sol compressible par les colonnes sable-ciment-sol (CSV) a sensiblement réduit les déplacements et amélioré les facteurs de sécurité.

Mots Clés : Renforcement des sols, PLAXIS 3D, Triaxial, Plan d'expériences (DOE), Colonnes CSV.

Abstract:

Embankments on soft soils strongly depend on their nature and characteristics, to this end, an experimental and numerical study on the behavior (mechanical stability and compressibility) of this type of geotechnical structure is crucially important. The aim of this study is to propose a scientific orientation on the use of different soil behaviour models for the simulation of embankments on soft soil.

For this objective, we conducted a numerical analysis using PLAXIS 3D to do a parametric study of embankments on soft soil with and without reinforcement. The numerical results indicated that the variation of the embankment soil behaviour models (MC, HSM) have a weak effect on the numerical results. Indeed, the variation of the foundation soft soil behaviour models (MC, SSM and HSM) remarkably effect the achieved results; the model (MC) always gives the lowest results while the model (HSM) gives the highest results compared to the previously existing models. Furthermore, based on the comparison between two types of behaviour (drained and undrained), a dramatic increase in vertical displacement (U_z) in undrained conditions is clearly obvious, this is due to the significant reduction in shear strength of the soft soil. The behaviour model (SSM) is the most susceptible for soft soils. Finally, the reinforcement of soft soil by sand-cement-soil (CSV) columns has significantly reduced the displacements and improved the safety factors.

Key Words: Reinforced soils, PLAXIS 3D, Triaxial, Design of experiments (DOE), Columns CSV.

Introduction Générale

INTRODUCTION

Introduction générale

Aperçu du problème

IL convient, de prime abord, de souligner que les remblais sur sols compressibles sont divers en fonction de leur nature et de leurs caractéristiques, à cet effet, une étude expérimentale et numérique sur les comportements (stabilité mécanique et compressibilité) de ce genre d'ouvrages géotechniques dans le cas d'un comportement drainé ou non drainé nous paraît plus que nécessaire. Et aussi, l'utilisation par les ingénieurs et les chercheurs d'une multitude de logiciels du commerce avec différents modèles de comportement des sols aboutit forcément à des résultats variés voire même contradictoires. Donc, cette étude a pour but de proposer une orientation scientifique sur l'utilisation des différents modèles de comportement de sol pour l'étude des remblais sur sols compressibles. Cette étude est articulée autour de trois parties à savoir :

- ✓ Une revue bibliographique sur les problèmes posés par la construction des remblais sur sols compressibles, les méthodes courantes de construction des remblais (avec stabilisation) sur sols compressibles ainsi que les différentes lois de comportement des sols existantes,
- ✓ Une étude expérimentale (essais triaxiaux) pour caractériser le comportement mécanique des matériaux des colonnes (sable, ciment et sol), solution de stabilisation adoptée pour cette recherche cela a consisté à réaliser des essais triaxiaux consolidés drainés (CD) avec différentes combinaisons de sable, ciment et sol compressible, ayant pour but l'amélioration du comportement du sol compressible à travers un renforcement par des colonnes CSV. Puis, des analyses par la méthode des plans d'expériences avec propositions de modèles prédictifs des résultats des essais triaxiaux,
- ✓ Présentation et étude des logiciels les plus utilisés dans le domaine de l'étude, et maîtrise des modèles de comportement des sols. Et une modélisation numérique de remblais sur sols compressibles par le biais de PLAXIS 3D pour proposer une orientation scientifique sur l'utilisation des différents modèles de comportement des sols pour l'étude des remblais sur sols compressibles, et aussi, étudier le comportement des sols renforcés par CSV.

Plan de thèse

Cette thèse est organisée en quatre chapitres ; dans le premier chapitre, nous présenterons une revue bibliographique sur le comportement du remblai sur les sols compressibles, et les méthodes de construction sans et avec renforcement. Ensuite, on détaillera les lois de comportement utilisé pour la modélisation des sols.

Le deuxième chapitre s'intéressera à l'étude expérimentale. Cette étude analysera le comportement de sols compressible renforcé par sable et ciment (avec différents mélanges et sans/avec fibre polypropylène) sous les sollicitations triaxiales.

Dans le troisième chapitre, nous ferons des analyses par la méthode des plans d'expériences avec propositions de modèles prédictifs des résultats des essais triaxiaux.

Finalement, le quatrième chapitre s'orientera vers une étude paramétrique par les éléments finis sous logiciel PLAXIS 3D. Le but de cette étude sera de proposer une orientation scientifique sur l'utilisation des différents modèles de comportement des sols pour l'étude des remblais sur sols compressibles, et aussi, étudier le comportement des sols renforcés par les colonnes.

*Liste des
publications et des
conférences*

LISTE DE PUBLICATIONS ET DES CONFERENCES

_ SOUADEUK anouar⁽¹⁾ , BOUDAUD zeineddine⁽²⁾, Frattura ed Integrità Strutturale, Reinforced soft soil by CSV with/without polypropylene fiber: experimental and numerical analysis. Vol 59, no 59, January 2022, DOI : <https://doi.org/10.3221/IGF-ESIS.59.25>

_ SOUADEUK anouar⁽¹⁾ , BOUDAUD zeineddine⁽²⁾, International Symposium on Construction Management and Civil Engineering (ISCMCE-2017), Novembre 15-16, 2017 – Skikda, Algeria, Modélisation numérique d'un remblai renforcé par des géosynthétique.

_ SOUADEUK anouar⁽¹⁾, BOUDAUD zeineddine⁽²⁾, Fourth International Conference on Energy, Materials, Applied Energetics and Pollution. ICEMAEP2018, April 29-30, 2018, Constantine, Algeria, modélisation numérique d'un remblai renforcé par des géosynthétique construites au-dessus d'un sol renforcé par des inclusions rigides verticales.



_ SOUADEUK anouar⁽¹⁾, Journées d'étude avancées ‘ ‘ Géotechnique et L'essai triaxial’ ’ ,28-29 avril 2019, UFAS 1 sétif.

_ SOUADEUK anouar⁽¹⁾ , BOUDAUD zeineddine⁽²⁾, 4eme Colloque International Sols Non Saturés et Construction durable, Oran, 30 et 31 Octobre 2018, Etude numérique et comparative d'un sol compressible saturé et non saturé renforcé par des inclusions rigides.

_ SOUADEUK anouar⁽¹⁾ , BOUDAUD zeineddine⁽²⁾, Séminaire International de Génie civil SIGC 2018 ENPO-MA, 27 et 28 Novembre 2018, Université d'Oran, Etude Comparative entre les différentes méthodes de calcul des remblais sur sols compressibles.

Tous ces articles sont disponibles sur qr-code suivant :

<https://www.researchgate.net/profile/Souadeuk-Anouar>

	Souadeuk Anouar  Edit	Research Interest Score 61.9
	Doctor of Engineering · Engineering at Université Larbi Ben Mhidi	Citations 20
	Algeria Website	h-index 1
	<i>Current activity</i>	<small>Citations over time</small>

Dr.souadeuk  الأستاذ صوادق أنور   



Chapitre 01 :

État de l'art

Chapitre 01

ÉTAT DE L'ART

1.1. Introduction

Dans ce premier chapitre, nous présentons une synthèse bibliographique sur le comportement du remblai sur sols compressibles et les méthodes de construction (sans et avec renforcement). Ensuite, on détaille les lois utilisées pour modéliser le comportement des sols.

1.2. Problème posé par la construction des remblais sur sols compressibles

D'un point de vue technique, un sol compressible est un sol dont la résistance au cisaillement non drainée est assez faible avec une perméabilité réduite [1], [2]. Par conséquent, ces inconvénients étendent le temps de consolidation avec la possibilité d'une déformation attendue à long terme [3], [4]. Parmi ses inconvénients aussi, l'instabilité ou le tassement des terrains qui se produisent en cas de séisme [5], [6]. Raison pour laquelle, la construction de remblais sur sol compressible possède nombreux problèmes géotechniques qui sont de quatre types ; problème de stabilité, problème de déformation, effort sur les ouvrages et l'écoulement des eaux.

1.2.1. Problèmes de stabilité

La mise en place d'un remblai sur sols compressibles entraîne une augmentation des contraintes au sein de ces sols. Si cet accroissement des contraintes dépasse un seuil critique qui dépend des caractéristiques mécaniques des sols compressibles, ce dernier se rompt en cours de construction en provoquant un affaissement important et brutal du remblai. Parallèlement à cet affaissement, il se produit des déformations au niveau du sol porteur (sol compressible) qui se traduisent par des soulèvements importants du terrain naturel autour du remblai. Et ces déformations observées prennent généralement deux formes de ruptures ; les ruptures générales par le poinçonnement et celles locales rotationnelles [7][8].

A. Les ruptures générales par le poinçonnement.

Dans le cas où la croûte superficielle surmonte dans le sol compressible, le comportement du remblai est similaire à celui d'une poutre en flexion. Des fissures de traction peuvent se produire

dans la partie inférieure du remblai provoquant ainsi son affaissement (**Fig. 1.1**) qui se suit par un massif descend du sol dans la couche compressible formant des bourrelets [7]. Ces ruptures se produisent le plus souvent pour une fondation constituée d'une couche épaisse d'argile molle et homogène, ou d'une couche de limon organique (tourbes et vases). (C'est un cas très rare en site terrestre). Ce phénomène est présenté dans le remblai de Pornic (**Fig. 1.2**).

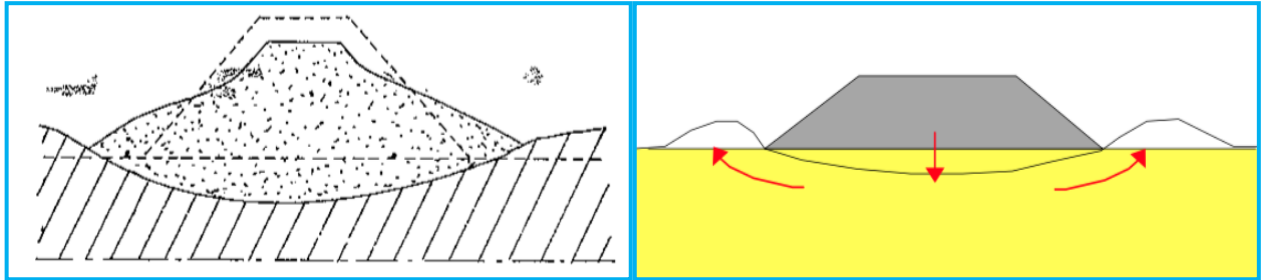


Figure 1.1. Rupture par poinçonnement [7], [9].

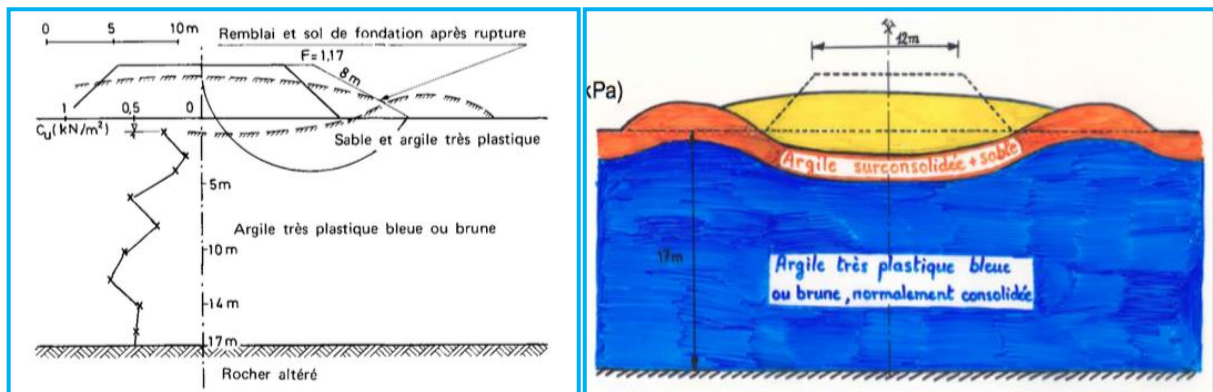


Figure 1.2. Coupe de la rupture du remblai de Pornic [9], [10].

B. Les ruptures locales rotationnelles avec ou sans fissuration du remblai

Lorsque la couche porteuse est mince, elle peut transmettre au remblai des déplacements horizontaux provoqués par le chargement de la couche molle, d'où l'apparition d'une fissure verticale dans le corps du remblai annulant toute résistance au cisaillement [8]. Ces ruptures interviennent dans le cas des milieux stratifiés, lorsqu'une couche compressible règne auprès de la surface du sol [7]. Il s'agit là d'une rupture par glissement avec fissuration du remblai qu'on rencontre souvent dans le cas d'un remblai cohérent (**Fig. 1.3**). Si, au contraire, la croûte superficielle est épaisse, elle ne transmettra pas les déplacements horizontaux de la couche molle et le remblai ne sera pas fissuré. Il s'agit d'une rupture par glissement sans fissuration du remblai qui se trouve dans le cas d'un remblai purement frottant (**Fig. 1.4**). Au titre d'exemple, la rupture par glissement avec fissuration qui s'est produit dans le remblai du DIVE sur l'autoroute A13 (Rouen-Caen, France), c'est un remblai autoroutier sur sols compressibles qui s'est cassé sur environ 300

mètres pendant la construction et cela a provoqué un retard de plus d'un an pour mettre fin à ce projet (**Fig. 1.5**) [9].

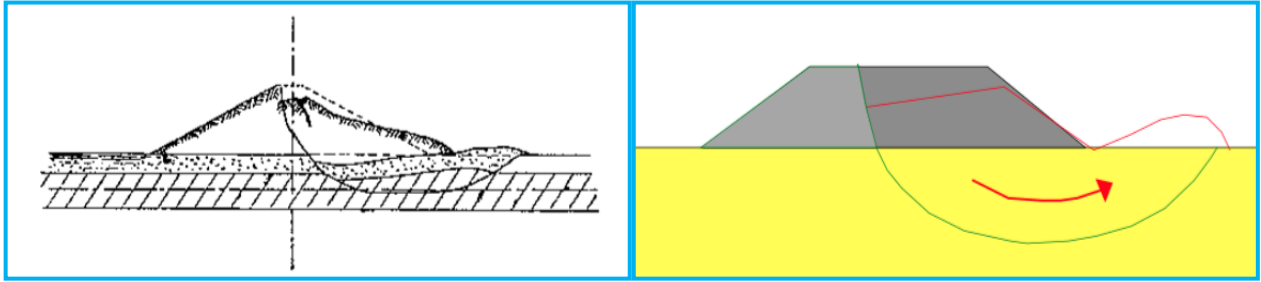


Figure 1.3. La rupture par glissement avec fissuration du remblai [7].

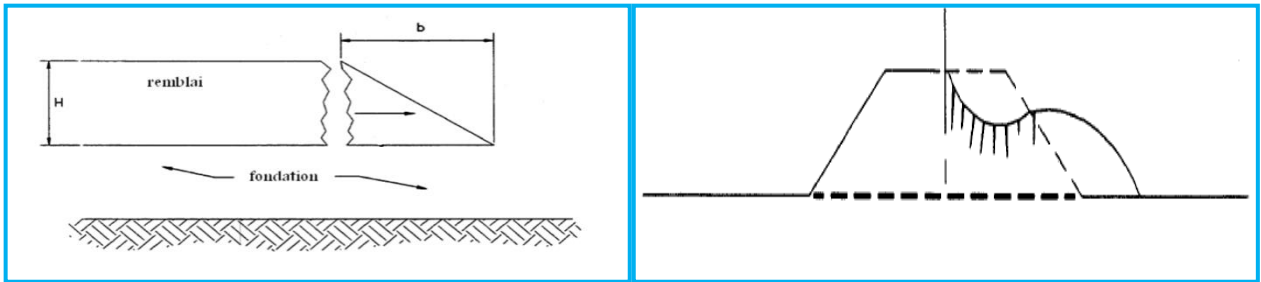


Figure 1.4. La rupture par glissement sans fissuration du remblai [11].

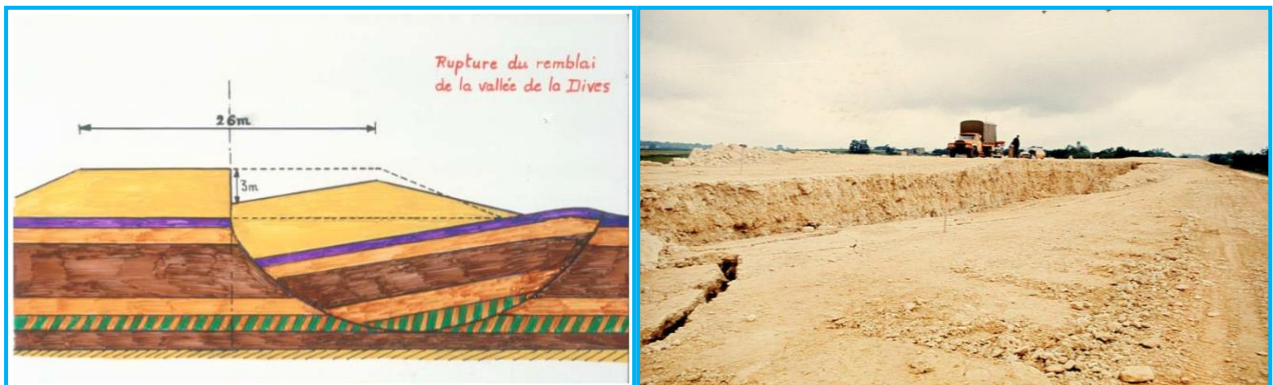


Figure 1.5 Remblai de la Dives sur l'autoroute A13 (Rouen-Caen, France) [9].

1.2.2. Problèmes de déformation

Les sols compressibles se déforment verticalement (tassement) et horizontalement sous le remblai. Ces déformations ne sont pas instantanées. Elles commencent pendant la construction et peuvent durer pendant des mois, voire des années ou des dizaines d'années suivant les propriétés des sols compressibles et l'épaisseur des couches (**Fig. 1.6**). Les tassements ne sont pas uniformes à cause de la section trapézoïdale des remblais, de leur épaisseur variable et de l'hétérogénéité des sols supports. À l'inverse de la rupture par défaut de stabilité, le tassement est une déformation lente du sol sous le poids du remblai qui se traduit par [12] :

- _ Au centre du remblai par un enfoncement vertical ;
- _ Sous l'emprise du remblai, par un déplacement latéral de sol de fondation jusqu'à une distance variable en fonction de l'épaisseur du sol compressible ;
- _ Hors de l'emprise du remblai, par un déplacement latéral du sol de fondation jusqu'à une distance qui est en fonction de l'épaisseur de sol compressible.

Dans le cas du site de SAINT ANDRÉ DE CUBZAC, le remblai est destiné à l'étude des tassements, il s'est rompu en cours de construction. Le sol de fondation est assez hétérogène, il comporte, en surface, 3 m de matériaux fortement organiques, puis 6 m environ de vase comportant des débris végétaux, là où s'est développée la majeure partie de la courbe de rupture, et cela donne naissance au problème de déformation verticale (tassement) et horizontale sous le remblai (**Fig. 1.7**) [10].

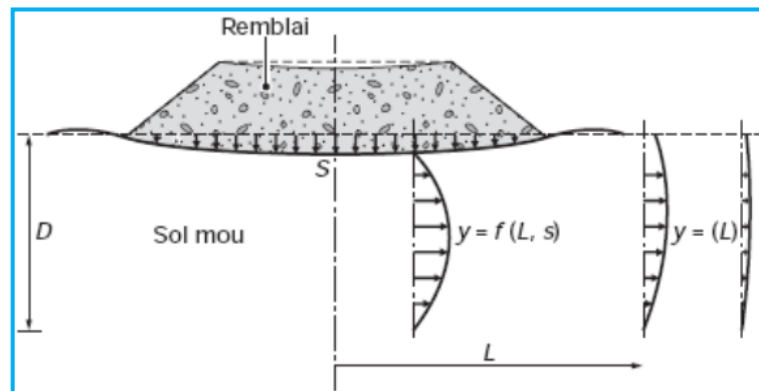


Figure 1.6. Schéma du tassement et des déplacements latéraux du sol de fondation [12].

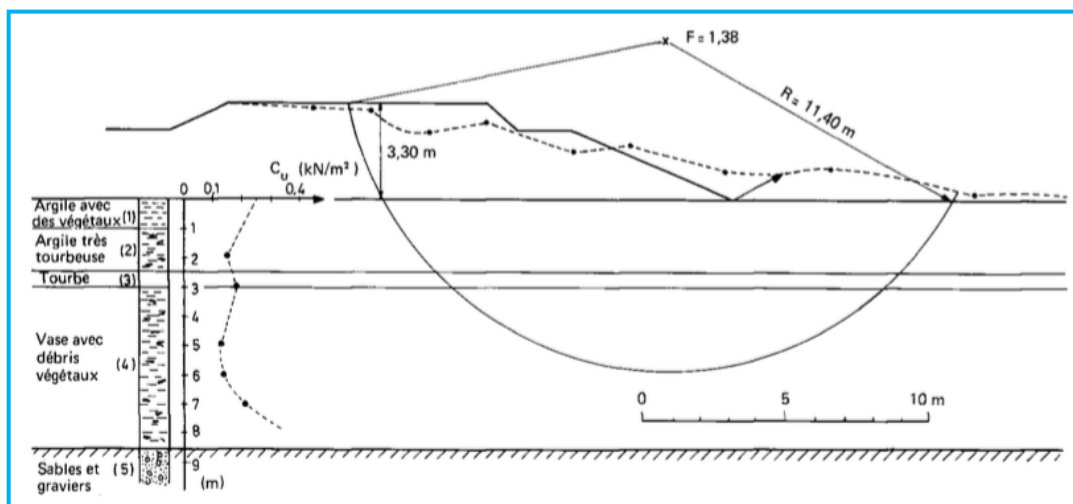


Figure 1.7. Remblai de SAINT-ANDRÉ-DE-CUBZAC [10].

1.2.3. Effort sur les ouvrages

La description précédente des phénomènes des ruptures ou des tassements montre qu'un sol compressible peut subir des déformations verticales et horizontales. Il est fréquent de rencontrer des structures à proximité du remblai (murs de soutènement, bâtiments, etc.) et extrémités du remblai (culées des ouvrages) ou noyés dans le corps du remblai (buses, cadres fermés, canalisation, etc.) On doit donc redouter les effets de ces mouvements, qui peuvent être catastrophiques s'ils n'ont pas été pris en compte initialement. Ces effets sont classés en deux catégories : Effets dus à la rupture du sol et les effets dus au tassement du sol [12].

On cite la culée d'un ouvrage de l'autoroute urbaine B 48 de Grenoble (**Fig. 1.8**), les pieux traversent des couches du sol compressible et que le chargement des sols est dissymétrique, les efforts latéraux qu'ils subissent entraînent des déplacements latéraux. C'est une situation que subissent souvent les fondations profondes des culées de ponts.

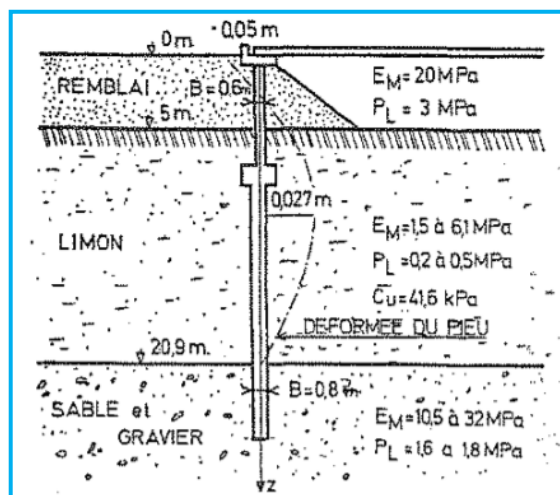


Figure 1.8. Déformation d'une structure sous l'effet de sollicitation horizontale de pieux par une couche d'argile molle.

1.2.4. Écoulement des eaux

Les sols compressibles sont souvent situés en fond de vallée. La construction d'un remblai sur la vallée perturbe l'écoulement des eaux dans la vallée en période des crues. Les écoulements des crues peuvent éroder le pied du remblai, qui doit alors être protégé. Ils nécessitent aussi souvent de prévoir des ouvertures à travers le remblai pour laisser passer l'eau. La déformation de sol compressible sous le poids du remblai réduit d'autre part légèrement la perméabilité de ce sol, ce qui peut influencer l'écoulement de l'eau dans la nappe phréatique. Le problème de l'écoulement de l'eau est montré sur la figure (**Fig. 1.9**) [13].

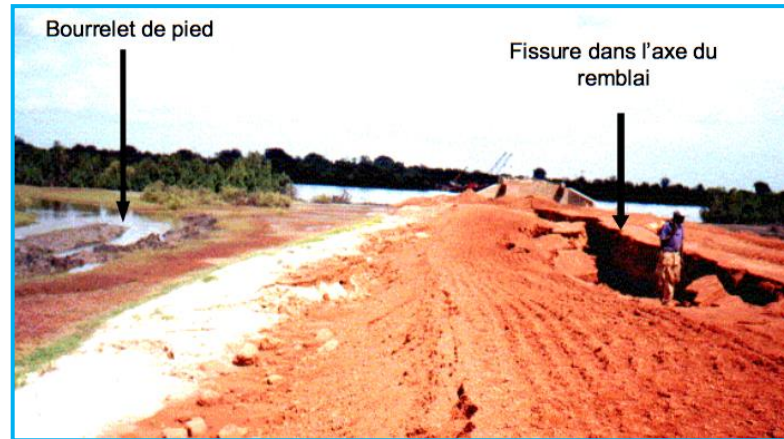


Figure 1.9. Exemple sur l'écoulement des eaux [13].

1.3. Méthodes courantes de construction du remblai sur sols compressibles

Il existe un grand nombre des méthodes de construction du remblai sur sols compressibles. Le choix parmi ces techniques est délicat à cause de la diversité des critères (techniques, économiques, de temps, de qualité) (Fig 1.10). Les méthodes classiquement utilisées pour la construction des remblais sur sols compressibles sont classées en trois catégories ; Les méthodes qui améliorent la consolidation, les méthodes de modification du sol supportant le remblai et celles du renforcement par les colonnes ou les pieux. Les méthodes sont détaillées dans les (Annexes E1-E15) [14].

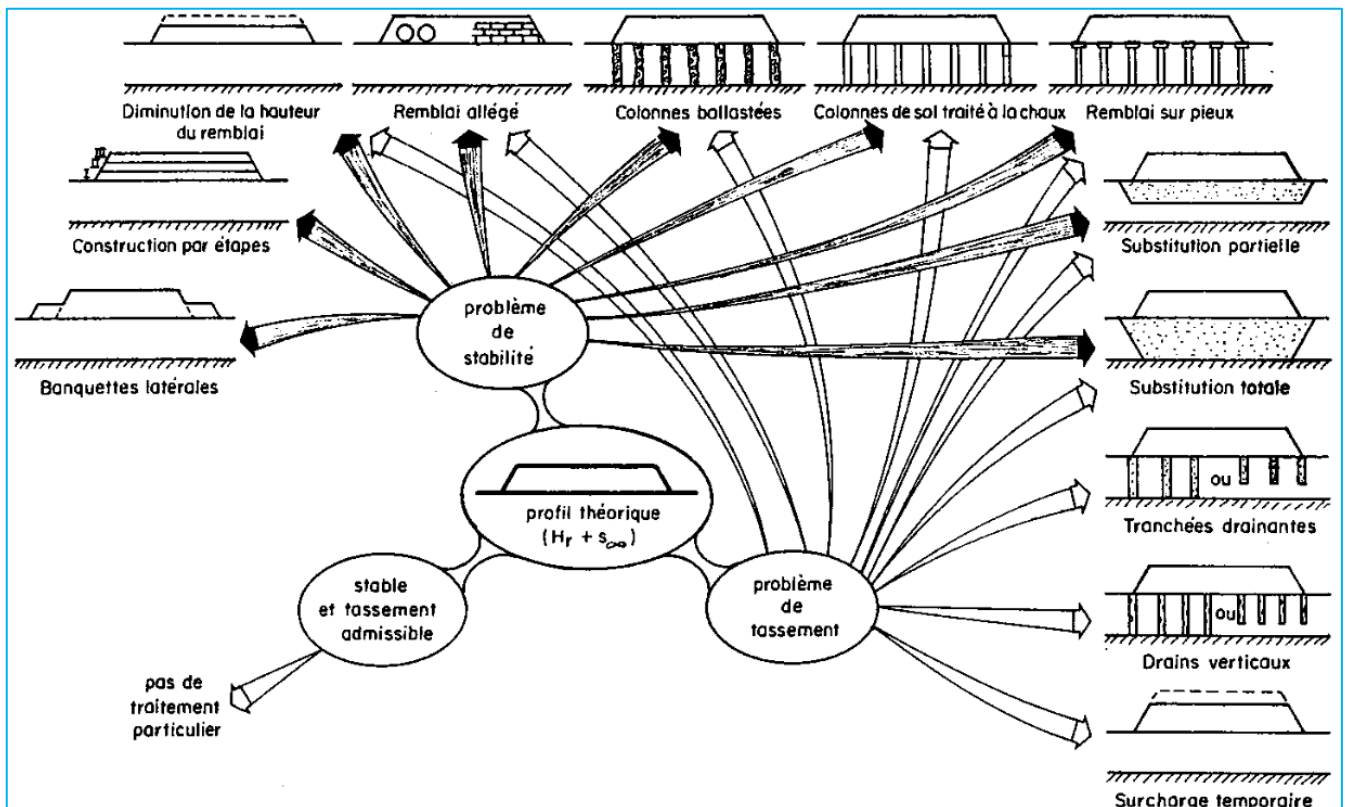


Figure 1.10 Les méthodes courantes de constructions des remblais sur sols compressibles [15].

1.4. Stabilisation du sol compressible par les colonnes CSV

CSV c'est une abréviation de **C**ombined **S**oil **S**tabilisation with **V**ertical columns. Il s'agit d'une stabilisation des sols par des colonnes de mélange ciment, sable et sol. Avec les colonnes de petit diamètre entre 12-18 cm et du mélange de sable-ciment ou sable-chaux à la voie sèche, le comportement de déformation du sol adjacent peut être amélioré de plus de 10 fois par rapport au comportement d'origine. Cette méthode est utilisée la première fois en 1969, et a été développée par Coplan et Eggenfelden en Allemagne au milieu des années 1990, par l'installation de colonnes de chaux 1995-1996, la méthode indique que la résistance à la compression à 28 jours des colonnes CSV puisse atteindre 10 à 30 MN/m² et supporte une charge structurelle allant jusqu'à 450 kN/m². [16] [17].

1.4.1. Les types des colonnes de CSV

Selon la fonction des colonnes CSV, on en distingue deux types ; type A et type B (**Fig. 1.11**). Les colonnes du type A sont constituées des matériaux qui ont un effet de la déshydratation et l'effet du chauffage. Les colonnes du type B sont constituées de liants hydrauliques et durcissent par hydratation avec des eaux souterraines, ces types de colonnes sont capables de transporter des charges. Pour chaque type il y deux rapports (deux types), qui ont un effet sur la quantité de sable et de liant (ciment ou chaux), le premier rapport contient 20% de liant et 80% de sable. Le deuxième rapport contient 30% de liant et 70% de sable.



Figure 1.11. La colonne de CSV de type B. [16] [17]

1.4.2. La méthode d'installation

Le mélange de sable-liant est inséré dans le sol compressible à l'aide d'une tarière. La tarière est fixée à l'extrémité d'un pic de pression qui déplace le sol latéralement et compacte le sol stabilisé (sol compressible). Le mouvement rotationnel de la tarière dans le sol compressible permet de transporter le mélange sec (sable-ciment) et sera mixé avec le sol compressible (Scheller et Reitmeier 2001) [16] [17]. Les (Figs. 1.12 et 1.13) montrent une présentation schématique du processus d'installation et une colonne excavée pendant l'installation. L'équipement nécessaire pour installer les colonnes CSV est relativement simple et léger. L'engin hydraulique sur chenilles d'environ 30 tonnes peut fonctionner sur des sols instables. Il est généralement possible d'atteindre une production de 40 à 70 m de longueur de colonne par heure, ce qui prouve sa productivité.

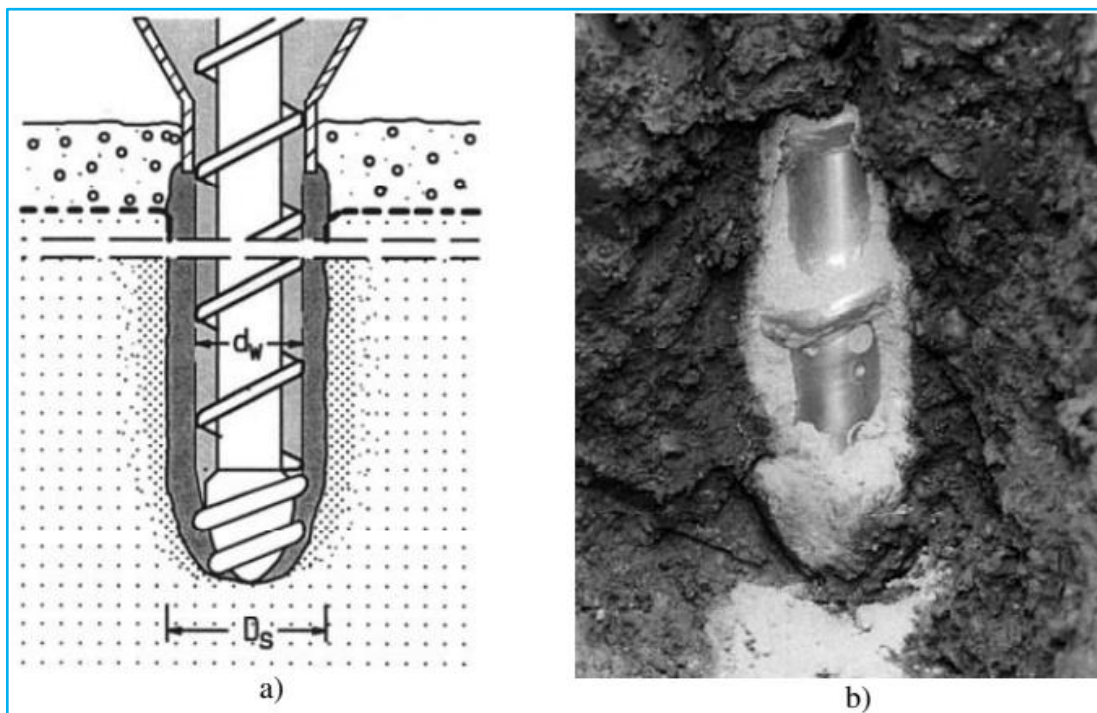


Figure 1.12. a) Le processus d'installation ; b) la tarière exposée pendant le transport des matériaux
(Courtesy : Bauer construction company) [16] [17].

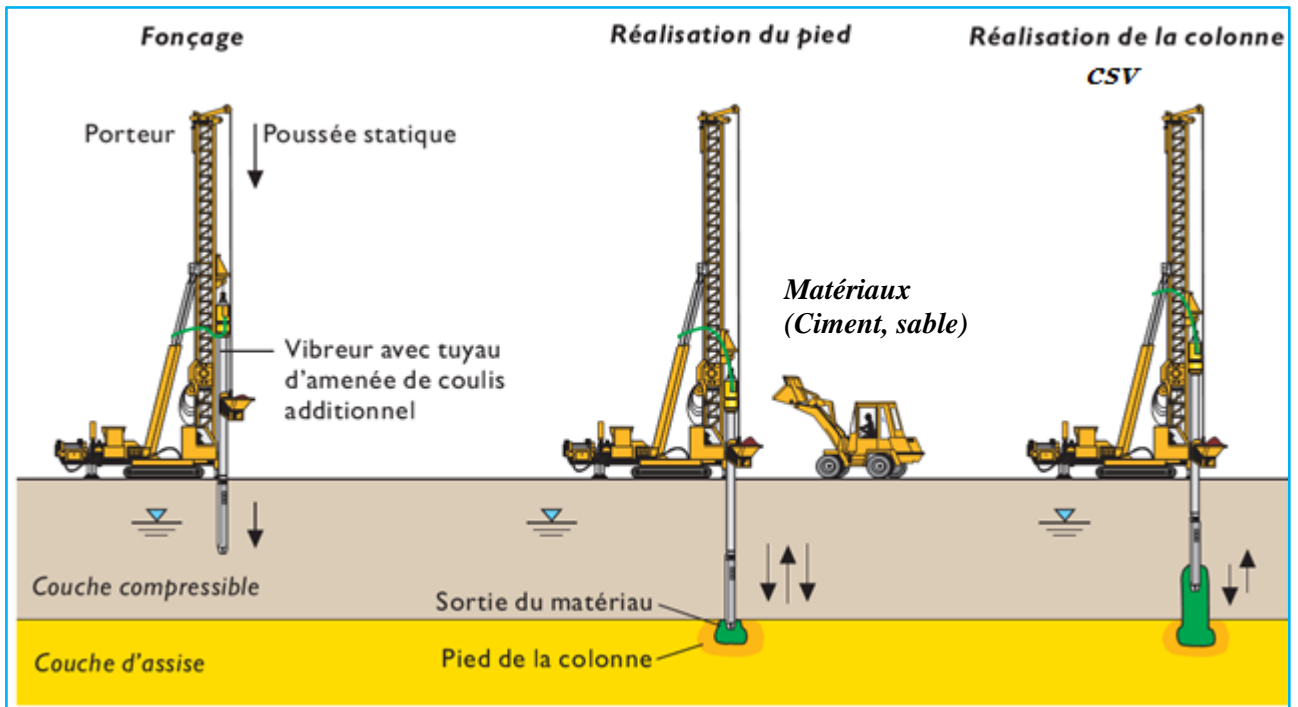


Figure 1.13. La méthode d'installation des colonnes CSV[18].

1.5. LES LOIS DE COMPORTEMENT

Les lois de comportement mettent en corrélation les contraintes avec la déformation. Par le biais de ces lois, on peut caractériser la réponse d'un matériau [19]. La forme générale de la relation fonctionnelle est donnée par (**l'équation 1.1**) [20].

$$\sigma_{ij} = F(\varepsilon_{ij}) \quad 1.1$$

Où :

ε_{ij} : Le tenseur des déformations.

σ_{ij} : Le tenseur des contraintes.

F : Fonctionnelle.

1.5.1. Le comportement des matériaux géosynthétiques

Les matériaux géosynthétiques sont produits sous différentes formes à partir de matières synthétiques sur la base de divers polymères provenant de l'industrie chimique et qui sont utilisés pour renforcer les sols [21]. Le comportement des matériaux géosynthétiques (géogrille, géotextile, géomembrane) est modélisé comme des matériaux élastiques. L'élasticité traite la partie réversible

des déformations. Dans cette partie nous distinguons l'élasticité linéaire isotrope et l'élasticité non-linéaire.

a. Le comportement élastique linéaire

Le comportement élastique linéaire représente la loi de Hooke pour le cas linéaire et isotrope (**Fig. 1.14**). Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique qui sont : le module d'Young E , et le coefficient de Poisson ν [22]. La relation de contrainte, déformation en fonction des paramètres de rigidité est présenté dans (**les équations 1.2 et 1.3**).

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \cdot \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \cdot \sigma_{kk} \cdot \delta_{ij} \quad 1.2$$

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{1+\nu} \cdot \varepsilon_{ij} - \frac{\nu \cdot E}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)} \cdot \varepsilon_{kk} \cdot \delta_{ij} \quad 1.3$$

δ_{ij} : Indice de Kronecker.

E : Module d'Young.

ν : Coefficient de poisson.

On peut les substituer par le module volumique K et le module de cisaillement G par (**les équations 1.4 et 1.5**) [20].

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad 1.4$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad 1.5$$

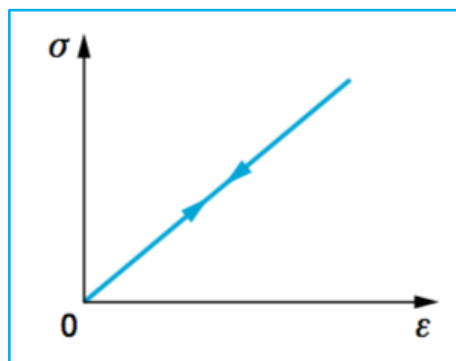


Figure 1.14 Le comportement élastique linéaire [23].

b. Le comportement élastique non linéaire

L'élasticité non linéaire relie le comportement à l'état de contrainte ou de déformation (**Fig. 1.15**). Le comportement est dit hypoélastique lorsque l'incrément de contrainte dépend non

seulement sur celui de la déformation mais de la contrainte elle-même. La forme générale de ce type de comportement s'écrit comme suit (**l'équation 1.6**).

$$\delta\sigma_{ij} = A_{ijkl}(\sigma_{rs}) \cdot \delta\varepsilon_{ij} \quad 1.6$$

L'approche hypoélastique de DUNCAN et CHANG (1970) se base sur une représentation hyperbolique, proposée par KONDNER (1963) qui sert à décrire le comportement des sols. La relation on hyperbolique s'exprime sous (**l'équation 1.7**).

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon_1}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad 1.7$$

Où :

E_i : Module d'Young initial.

ε_1 : Déformation axiale.

$(\sigma_1 - \sigma_3)$: Contrainte déviatorique, σ_1 et σ_3 étant les contraintes principales (majeure et mineure).

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$: Contrainte déviatorique ultime, reliée à la contrainte déviatorique à la rupture par un ratio compris habituellement entre 0,6 et 0,9.

DUNCAN et CHANG (1970) ont complété la loi hyperbolique en introduisant le module tangent initial proposé par JANBU (1963) qui dépend de la contrainte σ_3 [20].

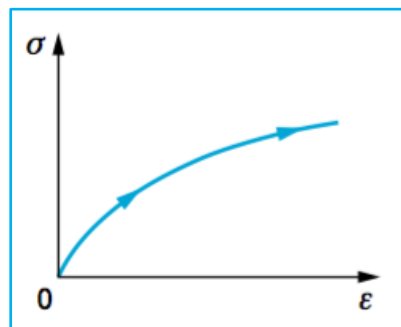


Figure 1.15 L'élasticité non linéaire [23].

c. Limitation des lois de comportement élastique

Le domaine de comportement élastique du milieu ne dépasse pas la surface D qui correspond au seuil de plasticité du cas unidimensionnel définie par $f(\sigma) = 0, \forall \sigma \in D$. Les travaux de l'université de CAMBRIDGE (ROSCOE et al., 1958) et de l'université LAVAL à QUÉBEC (TAVENAS et LEROUEIL, 1979) ont permis de préciser la forme de la surface de charge ou courbe d'état limite dans le plan (P', q) (**Fig. 1.16**) [24].

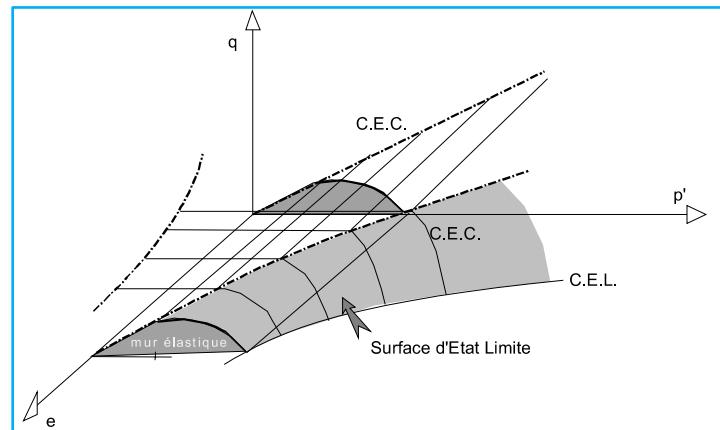


Figure 1.16 Surface d'état limite [24].

La courbe d'état critique (CEC) permet de déterminer le bord supérieur de la surface d'état limite. Sur cette courbe, les échantillons des sols possèdent un comportement du type stable, c'est-à-dire quel que soit l'augmentation de la déformation, l'état (e, P', q) est constant. Ce seuil est illustré sur le plan (P', q) par le bas de la courbe d'état limite qui a pour fonction $f(P', q) = 0$ (Fig. 1.17).

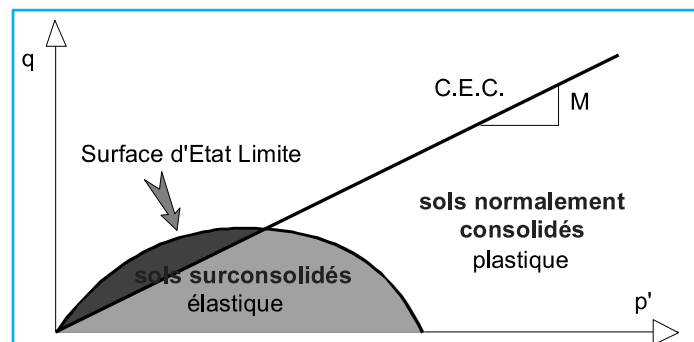


Figure 1.17 Projection dans le plan (P', q) [24].

1.5.2. Le comportement des sables

Les sols qui ne sont pas compressibles ou gonflants sont modélisés comme des matériaux élastoplastiques. La théorie de l'élastoplasticité modélise le comportement non linéaire et irréversible des matériaux. L'existence d'un palier d'écoulement sur la courbe contrainte-déformation et l'existence de déformations irréversibles donnent naissance à l'application du schéma de l'élastoplasticité au sol [20]. Les lois de comportement élastoplastique s'appuient sur les quatre notions fondamentales suivantes :

- L'apparition de déformations élastiques et déformations irréversibles.
- L'existence d'une surface de charge dans l'espace des contraintes principales.

- La loi d'écoulement plastique.
- La loi d'écrouissage.

Dans la figure (**Fig. 1.18**) il s'aperçoit qu'il y a une augmentation du seuil d'écoulement plastique avec la déformation plastique accumulée, ce qui provoque un écrouissage. Si le seuil d'écoulement diminue avec une augmentation au niveau de la déformation plastique cela donne naissance à un écrouissage négatif [25].

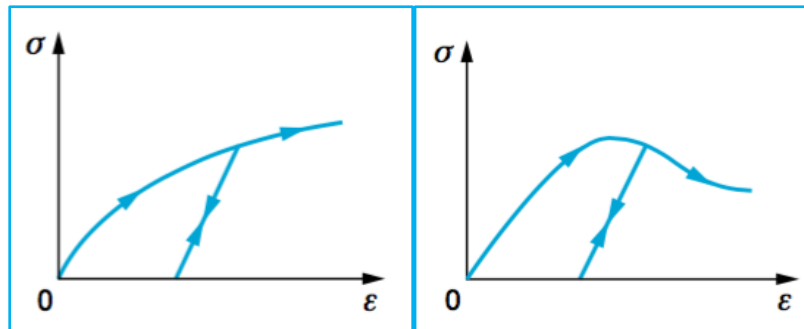


Figure 1.18 Élastoplasticité avec écrouissage positif et négatif [23].

Les déformations totales ε_{ij} peuvent se décomposer en déformations élastiques réversibles ε_{ij}^e et en déformations plastiques irréversibles ε_{ij}^p : $\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p$

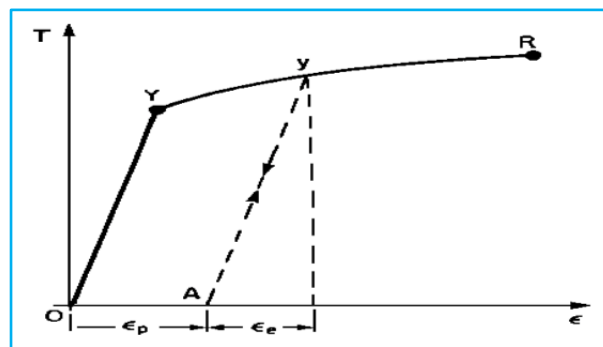


Figure 1.19 Le principe de comportement élastoplastique [25].

1.5.3. Le comportement des sols compressibles

Les sols compressibles sont modélisés comme des matériaux élastoplastiques avec une surface de charge (une surface de plasticité, associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles). Le modèle représente la rupture par cisaillement des sols de fondation qui est caractérisé par une faible résistance au cisaillement qui s'accroît avec la consolidation et une augmentation de compressibilité. Ce modèle (en abrégé SSM) est originalement dérivé du Cam-

Clay. L'idée de base de ce modèle est de prendre en considération l'effet d'écroutissage provoqué sur les argiles. Les paramètres nécessaires au (SSM) sont présentes dans (**Tab. 1.1**) [11].

Tableau 1.1 Les paramètres nécessaires au SSM.

Les paramètre	
Les paramètres de compressibilité. (C_c et C_s)	Les paramètres de compressibilité (C_c et C_s) décrivent le comportement œdométrique ou isotrope observé dans des essais de laboratoire.
Les paramètres de frottement et de dilatance	Les paramètres de frottement sont calculés automatiquement à partir de l'angle de dilatance. Pour les sols compressibles ces paramètres sont faibles.
Les paramètres de contrainte K_o .	K_o est calculé par la formule de JAKY ($K_o^{NC} = 1 - \sin\phi$), ou la formule de BRINKGREVE ($M \approx 3.0 - 2.8K_o^{NC}$) et $M = (6 \sin \phi_{cv}) / (3 - \sin \phi_{cv})$. Avec ; M est critical state line (la pente). ϕ_{cv} est l'angle de frottement critique qui est égal à $\phi + 0.1^\circ$
Le coefficient de poisson ν .	Le ν est une valeur plus faible (0,1-0,2) et calculé par $K_o = \nu / (1 - \nu)$

Sur la (**Fig. 1.20**), on voit une représentation des surfaces de charges et de la surface de plasticité (dans le plan (p, q)). Les surfaces de charge prennent des ellipses avec écoulement associé (incrément de déformation normale à l'ellipse) tandis que pour la rupture, l'écoulement est non associé (c'est pourquoi il est nécessaire d'entrer un angle de dilatance, éventuellement 0, ce qui correspond à l'écoulement plastique à volume constant) [11].

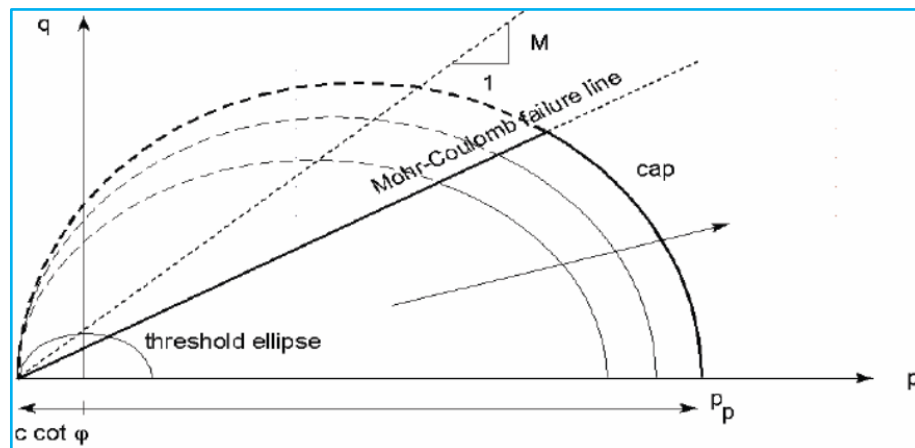


Figure 1.20 Surface de charges elliptique[11].

1.5.4. Les comportements des sols gonflants

Les modèles de sols gonflants sont inspirés des modèles de sols non saturés non gonflants. Cependant, ces modèles sont classifiés comme suit [26] :

- La loi de comportement du sol, avec prise en compte ou non de la plasticité (comportement irréversible). Il existe deux grandes catégories : les modèles élastoplastiques (BBM, BExM) et les modèles élastiques non-linéaires.
- Approche en contrainte effective $\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)$ ou en contrainte nette $(\sigma - u_a)$.

a. Comportement élastoplastique

Gens et Alonso (1992) font partie des premiers chercheurs qui ont proposé un modèle élastoplastique, appelé le modèle BBM (Barcelona Basic Model) intégré pour le comportement volumique et le cisaillement des sols non saturés à la base des deux variables de contrainte indépendantes : la succion et la contrainte nette. Alonso et al. (1999) ont suggéré un modèle dérivé de BBM et dédié aux sols gonflants, il s'agit du BExM (Barcelona Expansive Model). C'est un modèle élastoplastique prenant en compte le couplage hydromécanique. La (**Fig. 1.21**) illustre la surface de charge du modèle de BExM. La ligne SI (Suction Increase) explique le phénomène de retrait associé à un accroissement de la succion. La ligne SD (Suction Decrease) explique le phénomène de gonflement associé à une diminution de la succion. L'évolution de ces deux lignes provoque un changement au niveau de la surface de charge (LC) [26] .

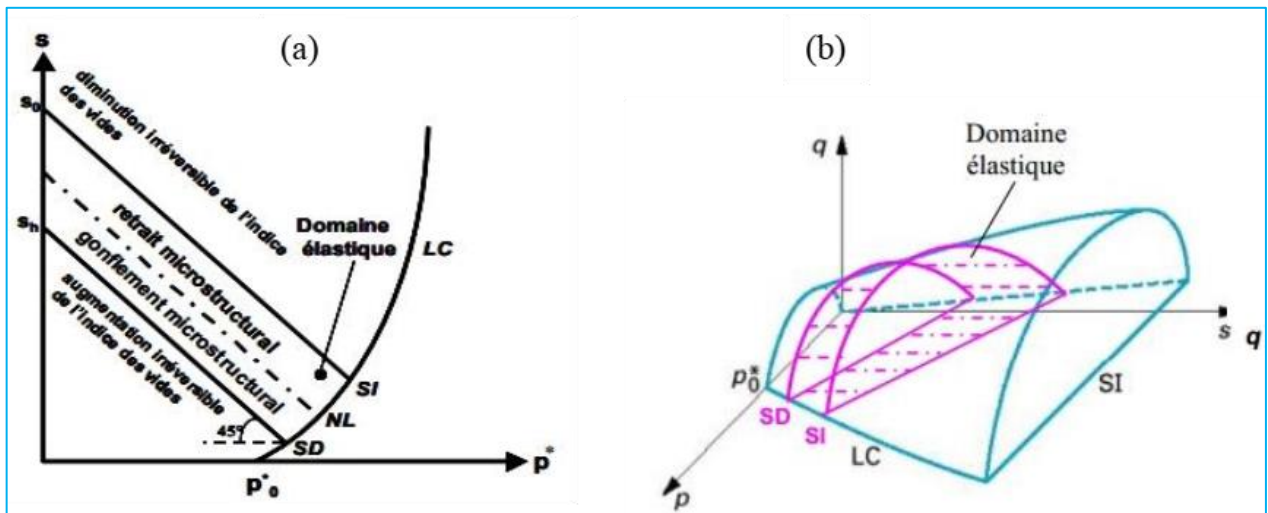


Figure 1.21 Les surfaces de la charge de modèle BExM, (a) dans le plan p - s , (b) dans l'espace p - q - s [26].

b. Modèle élastique non linéaire

Pour modéliser le comportement hydromécanique des sols non saturés, FREDLUND et RAHARDJO (1993) ont développé un modèle élastique non linéaire qui se base sur le concept de surface d'état. Ils ont utilisé la contrainte nette ($\sigma - u_a$) et la succion ($u_a - u_w$) pour étudier le comportement du sol non saturé. Le concept de surface d'état utilisé dans ce modèle a pour le but d'estimer la variation volumique du sol à partir de son état initial. Cependant, ils indiquent que le phénomène de gonflement peut être décrit comme un phénomène élastique non linéaire dans le cadre de la théorie de la consolidation des sols non saturés. Ils supposent que le sol est isotrope, la phase air est continue et les particules du sol ainsi que l'eau dans les pores sont incompressibles.

1.6. Conclusion

Pour simuler le comportement des sols, les chercheurs proposent une variété de modèles décrivant le comportement des matériaux. Il existe différents modèles qui modélisent le comportement des sols, raison pour laquelle on s'est orienté vers une étude numérique pour faire une étude paramétrique entre les modèles de comportement afin de choisir un modèle approprié.

Le problème des sols compressibles réside dans le tassement ainsi que la faible capacité portante. Les colonnes CSV augmentent la résistance des sols, ce qui amplifie, à son tour, leur capacité portante et accélère le processus de consolidation permettant la réduction du tassement. En plus, les colonnes CSV constituent une technique économiquement efficace et qui demande des

moyens simples. C'est pourquoi, on s'est orienté vers une étude expérimentale approfondie vis-à-vis de cette méthode.

Chapitre 02 :

La partie

Expérimentale

Chapitre 02

LA PARTIE EXPERIMENTALE

2.1. Introduction

L'étude en laboratoire nous permet d'analyser le comportement des sols compressibles avec ou sans renforcement et de dégager les différents paramètres géotechniques nécessaires aux études numériques. L'appareil triaxial, le mode opératoire et les matériaux utilisés dans notre étude seront présentés.

2.2. Matériaux et dispositif expérimentales

2.2.1. Les matériaux

Dans cette recherche, nous avons utilisé trois types de matériaux ; le premier est les sols (sol compressible et sable), le deuxième s'intéresse à la fibre de polypropylène (PP) et le troisième est le ciment (**Fig. 2.1**).



Figure 2.1 Sable, ciment, sol compressible et fibre PP.

a. Le sol compressible

Après les deux séismes de moyenne intensité qui ont ébranlé vendredi matin 7 août 2020 la wilaya de Mila (**Fig. 2.2**), les sociétés LNHC de SEKIKDA et LNHC d'OUM EL BOUAGHI font le sondage dans la commune de KHARBA et ZGHAYA, ils ont trouvé que le sol entre la hauteur de 3m et 9 m est un sol compressible. Les caractéristiques de sol compressible sont présentées dans (**Tab. 2.1**), pour plus de détails voire le rapport géotechnique de sols compressible (MILA) dans (**Annexe F**).

Tableau 2.1 Les caractéristiques de sol compressible.

L'eau	13,73%
Le degré de saturation	91,04%,
Le poids volumique sec	18,83 KN/m ³
Le poids volumique saturé	21,48 KN/m ³
La limite de liquidité	45,97%,
L'indice de plasticité	17%
Le poids spécifique	2.771

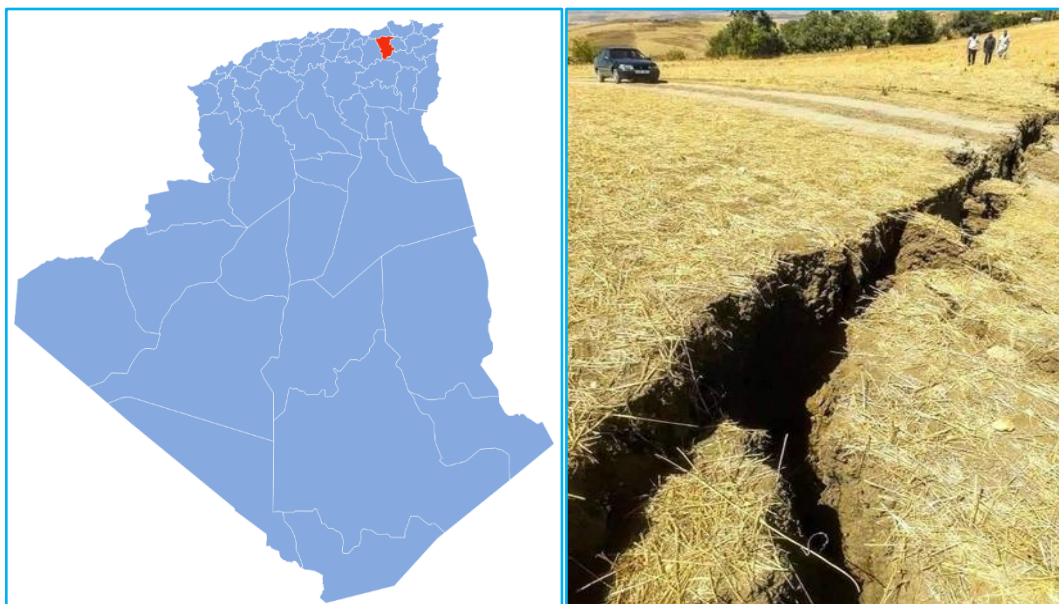


Figure 2.2 Le glissement de terrain après le séisme du 7 Août 2020 (MILA) [27].

b. Le sable

Concernant le sable, il a été prélevé dans une ville appelée OUAD ZHOUR qui est située à la wilaya de SKIKDA (**Fig. 2.3**), il a les caractéristiques présentées dans (**Tab. 2.2**). Les courbes granulométriques du sable et du sol compressible sont représentées dans la figure (**Fig. 2.4**).



Figure 2.3. La carrière de sable (OUAD ZHOUR, SKIKDA).

Tableau 2.2 Les caractéristiques de sable.

Le poids spécifique	1,6 g/cm ³
La valeur de bleu de méthylène	0,5
Le poids volumique des grains	25,6 KN/m ³
L'équivalente de sable E.S.P	91,5%
L'équivalente de sable E.S.V	90,7%,
Le coefficient d'uniformité	1.85
Le coefficient de courbure	1,06

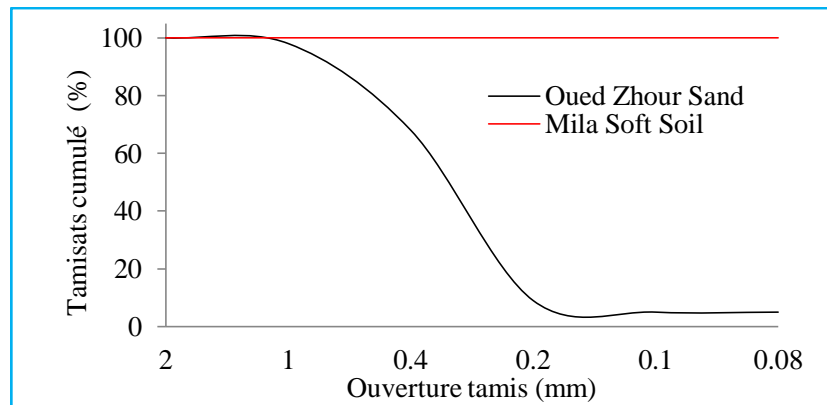


Figure 2.4 Les courbes granulométriques des sols (sol compressible et sable).

c. La fibre polypropylène

La fibre polypropylène (PP) vise à contrôler la fissuration du béton dans la phase plastique et sert de renfort secondaire du béton, cette fibre PP est à haute ténacité et à grande stabilité dimensionnelle. Les caractéristiques des fibres PP sont présentées dans (**Tab. 2.3**), voir (**Annexe A**) pour plus de détails.

Tableau 2.3 Les caractéristiques techniques de la fibre polypropylène.

Section	Circulaire
Longueur	12mm
Elongation	150-350 %
Poids spécifique	0,91g/cm ³
Température de fusion	165 °c
Résistance à la traction	320-400 MPa (N/mm ²)
Conductivité électrique	<10 ⁻³ Siemens
Module de Young	3500-3900 Mpa
1Dtex	(1g/10000m de fil)
Absorption d'eau	0 %
Epaisseur	2,8D tex ^x

d. Le ciment

Le dernier matériau utilisé est le ciment CPJ-CEM II 42,5 c'est un ciment portland composé obtenu par le mélange finement broyé de clinker et d'ajouts. Du sulfate de calcium est ajouté sous forme de gypse en tant que régulateur de prise. C'est un ciment conforme à la norme en vigueur (NA 442 :2013.). Les caractéristiques du ciment sont présentées dans (**Tab. 2.4**), voir (**Annexe B**) pour plus de détails.

Tableau 2.4 Les caractéristiques chimiques de ciments portland composé cpj-CEM II /A 42.5

Residus insolubles	2.28
PAF 975	2.41
CaO	57.22
SiO ₂	27.83
AL ₂ O ₃	6.21
Fe ₃ O ₃	3.12
MgO	0.94
SO ₃	2,02
CaO Libre	0.88

2.2.2. Dispositif expérimental

L'essai triaxial est un essai réalisé sur des éprouvettes cylindriques de sol saturé de section **S**. L'éprouvette est entourée d'une membrane étanche en caoutchouc, le tout placé dans une cellule cylindrique remplie d'eau (**Fig. 2.5**). Des pierres poreuses placées aux extrémités de l'éprouvette et reliées à un système de drainage permettent à l'eau interstitielle d'entrer ou de sortir de l'éprouvette de sol. Ces pierres poreuses peuvent également être reliées à un appareil de mesure de pression interstitielle. Un piston permet de comprimer l'éprouvette dans la direction verticale avec une force **P** [28]. L'appareil triaxial voir (**Fig. 2.6**) est utilisé pour réaliser les essais triaxiaux et se compose des éléments présentés dans (**Tab. 2.5**) :

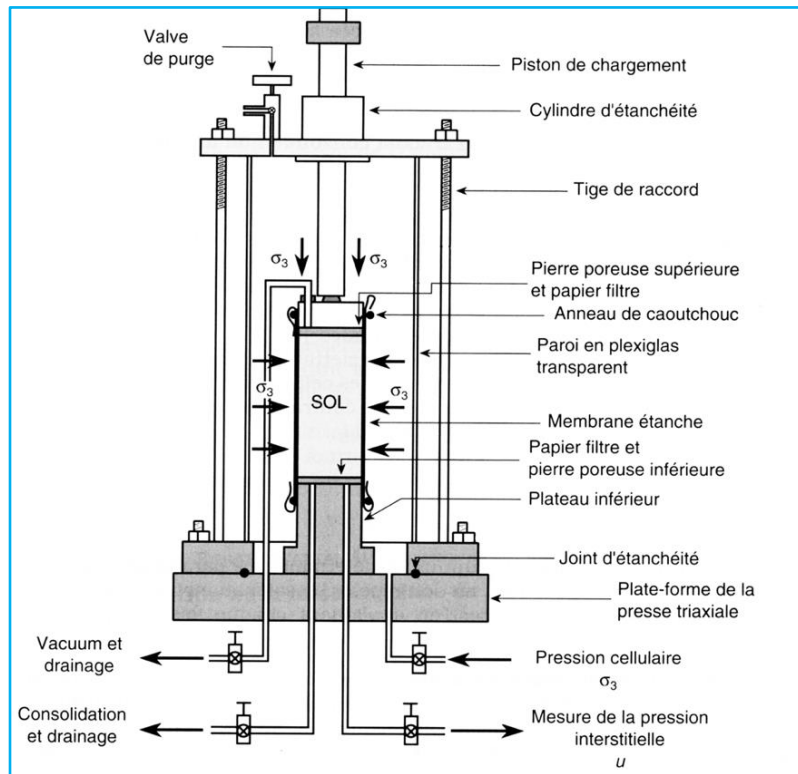


Figure 2.5 La cellule triaxiale [28].

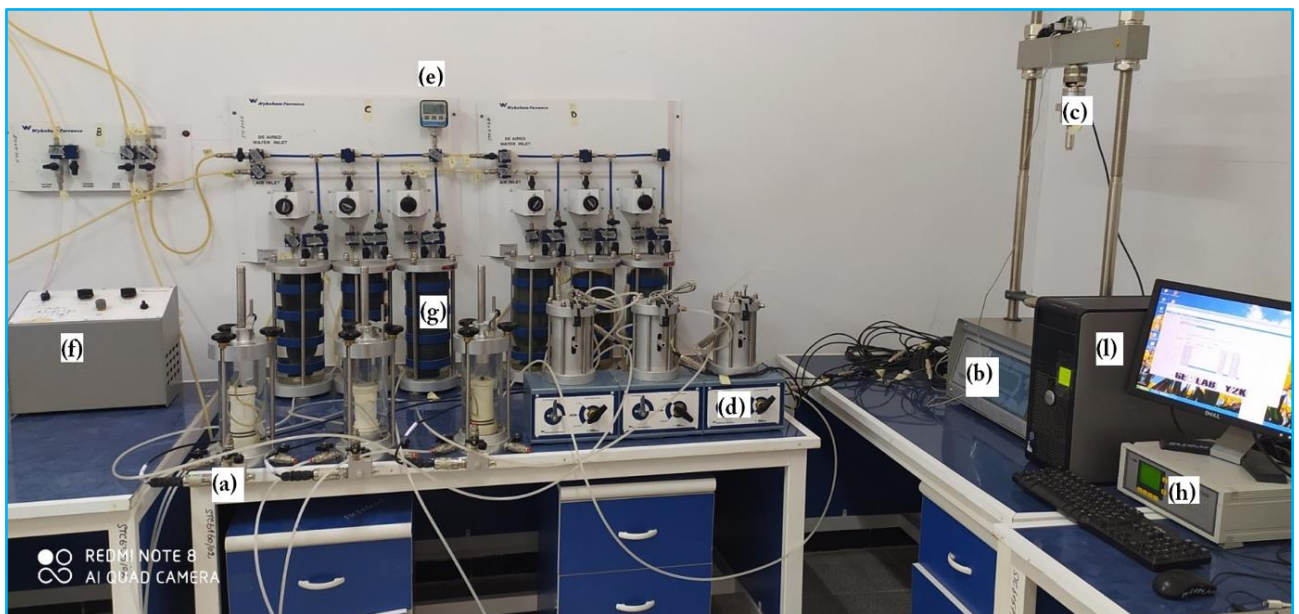


Figure 2.6: Ensemble du dispositif triaxial utilisé.

Tableau 2.5 Les éléments de l'appareil triaxial.

Les éléments de l'appareil triaxial

Annoté

3 cellules des échantillons de capacité 1700 kPa	a
Une presse de modèle TRIAX 50	b
Un capteur de force externe et un capteur d'analogique de déplacement	c
3 Volumètres pour mesurer le volume d'eau qui entrent ou sortent des échantillons	d
Un capteur de pression pour contrôler la pression et la contre pression	e
Trois cellules de pression et trois cellules de contre pression	g
Un ordinateur sur lequel un logiciel d'acquisition de données GEO 200 est installé	l
Un système de pilotage des données (DATALOG)	h
Une pompe vide	f

Les procédures d'essai sont asservies par un logiciel d'application (Géo 2000). Il permet de communiquer avec les machines par DATALOGUE et ainsi la calibration des capteurs à distance. Il peut aussi configurer les essais et lancer l'acquisition des données avec une visualisation en temps réel. Enfin il répartit les données des essais sur un tableur type Excel.

Dans les essais triaxiaux, il existe deux types des comportements de sol (drainé ou non drainé). Selon ces deux comportements, il y a 3 types d'essais CD, CU, UU (**Fig. 2.7-2.9**).

Pour le comportement drainé l'application de l'effort est lente compte tenu de la perméabilité du sol et de la longueur du chemin de drainage pour n'induire à aucun moment une surpression interstitielle importante. En plus, le comportement drainé réduit la consommation du temps pour que les surpressions interstitielles éventuelles se dissipent au moment où l'on veut mesurer ou calculer le comportement du sol. Pour le comportement non drainé, le chargement est assez rapide, compte tenu de la perméabilité du sol, de la longueur du chemin de drainage et l'apparition de la surpression interstitielle.

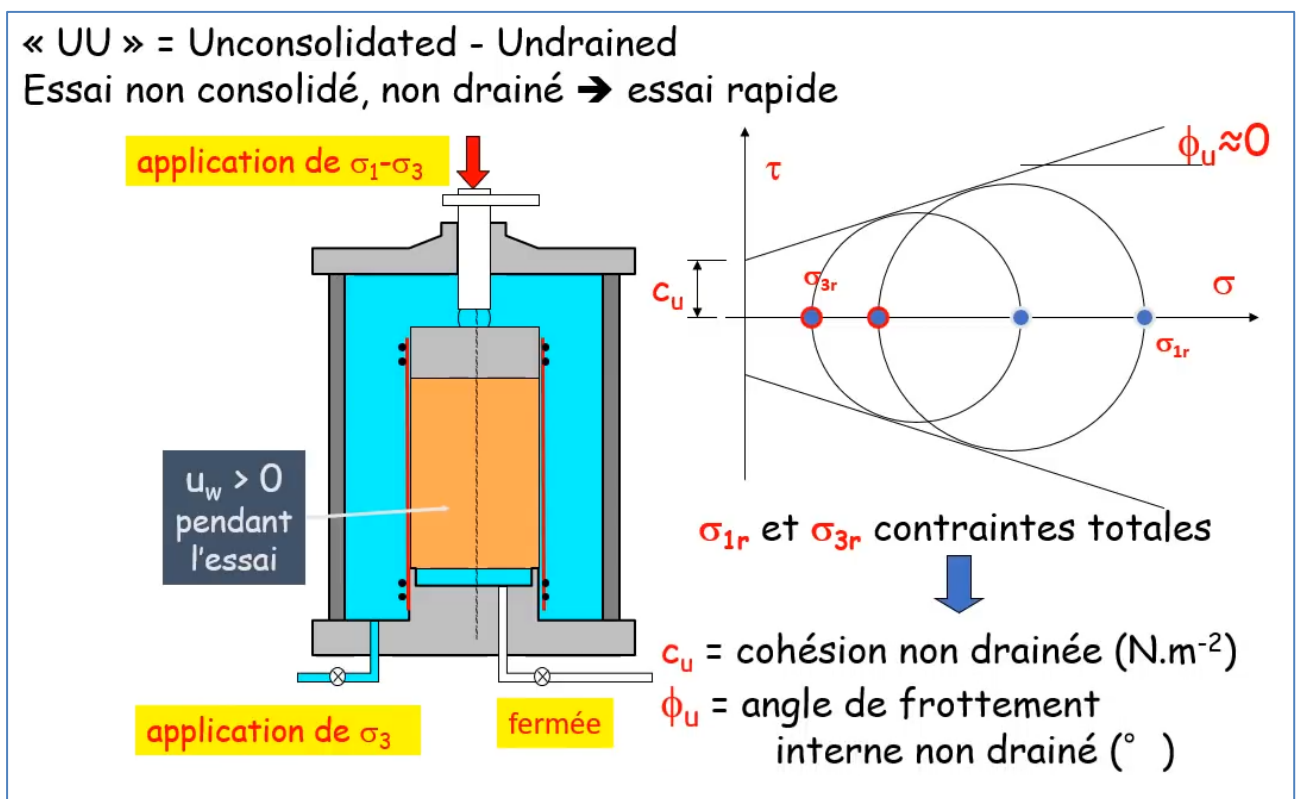


Figure 2.7 L'essai triaxial non consolidé et non drainé (UU) [29].

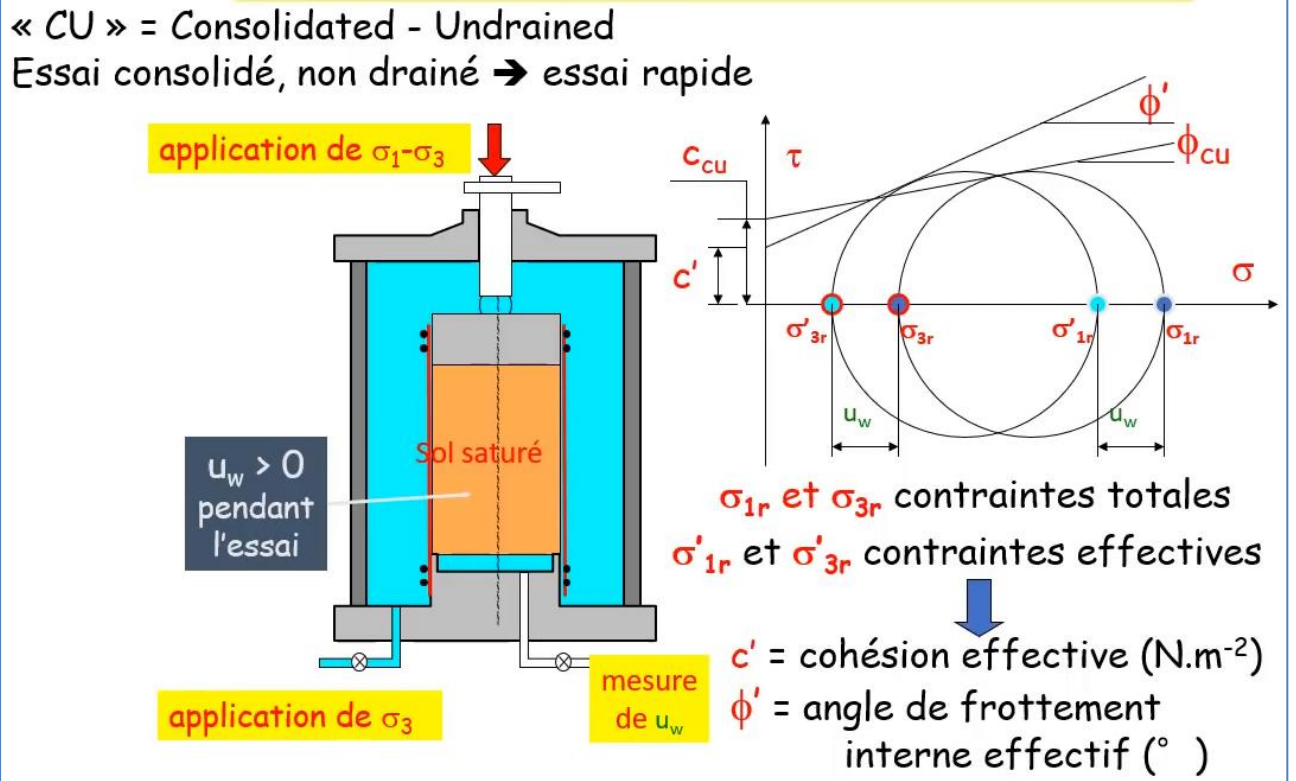


Figure 2.8 L'essai triaxial consolidé et non drainé (CU) [29].

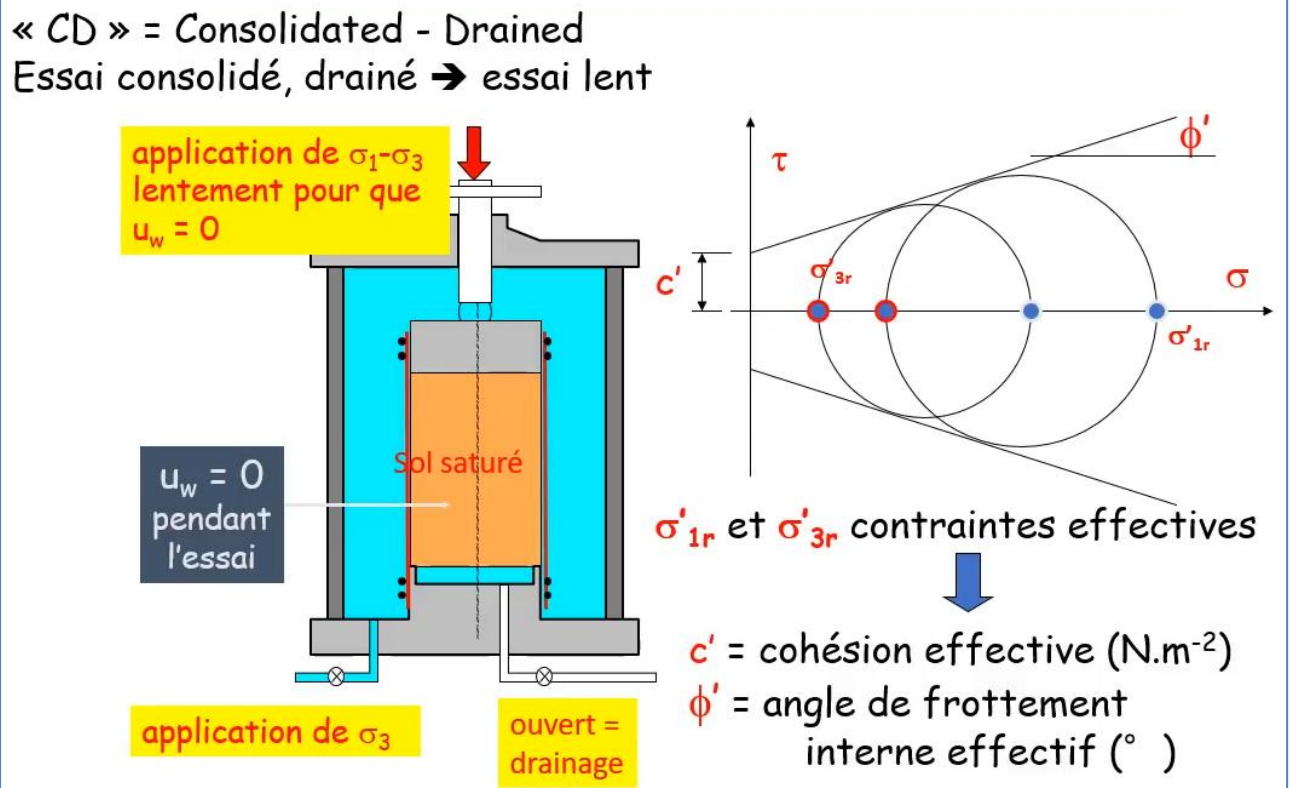


Figure 2.9 L'essai consolidé et drainé (CD) [29].

L'essai triaxial CD a été réalisé en cinq phases explicitant les différentes étapes de réalisation d'un essai triaxial selon les [17–19] :

Phase 1 : la préparation des matériaux ; le sol compressible et le sable-ciment avec ou sans fibres PP sont mélangés à l'état sec en utilisant des outils de mélange ordinaires, et ce mélange est placé à l'intérieur d'une membrane dans une cellule triaxiale (**Fig. 2.11a- Fig. 2.11d**).

Phase 2 : la pression négative ; après le placement des matériaux dans la membrane et compactés légèrement, on applique une pression négative de -20 KPa pour garder l'échantillon dans l'état solide, jusqu'à appliquer la contre pression (**Fig. 2.11e- Fig. 2.11h**).

Phase 3 : la pré-saturation par percolation d'eau désaérée de bas en haut ; L'objectif est d'évacuer l'air par la ligne de drainage supérieur et de saturer ainsi l'éprouvette en eau (**Fig. 2.10**).

Phase 4 : la saturation par paliers ; application de contre-pression et vérification de l'état de saturation par contrôle du coefficient de SKEMPTON enregistré défini comme suit $\beta = \Delta u / \Delta \sigma_3$ jusqu'à $> 95 \%$.

Phase 5 : la consolidation ; l'éprouvette a été consolidée de manière isotrope, sous une pression de $\sigma'_3 = \sigma'_1 = 100, 200$ ou 300 kPa, jusqu'à atteindre une variation de volume quasi-constante.

Phase 6 : le cisaillement ; l'éprouvette est soumise à une charge de cisaillement à pression constante, avec une vitesse de déplacement axial de $0,02$ mm/min jusqu'à écraser l'éprouvette. La vitesse de déplacement axial est déterminée selon NF en fonction des paramètres de sol et du type d'essai triaxial CD ou CU ou UU (**Annexe C**).

Le mode opératoire de l'essai triaxial est expliqué en détail dans la vidéo accessible à travers le code barre suivant.

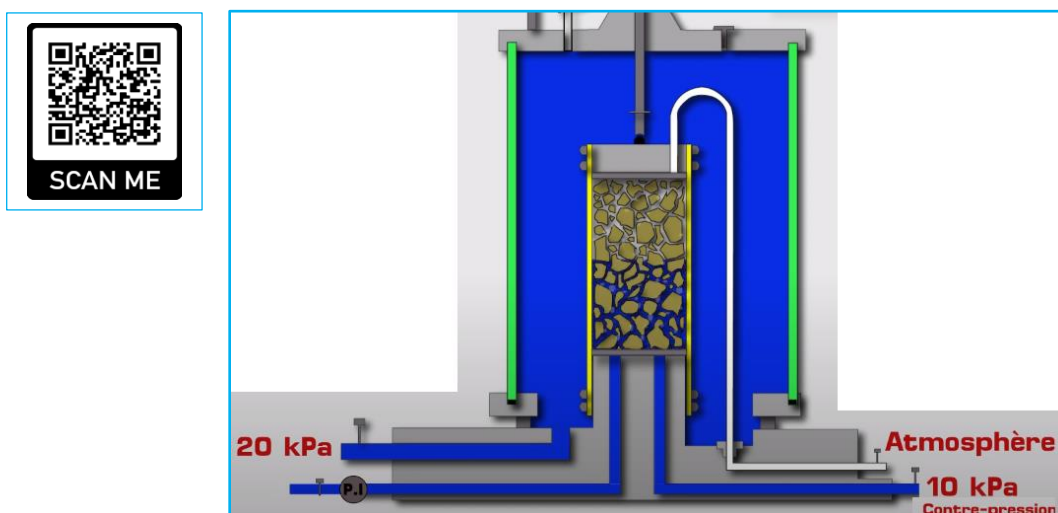


Figure 2.10 La phase de pré-saturation [30].



Figure 2.11 Préparation des échantillons.

2.3. Essais expérimentaux

Pour l'installation des colonnes CSV dans le terrain (sol compressible), le mélange de sable-ciment est inséré dans le sol compressible à l'aide d'une tarière. Le mouvement rotationnel de la tarière dans le sol compressible permet de transporter le sable-ciment sec qui est mixé avec le sol compressible. Pour cette raison, nous présentons les différentes combinaisons des matériaux CSV pour étudier leur effet sur les résultats. Les combinaisons des matériaux utilisés sont décrites en détail dans (**Tab 2.6**).

En plus, des recherches ont été faites pour comprendre le comportement du ciment lorsqu'il est ajouté au sol, des auteurs P. Jamsawang et al, ont remarqué que l'ajout de ciment provoque une chute de la résistance résiduelle [31]–[35]. Pour résoudre ce problème, les fibres PP (0,5% et 1%) sont ajoutées sur les sols et analysées en détail [36]–[39].

Les masses totales des matériaux sont calculées par rapport au volume de l'échantillon, comme indiqué dans (**Eq. 2.1**).

$$m = V_s \times \rho \times \% \quad 2.1$$

Avec :

m : Masse du matériau.

V_s : Volume de la cellule.

ρ : La masse volumique du matériau.

Tableau 2.6 Les combinaisons des matériaux des CSV.

QSC %	Type	QS %	QC %	Abréviations
25	1	60	15	25.T1.F0;0,5;1
	2	52,5	22,5	25.T2.F0;0,5;1
50	1	40	10	50.T1.F0;0,5;1
	2	35	15	50.T2.F0;0,5;1
75	1	20	5	75.T1.F0;0,5;1
	2	17,5	7,5	75.T2.F0;0,5;1

Avec :

QSC : Quantité de sol compressible, **QS** : Quantité de sable et **QC** : Quantité de ciment.

2.4. Les résultats expérimentaux

Dans cette section, les résultats des essais triaxiaux (CD) sont présentés sur le (Tab. 2.7). La (Fig. 2.12) montre la variation du Déviateur-Déformation axiale du sol compressible. Dans les (Figs. 2.13-2.16), la variation du Déviateur-Déformation axiale des matériaux des CSV avec ou sans fibres PP est présentée, pour le côté supérieur des figures mentionnées, une pression de cellule de 100 KPa est appliquée. Le côté central et le côté inférieur représentent un échantillon qui a été soumis à une pression de 200 KPa, 300 KPa, respectivement. Dans la (Fig. 2.17), on constate la variation de l'angle de frottement effectif en fonction de la quantité de fibres PP. Dans la (Fig. 2.18), on voit la variation de la cohésion effective en fonction de la quantité de fibres PP.

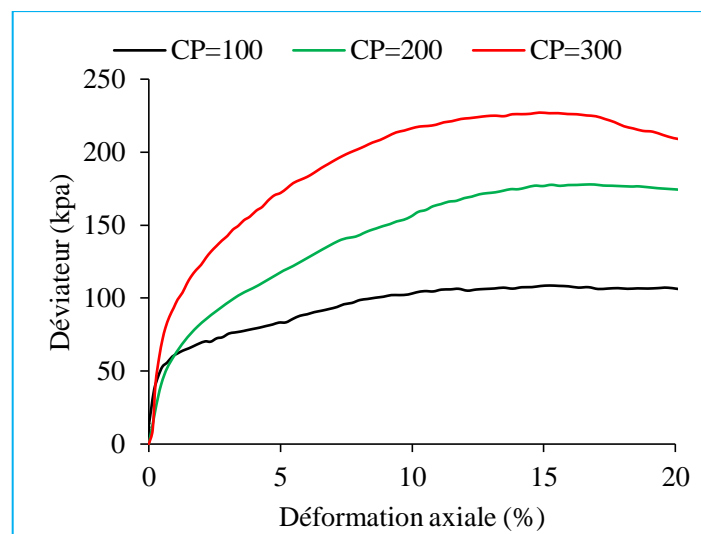


Figure 2.12 La variation de Déviateur-Déformation axiale de sol compressible.

Tableau 2.7 : Résumé des résultats des essais triaxiaux de la présente étude.

QSC (%)	QS (%)	QC (%)	QF (%)	C' (KPa)	φ'	E_{50} (KPa)	Contrainte déviatorique (KPa)			Déformation axiale (%)		
							CP = 100 KPa	CP = 200 KPa	CP = 300 KPa	CP = 100 KPa	CP = 200 KPa	CP = 300 KPa
100	0	0	0	20.17	13.29	52.42	109.64	177.69	229.30	19.74	17.59	16.62
75	20	5	0	72.52	33.63	579.87	555.35	869.33	1046.42	3.26	3.92	4.76
75	20	5	0.5	128.49	38.78	761.78	1011.69	1383.44	1680.65	3.46	4.56	5.14
75	20	5	1	154.35	37.49	828.69	1108.21	1359.02	1729.61	6.13	7.37	7.93
75	17.5	7.5	0	89.109	40.36	1497.34	857.76	1276.33	1589.98	3.07	3.26	3.89
75	17.5	7.5	0.5	142.24	42.78	1154.22	1436.14	1590.07	1600.95	3.21	3.91	4.05
75	17.5	7.5	1	164.06	43.56	965.83	1534.27	1884.65	2413.78	6.05	7.07	7.35
50	40	10	0	103.32	49.09	3174.47	1653.96	1864.54	2793.28	1.81	2.44	3.06
50	40	10	0.5	166.09	47.47	1914.38	1753.96	1902.92	2939.28	2.67	2.94	3.64
50	40	10	1	179.22	49.22	1727.24	2069.01	2802.63	3307.24	3.08	3.55	4.062
50	35	15	0	164.43	49.11	3903.77	2013.53	2508.34	3241.64	1.23	1.91	2.99
50	35	15	0.5	174	52.04	2399.53	2409.02	3101.05	3898.01	2.43	3.24	3.51
50	35	15	1	182.61	52.6	1873.45	2630.34	3200.44	4153.68	3.19	3.48	3.63

E_{50} : Identifié comme le module d'Young sécant à 50% du pic de résistance au cisaillement d'une éprouvette.

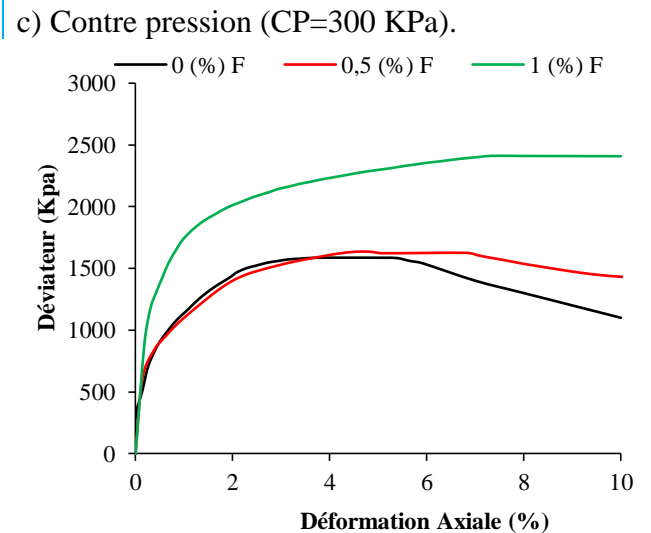
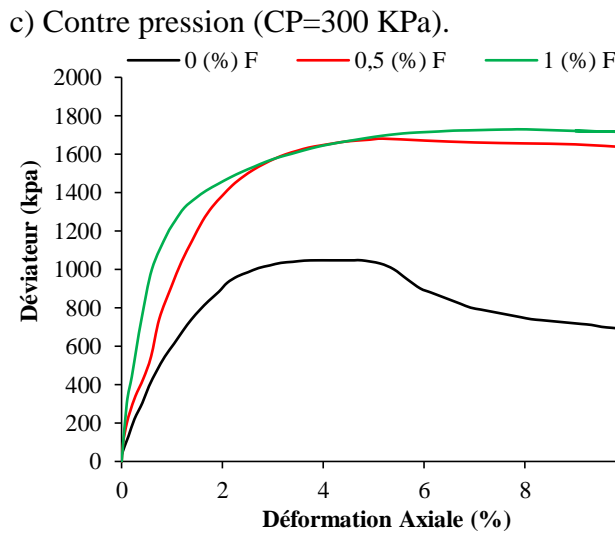
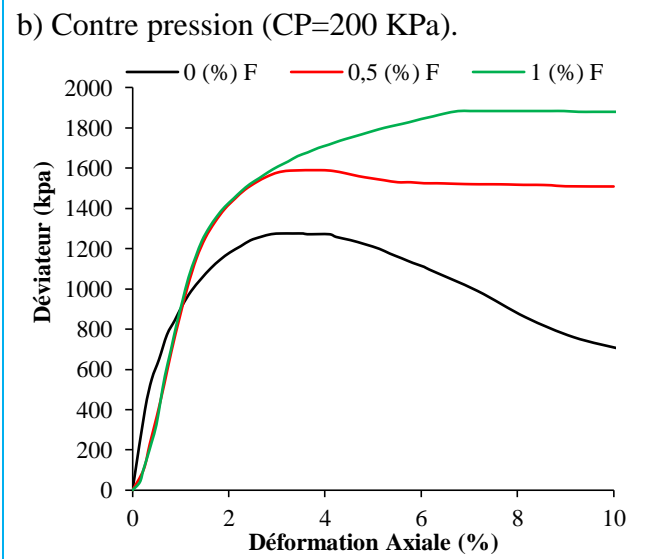
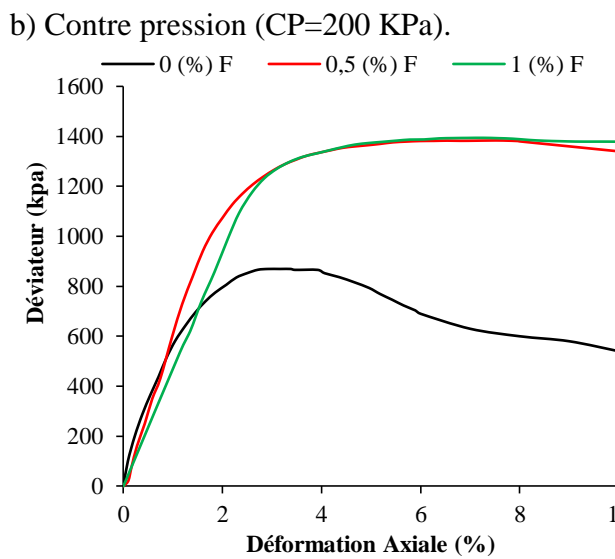
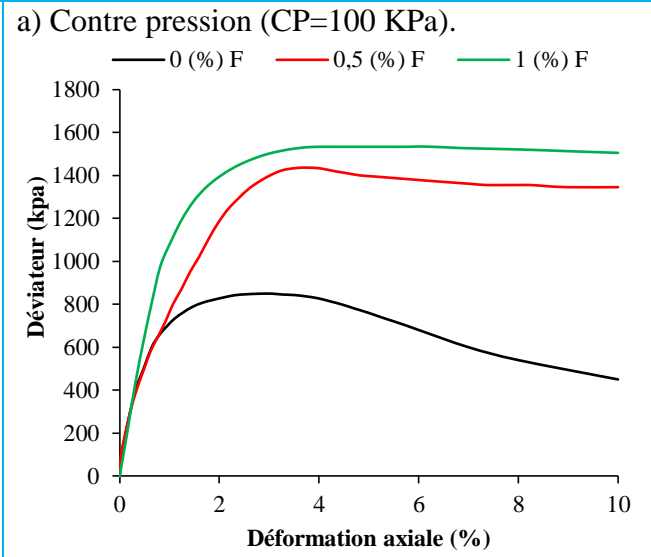
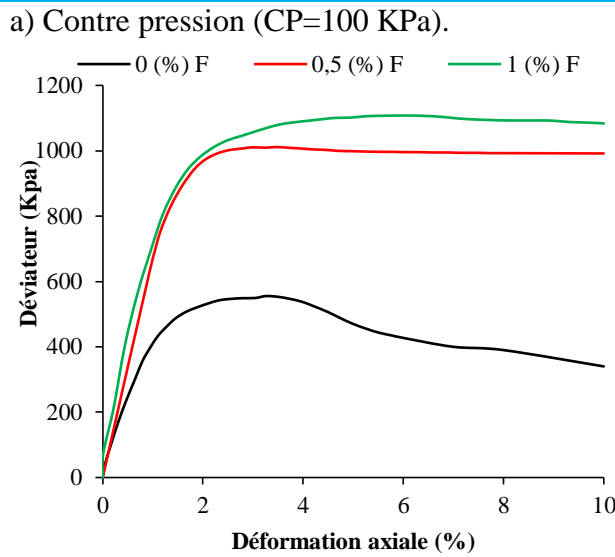


Figure 2.13: la variation de q - ϵ des éprouvettes (QSC=75%, QS=20% et QC=5%), avec différentes CP.

Figure 2.14 : la variation de q - ϵ des éprouvettes (QSC=75%, QS=17.5% et QC=7.5%), avec différentes CP.

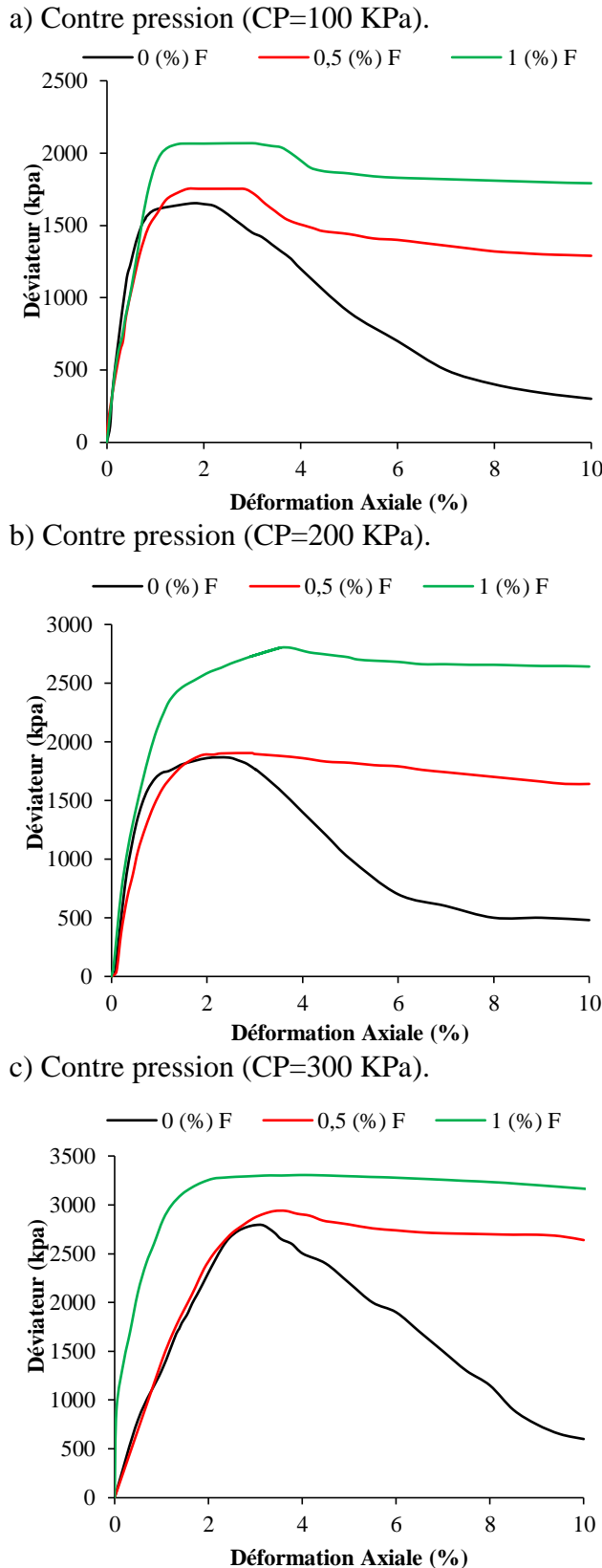


Figure 2.15 : la variation de $q-\epsilon$ des éprouvettes (QSC=50%, QS=40% et QC=10%), avec différentes CP.

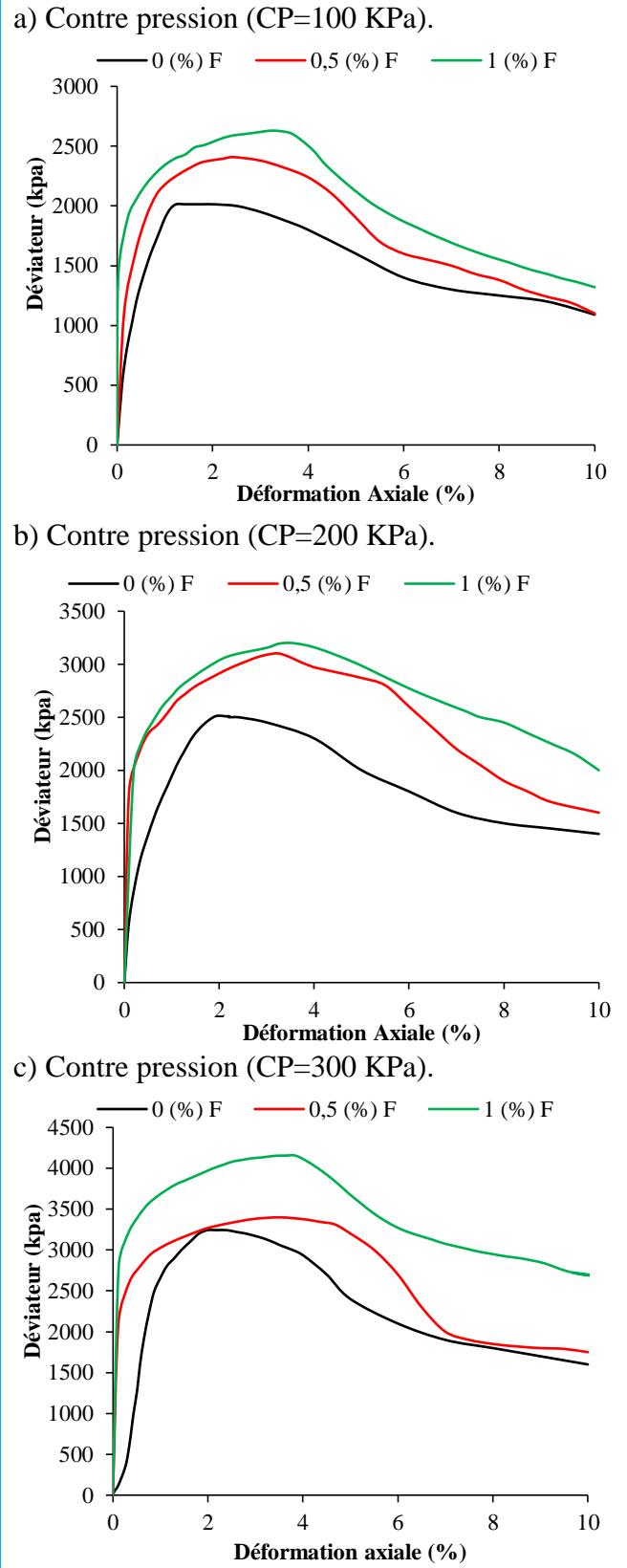


Figure 2.16 : la variation de $q-\epsilon$ des éprouvettes (QSC=50%, QS=35% et QC=15%), avec différentes CP.

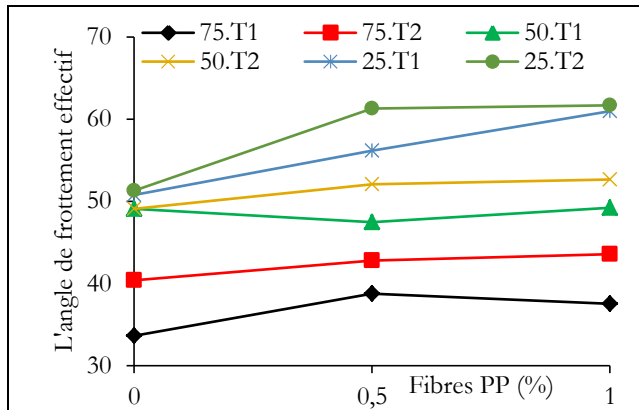


Figure 2.17 La variation de l'angle de frottement effectif en fonction de la quantité de fibres PP%.

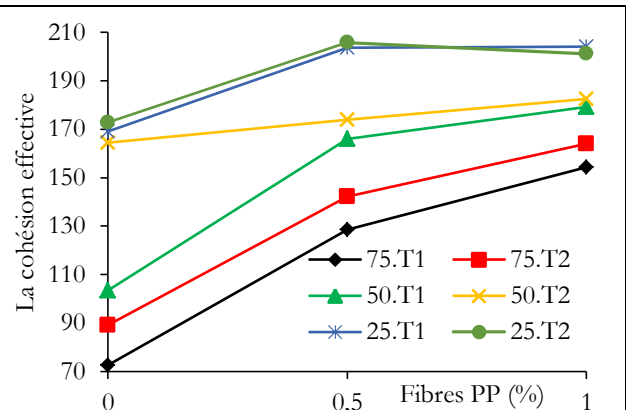


Figure 2.18 la variation de cohésion effective en fonction de la quantité de fibres PP%.

L'efficacité du renforcement du sol compressible par colonnes CSV avec ou sans fibres PP est discutée. Comparativement parlant, à partir du (Tab. 2.7), si nous comparons l'essai qui a fourni les valeurs les plus faibles des matériaux de CSV (75% QSC+20 QS+5 QC) avec le sol compressible, il y a une augmentation remarquable de : la contrainte déviatorique par (+500 %), la cohésion effective par (+259 %), l'angle de frottement effectif par (+153 %), le module E_{50} par (+1000 %), et la diminution de la déformation axiale par (-83 %), et l'ajout des fibres PP dans les matériaux de CSV a amélioré les résultats précédemment atteints. Ce résultat est principalement dû à l'effet du ciment et des fibres PP. L'effet de l'ajout de ciment dans les sols (argile ou sable) avec ou sans fibres PP a été étudié précédemment, les auteurs Y. Shen et al [40]–[42], ont trouvé approximativement les mêmes résultats. L'effet entre la teneur en ciment et la teneur en fibres PP est étudié par N. Consoli et al [43], dans lequel, la résistance maximale au cisaillement augmente avec l'augmentation de la teneur en fibres PP.

Pour voir l'effet de la quantité de sol compressible avec ou sans fibres PP sur les résultats expérimentaux, nous observons la (Fig. 2.18) ; les résultats montrent la cohésion effective, généralement elle a été augmentée avec la diminution du contenu du sol compressible, et la cohésion effective a été augmentée avec l'augmentation du contenu des fibres PP. D'après les résultats montrés dans la (Fig. 2.17), l'angle de frottement effectif a augmenté avec la diminution du contenu du sol compressible, mais quand les fibres PP sont ajoutées, les valeurs de l'angle de frottement effectif diminuent remarquablement. Ces résultats trouvés lorsque l'augmentation de la quantité en sol compressible dans les matériaux de CSV réduit la quantité en ciment.

À partir des (Figs. 2.13a-2.16a), une diminution est observée au niveau de la quantité du sol compressible, qui ouvre la voie à une augmentation de la contrainte déviatorique max. En plus, la

diminution de la quantité en sol compressible donne un matériau qui est similaire à un matériau parfaitement plastique. Lorsqu'on ajoute les fibres PP dans les matériaux des colonnes CSV, les résultats montrent que les échantillons à haute pression cellulaire peuvent développer plus de déformation avant d'atteindre la contrainte maximale. De même les résultats peuvent être remarqués sur les (Figs. 2.13b-2.16b) ainsi que sur les (Figs. 2.13c-2.16c). Ceci est conforme à ce qui a été trouvé par C. Consoli et al [43]–[45], il est clair que l'ajout des fibres PP a provoqué une diminution significative de la dilatation des échantillons cimentés à des déformations plus faibles, le début de la stabilisation de la force peut être obtenu par une déformation lors de l'ajout des fibres PP dans les échantillons de ciment-sable, ce qui entraîne la réduction de la rigidité du sol cimenté renforcé par des fibres PP.

Pour le module E_{50} du (Tab. 2.6), les résultats montrent que la diminution du sol compressible sur les matériaux de CSV varie en fonction de l'augmentation du module E_{50} . Avec l'ajout des fibres PP, on remarque une variance des résultats obtenus (une diminution ainsi qu'une augmentation) . Dans [46] [44], les auteurs S. Kutanaei et al, ont trouvé des résultats qui sont similaires aux résultats obtenus dans cette recherche.

2.5. Conclusion

D'un point de vue expérimental, les essais triaxiaux consolidés drainés (CD) ont été réalisés et peuvent être résumés comme suit :

- L'efficacité du renforcement du sol compressible par CSV avec ou sans fibres PP est discutée. Comparativement, une augmentation remarquable de la contrainte déviatorique de (+500%), la cohésion effective de (+259%), l'angle de frottement effectif de (+153%), le module E_{50} de (+1000%), et la diminution de la déformation axiale de (-83%), et l'ajout des fibres PP dans les colonnes CSV a amélioré les résultats précédemment atteints.
- La diminution de la quantité en sol compressible dans les matériaux de CSV avec ou sans fibres PP ouvre la voie à une augmentation de la contrainte maximale, et le comportement est similaire à celui des matériaux parfaitement plastiques.
- Peu de quantité de sol compressible dans les matériaux CSV améliore la contrainte déviatorique, la déformation axiale, la cohésion effective, l'angle de frottement effectif et le module d'élasticité E_{50} .

Chapitre 03

Les plans

D'expériences

Chapitre 03

LES PLANS D'EXPERIENCES

3.1. Introduction

Des formules empiriques sont établies sur la base du plan d'expérience (DOE) pour étudier la variation des c' , φ' et E_{50} de sol compressible renforcé en fonction des quantités des matériaux (sol compressible, sable, ciment et fibres PP).

3.2. Les Plans d'expériences

Pour les éprouvettes qui contiennent des pourcentages élevés de ciment, le temps des essais soit très long ainsi qu'une fissuration potentielle des pierres poreuse (**Fig. 3.1**). Cela à son tour réduit la possibilité de faire plusieurs essais triaxiaux qui servent à comprendre le comportement des matériaux de CSV (sol compressible, sable, ciment). Pour ces raisons, la méthode des plans d'expérience est utilisée comme une technique statistique qui permet d'identifier et de quantifier les



effets de divers facteurs sur des réponses expérimentales [47].

Figure 3.1: Fissuration des pierres poreuses.

3.2.1. Notion d'espace expérimental

Généralement, un expérimentateur qui lance une étude s'intéresse à une grandeur qu'il mesure à chaque essai. Cette grandeur s'appelle la **réponse**, la valeur de cette grandeur dépend de plusieurs variables. Au lieu de terme "variable" on utilisera le mot **facteur**. La réponse dépend donc d'un ou de plusieurs facteurs [48].

Le premier facteur peut être présenté par un axe gradué et orienté (**Fig. 3.2**), la valeur donnée à un facteur pour réaliser un essai est appelée **niveau**. Lorsqu'on étudie l'influence d'un facteur, en général, on limite ses variations entre deux bornes (inférieure et supérieure).

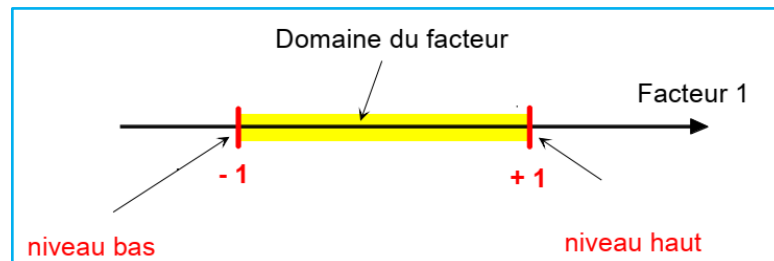


Figure 3.2 La borne inférieure (niveau bas) est notée par -1 et la borne supérieure (niveau haut) est notée +1. Le domaine de variation du facteur est constitué de toutes les valeurs comprises entre le niveau bas et niveau haut (Domaine du facteur) [49].

$V = -1$ et $+1$: Appelées valeurs centrées réduites du facteur et égalent à $v = \frac{2V - (V^+ + V^-)}{(V^+ + V^-)}$

Avec V^+ et V^- : les valeurs extrêmes de la variable réelle V du domaine expérimental, à qui correspond respectivement les valeurs centrées réduites $+1$ et -1

S'il y a un second facteur, il est représenté, lui aussi par un axe gradué et orienté. Ce second axe est disposé orthogonalement au premier. On obtient ainsi un repère cartésien qui définit un espace euclidien à deux dimensions [50]. Cet espace est appelé **l'espace expérimental** (**Fig. 3.3**).

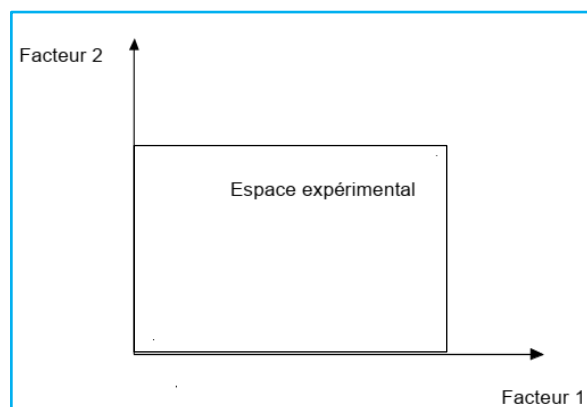


Figure 3.3 L'espace expérimental [49].

Le niveau X_1 du facteur 1 et le niveau X_2 du facteur 2 peuvent être considérés comme les coordonnées d'un point de l'espace expérimental. Une expérience donnée est alors représentée par un point dans ce système d'axes. **Un plan d'expérience** est représenté par un ensemble de points expérimentaux. (**Fig. 3.4**) [48].

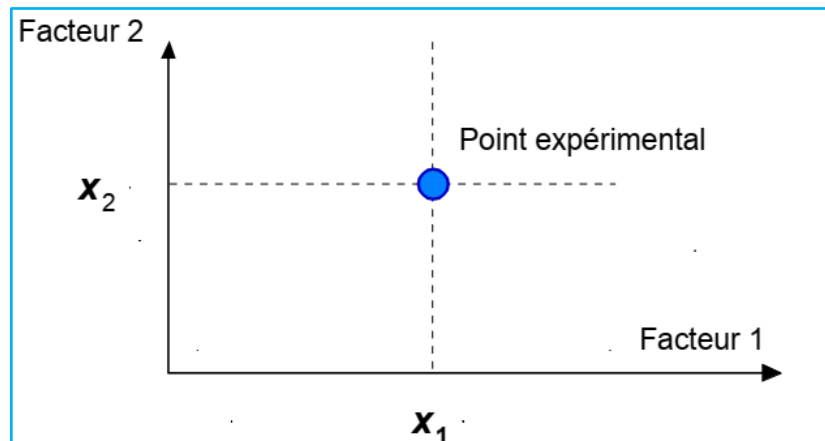


Figure 3.4 Point expérimental [49].

Le regroupement des domaines des facteurs définit **le domaine d'étude**, c'est-à-dire plusieurs expériences bien définies et sont représentées par des points répartis dans le domaine d'étude (**Fig. 3.5**).

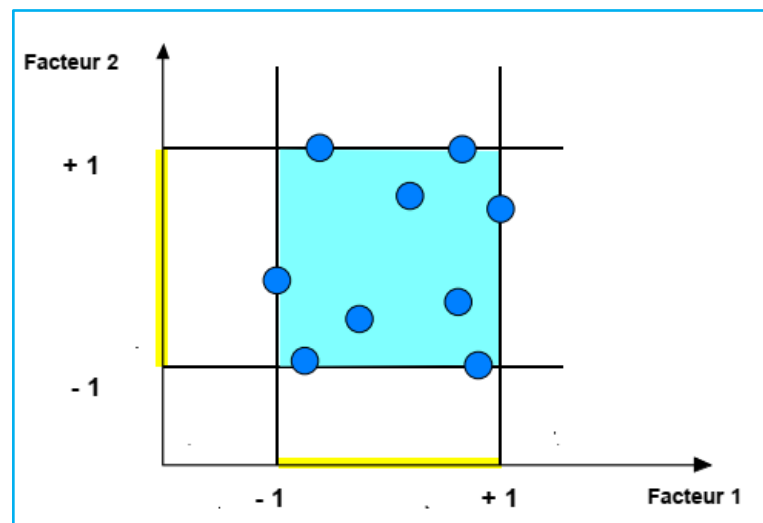


Figure 3.5 Les points expérimentaux sont disposés dans le domaine d'étude défini par l'expérimentateur [49].

À chaque point du domaine d'étude correspond une réponse, à l'ensemble de tous les points du domaine d'étude correspond un ensemble de réponses qui se localisent sur une surface appelée **la surface de réponse** (**Fig. 3.6**) [48].

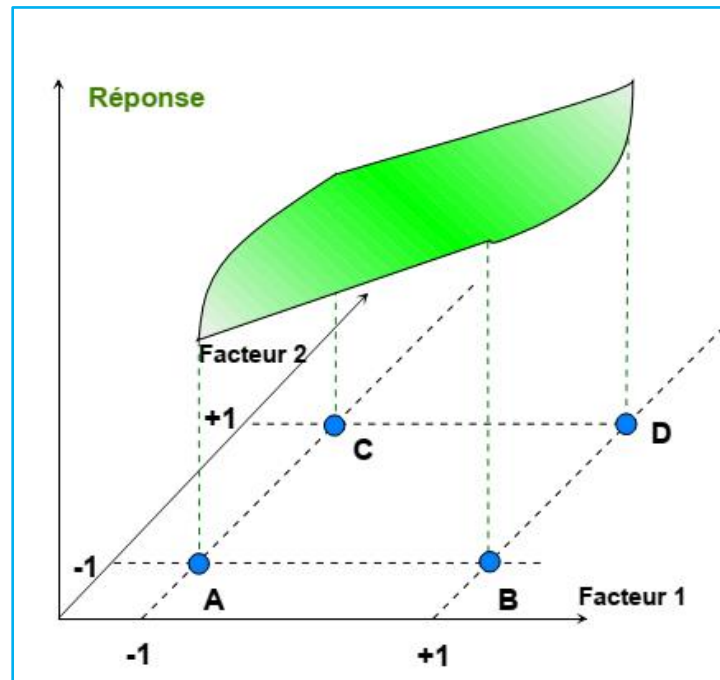


Figure 3.6 Les réponses associées aux points du domaine d'étude forment la surface de réponse. Les quelques réponses mesurées aux points du plan d'expériences permettent de calculer l'équation de la surface de réponses [49].

3.2.2. Les types des plans d'expériences

Nous allons maintenant appliquer les notions et les propriétés que nous venons de décrire aux plans d'expériences [49]:

- _ Plans factoriels complet à deux niveaux,
- _ Plans factoriels fractionnaires à deux niveaux,
- _ Autres plans à deux niveaux,
- _ Plans à plusieurs niveaux,
- _ Plans pour surfaces de réponse,
- _ Plans de mélanges,
- _ Plans booléens,
- _ Plans optimaux,
- _ Plans pour simulations numériques.

3.2.3. Les plans factoriels complets

Dans le cadre de notre étude, nous avons utilisé les plans factoriels complets, ses plans possèdent un nombre de niveaux limité à deux pour chaque facteur. Ces plans peuvent être utilisés indistinctement pour les variables continues et pour les variables discrètes.

Pour deux facteurs, le domaine d'étude se présente par un carré (en unités codées – voire **annexe D**). Par exemple, la (**Fig. 3.7**) représente un plan factoriel complet à deux facteurs. Le modèle mathématique postulé est un premier degré par rapport à chaque facteur :

$$y = a_0 + a_1x_1 + a_2x_2 + a_{12}x_1x_2 + e \quad 3.1$$

y : est la réponse.

x_i : représente le niveau attribué au facteur i .

a_0 : est la valeur de la réponse au centre du domaine d'étude.

a_1 : est l'effet (ou l'effet principal) du facteur 1.

a_2 : est l'effet (ou l'effet principal) du facteur 2.

a_{12} : est l'interaction entre les facteurs 1 et 2.

e : est l'écart.

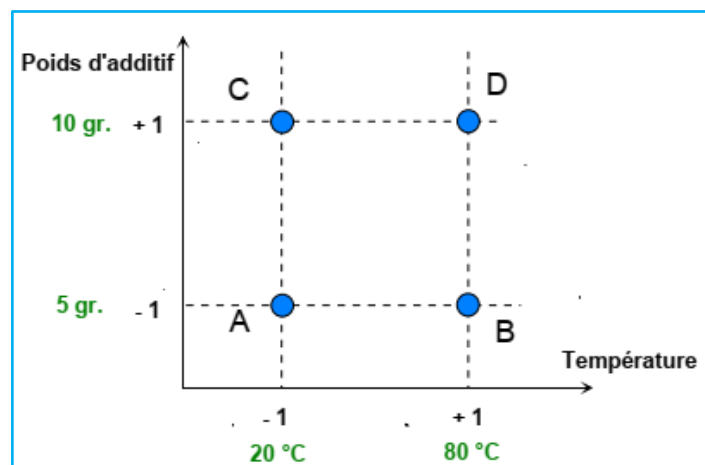


Figure 3.7 Les meilleurs emplacements des points expérimentaux sont les sommets du domaine d'étude lorsque le modèle postulé est du premier degré [49].

À chaque essai, l'expérimentateur mesure la réponse qu'il a choisie. Par exemple, la réponse de l'essai **n 1** est y_1 . Celle de l'essai **n 2** est y_2 , et ainsi de suite. Ces réponses sont indiquées en face de chaque essai comme il est montré dans la colonne de " Réponse " (**Tab. 3.1**).

Tableau 3.1 Plan d'expériences et résultats expérimentaux [49].

N° essai	Facteur 1	Facteur 2	Réponse
1	-1	-1	y_1
2	+1	-1	y_2
3	-1	+1	y_3
4	+1	+1	y_4

Niveau - 1	20 °C	5 grammes
Niveau +1	80 °C	10 grammes

Les quatre points d'expérience apportent quatre équations.

$$y_1 = a_0 + a_1x_{1,-1} + a_2x_{2,-1} + a_{12}x_{1,-1}x_{2,-1} + e_1 \quad 3.2$$

$$y_2 = a_0 + a_1x_{1,+1} + a_2x_{2,-1} + a_{12}x_{1,+1}x_{2,-1} + e_2 \quad 3.3$$

$$y_3 = a_0 + a_1x_{1,-1} + a_2x_{2,+1} + a_{12}x_{1,-1}x_{2,+1} + e_3 \quad 3.4$$

$$y_4 = a_0 + a_1x_{1,+1} + a_2x_{2,+1} + a_{12}x_{1,+1}x_{2,+1} + e_4 \quad 3.5$$

La résolution de ce système donne la valeur des coefficients

$$a_0 = \frac{1}{4} [y_1 + y_2 + y_3 + y_4] \quad 6a \quad 3.6$$

$$a_1 = \frac{1}{4} [-y_1 + y_2 - y_3 + y_4] \quad 6b \quad 3.7$$

$$a_2 = \frac{1}{4} [-y_1 - y_2 + y_3 + y_4] \quad 6c \quad 3.8$$

$$a_{12} = \frac{1}{4} [y_1 - y_2 - y_3 + y_4] \quad 6d \quad 3.9$$

Connaissant les coefficients, on peut écrire le modèle de régression qui sert à faire des prévisions.

$$y = a_0 + a_1x_1 + a_2x_2 + a_{12}x_1x_2 \quad 3.10$$

Pour la signification de a_0 , si l'on donne à x_1 et à x_2 la valeur zéro, on définit le centre du domaine d'étude. La relation (3.10) devient la relation (3.11), le coefficient a_0 est la valeur calculée de la réponse au centre du domaine d'étude.

$$y_0 = +a_0 \quad 3.11$$

A partir de l'équation (3.11), la valeur de x_2 est égale à zéro (la relation (3.11)). Cette relation permet de tracer l'évolution de la réponse prédite dans un plan de coupe $x_2 = 0$ (Fig. 3.8).

$$y = a_0 + a_1x_1 \quad 3.12$$

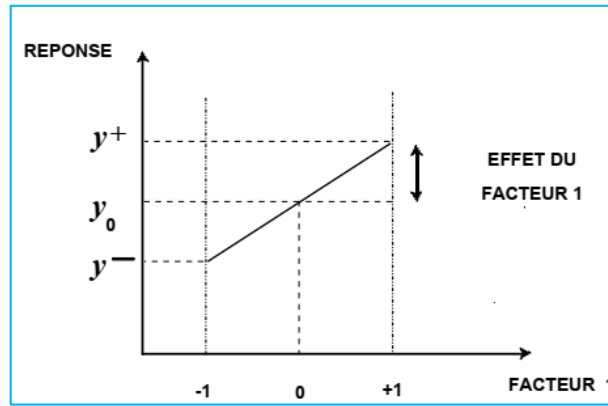


Figure 3.8 Dans le plan moyen du facteur 2, l'effet du facteur 1 est la variation de la réponse entre le centre du domaine d'étude et le niveau haut du facteur 1 [49].

Pour la signification de a_{12} , la relation (3.9) peut s'écrire (3.13).

$$a_{12} = \frac{1}{2} \left[\frac{1}{2}(y_4 - y_3) - \frac{1}{2}(y_2 - y_1) \right] = \frac{1}{2}[+ef^+ - ef^-] \tag{3.13}$$

L'interaction apparaît comme la demi-différence entre l'effet du **facteur 1** avec le niveau haut du **facteur 2** (effet noté ef^+) et l'effet du **facteur 1** au niveau bas du **facteur 2** (effet noté ef^-). Elle traduit une variation de l'effet d'un facteur en fonction du niveau d'un autre facteur. L'interaction a_{12} entre les deux **facteurs 1 et 2** est une interaction d'ordre 2.

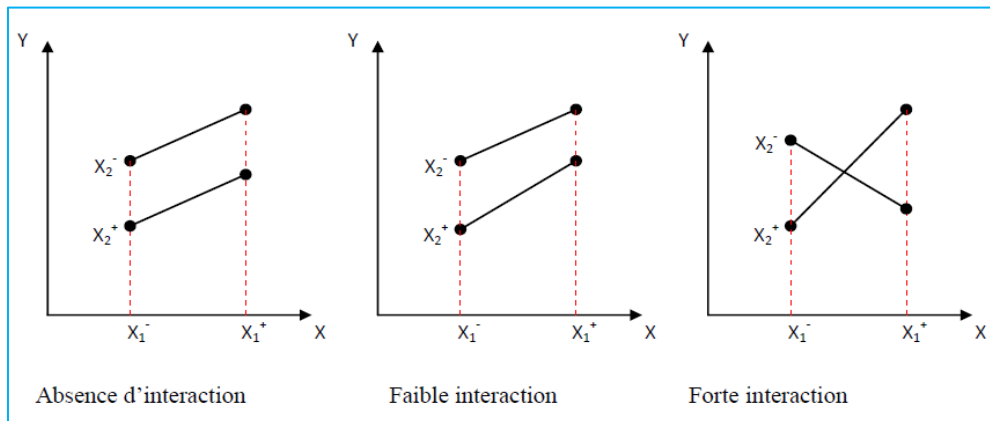


Figure 3.9 L'illustration d'une interaction [51].

3.3. L'outil informatique Mini tab 19

Mini tab est un logiciel statistique mis au point, à l'origine, par le département de statistique de l'université de PENNSYLVANIE (U.S.A). Il est particulièrement bien adapté à l'analyse statistique de petits tableaux de données bien structurés : statistique descriptive, analyse de la variance, méthodes relatives à la corrélation et à la régression simple et multiple, séries chronologiques, tests d'indépendance, méthodes non paramétriques, analyse en composantes

principales, analyse discriminante, contrôle statistique de la qualité, plans expérimentaux, etc. L'interface graphique Windows apporte à ce logiciel une plus grande souplesse d'utilisation et une meilleure présentation des résultats [52].

Les étapes d'analyse **DOE** par **Mini tab** sont présentées en quatre étapes ; créer un plan factoriel (**Fig. 3.10**), définir les facteurs (**Fig. 3.11**), définir les valeurs des facteurs de réponse (**Tab. 3.2**) et analyser un plan factoriel (**Fig. 3.12**).

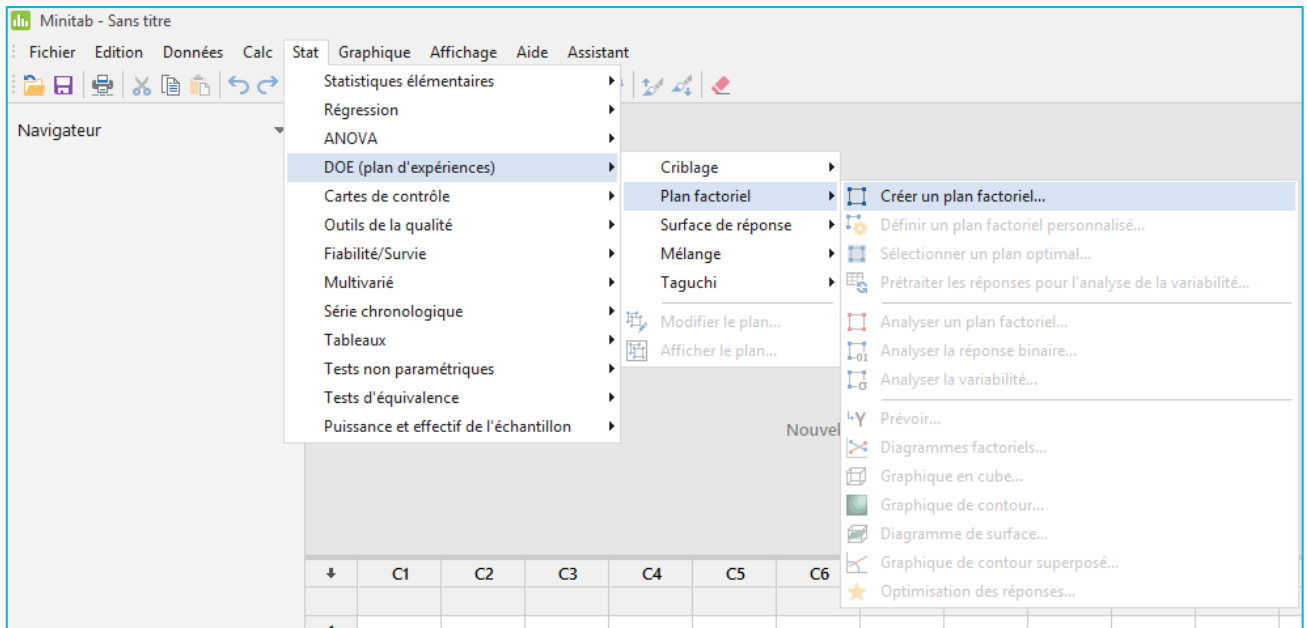


Figure 3.10 Créer un plan factoriel dans Mini tab 19.

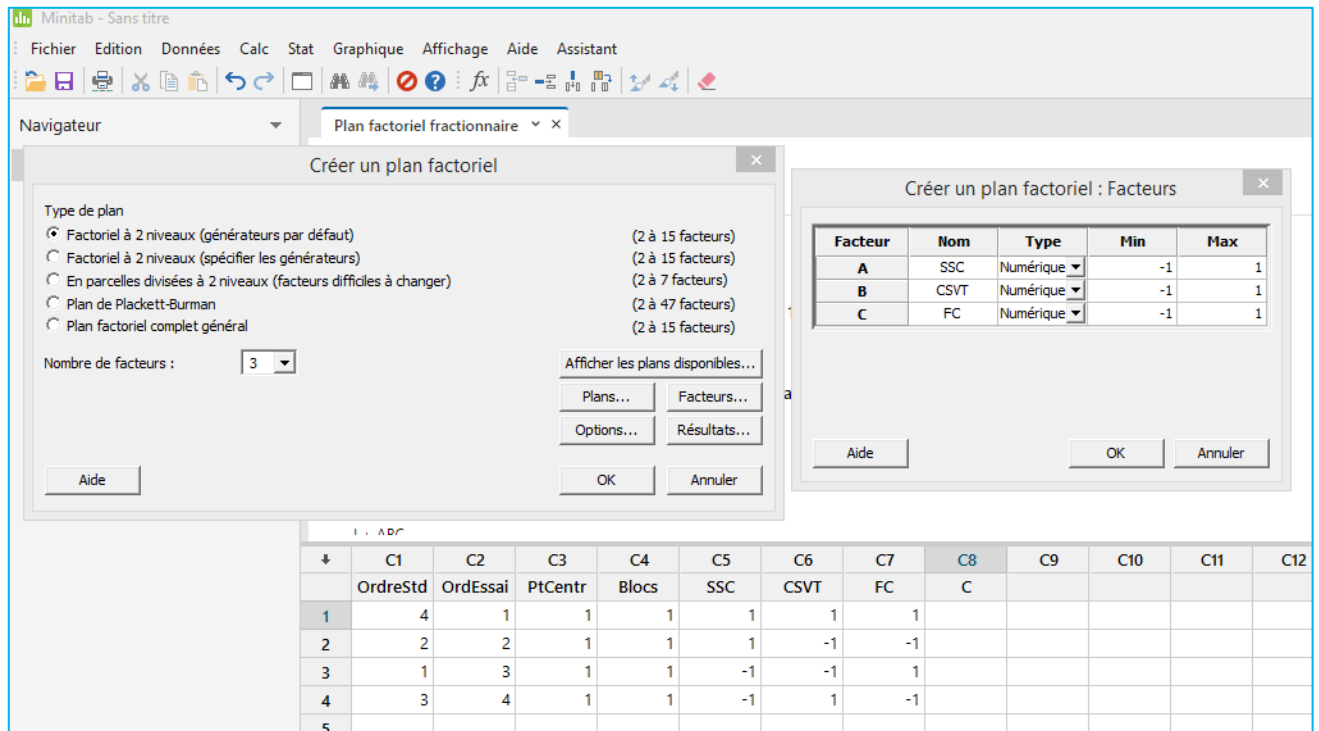


Figure 3.11 Définir les facteurs.

Tableau 3.2 les paramètres de la réponse C8-C10

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10
	OrdreStd	OrdEssai	PtCentr	Blocs	SSC	CSV T	FC	C		
1	4	1	1	1	1	1	1			
2	2	2	1	1	1	-1	-1			
3	1	3	1	1	-1	-1	1			
4	3	4	1	1	-1	1	-1			
5										

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10
	StdOrdER	RunOrder	CentrerPt	Blocks	QSC (%)	QF (%)	TCSV	C' (KPa)	Phi' (degree)	E ₅₀ (KPa)
1	1	1	1	1	-1	-1	-1	166,09	47,47	1914,38
4	2	1	1	1	1	1	-1	154,35	37,49	828,69
2	3	1	1	1	1	-1	-1	128,49	38,78	761,78
8	4	1	1	1	1	1	1	164,06	43,56	965,83
3	5	1	1	1	-1	1	-1	179,22	49,22	1727,24
7	6	1	1	1	-1	1	1	182,61	52,6	1873,45
6	7	1	1	1	1	-1	1	142,24	42,78	1154,22
5	8	1	1	1	-1	-1	1	174	52,04	2399,53

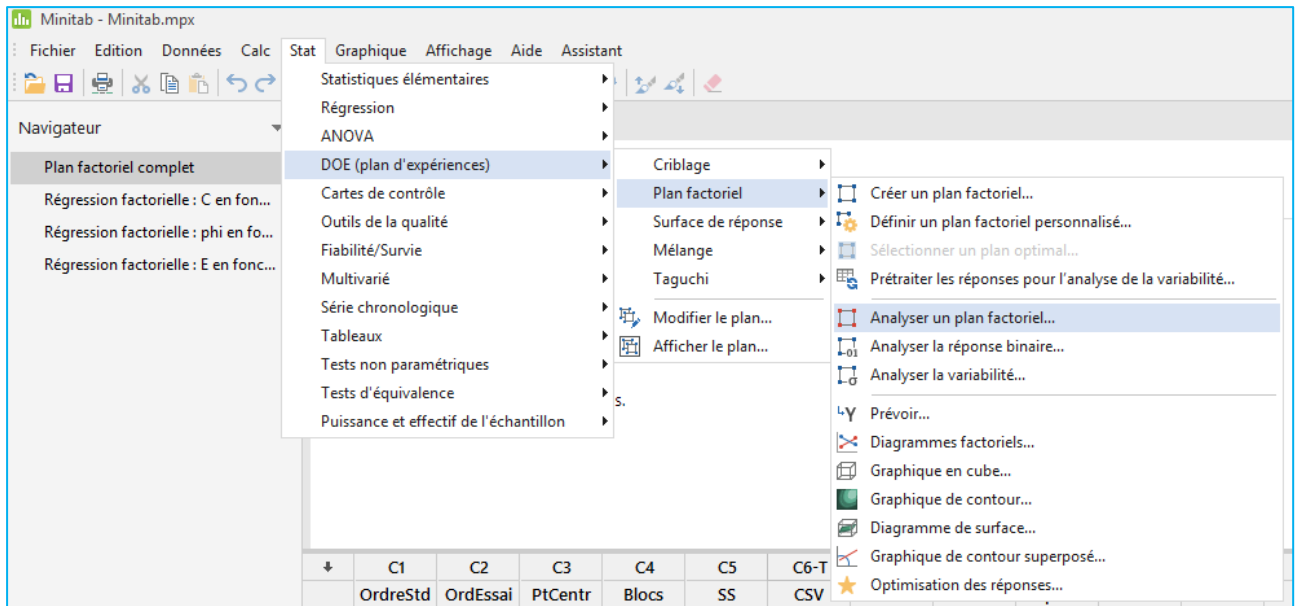


Figure 3.12 Analyser un plan factoriel.

3.4. Les résultats de DOE

Dans cette section, les résultats des plans d'expériences (DOE) sont discutés en détail. Les données expérimentales du (Tab. 3.2) ont été analysées quantitativement par la méthode DOE en corrélant chaque variable de réponse (C' , φ' and E_{50}) avec trois variables d'entrée (QSC, TCSV et QF), où QSC est la quantité de sol compressible prend deux valeurs (-1) pour (75%) et (+1) pour (50%). TCSV représente les deux types de matériaux des colonnes CSV prenant deux valeurs (-1) pour le type 1 et (+1) pour le type 2. QF est le contenu des fibres PP prend (-1) pour (0,5%) et (+1) pour (1%). Les équations de régression peuvent être exprimées comme suit :

3.4.1. La cohésion effective

a. Analyse de la variance

Source	DL	SomCar ajust	CM ajust	Valeur F	Valeur de p
TCSV	1	46,27	46,27	0,08	0,786
QF	1	29,72	29,72	0,05	0,828
QSC	1	431,89	431,89	0,78	0,426
Erreur	4	2206,17	551,54		
Total	7	2714,05			

b. Récapitulatif du modèle calculé par logiciel

S	R carré	R carré (ajust)	R carré (prév)
---	---------	-----------------	----------------

23,4850 18,71% 0,00% 0,00%

c. Coefficients

Terme	Coeff	Coef ErT	Valeur de T	Valeur de p	FIV
Constante	154,63	8,30	18,62	0,000	
TCSV					
-1	2,40	8,30	0,29	0,786	1,00
QF					
-1	-1,93	8,30	-0,23	0,828	1,00
QSC					
-1	7,35	8,30	0,88	0,426	1,00

d. Équation de régression retenue

$$C' = 154,6 - 7,348 \text{ QSC} + 9,992 \text{ QSC} \cdot \text{QF} + 8,270 \text{ QSC} \cdot \text{TCSV} - 7,820 \text{ QF} \cdot \text{TCSV} + 6,810 \text{ QSC} \cdot \text{QF} \cdot \text{TCSV}$$

Nous remarquons qu'il y a des interactions significatives, notamment les résultats obtenus sont appropriés par rapport aux résultats expérimentaux, la cohésion effective diminue quand la quantité du sol compressible augmente. L'augmentation de la cohésion effective est liée à celle du pourcentage des fibres PP. Et la cohésion effective du type 2 est supérieure à type 1 car son ciment est supérieur de 10 % par rapport au 1^e type.

Le diagramme de Pareto (**Fig. 3.13**) montre que l'influence de sol compressible est plus importante suivie par le type des mélanges, enfin le fibre PP présente un faible effet.

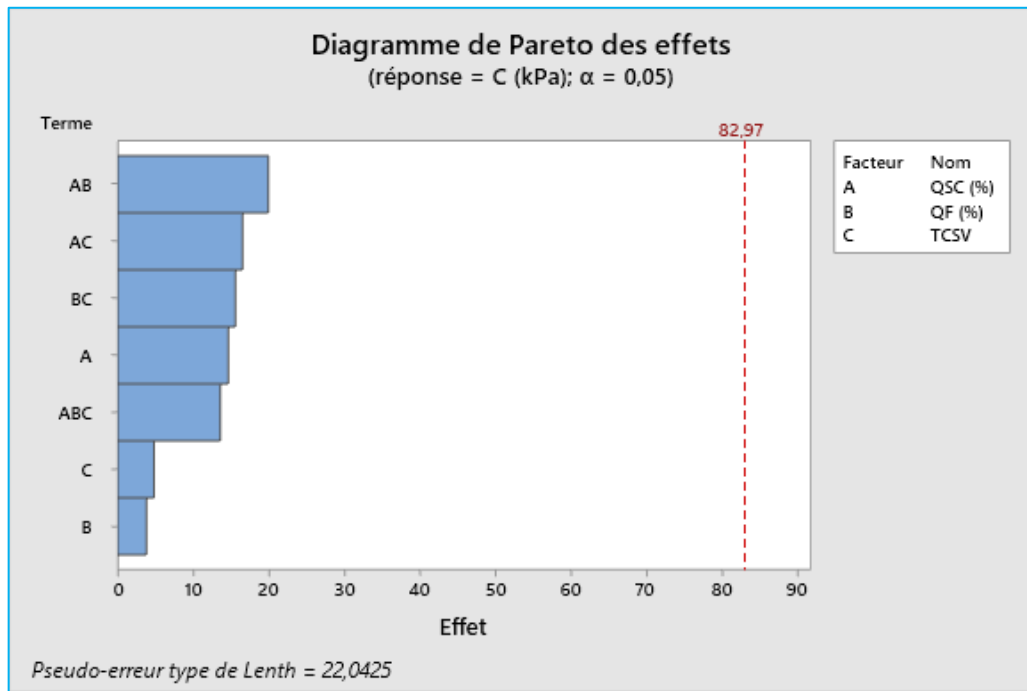
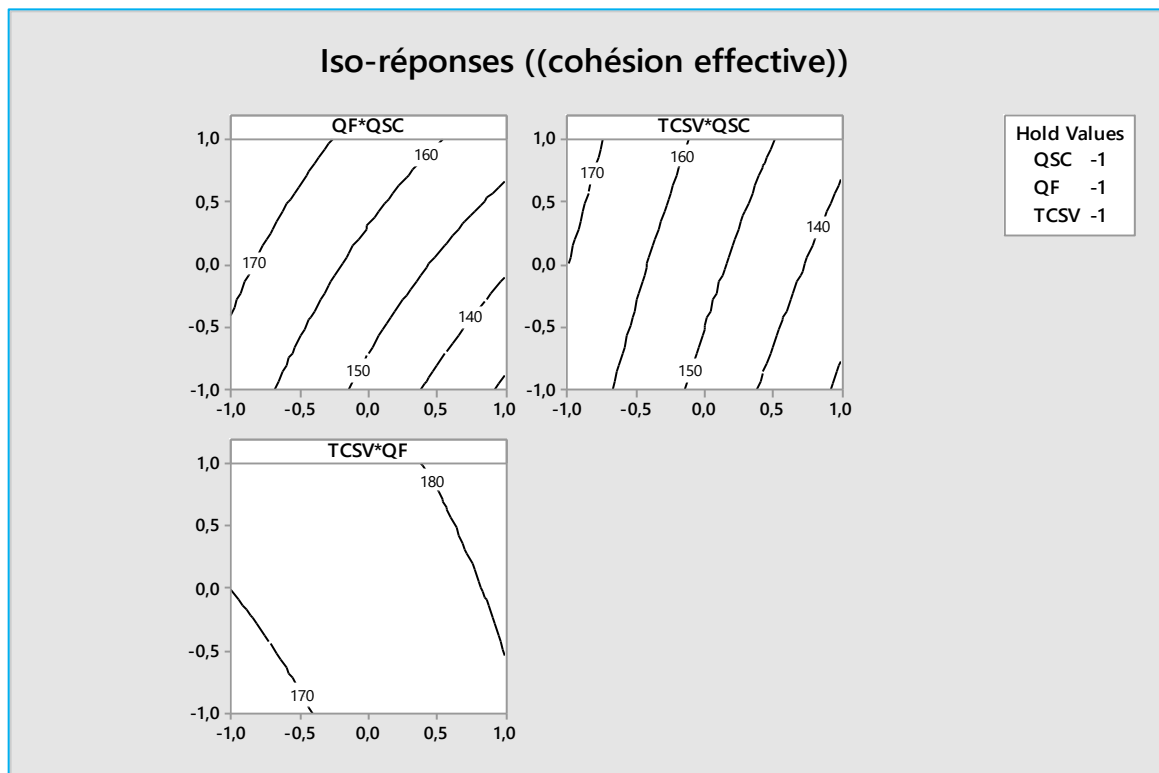


Figure 3.13 Diagramme de Pareto des effets de réponse de cohésion effective.

e. Optimisation- les courbes iso-réponse

Nous proposons ci-dessous quelques courbes iso-réponses dans le but d'optimiser le système défini par le modèle mathématique dont l'état dépend de plusieurs paramètres (Fig. 3.14).



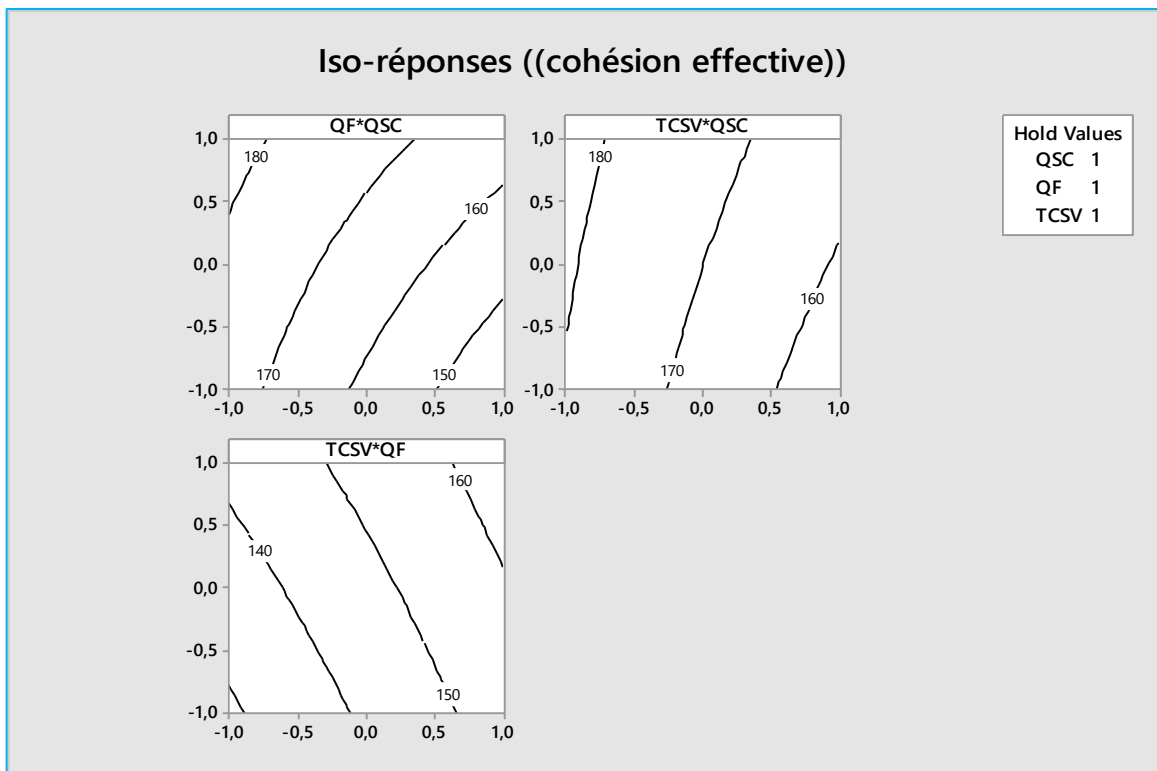
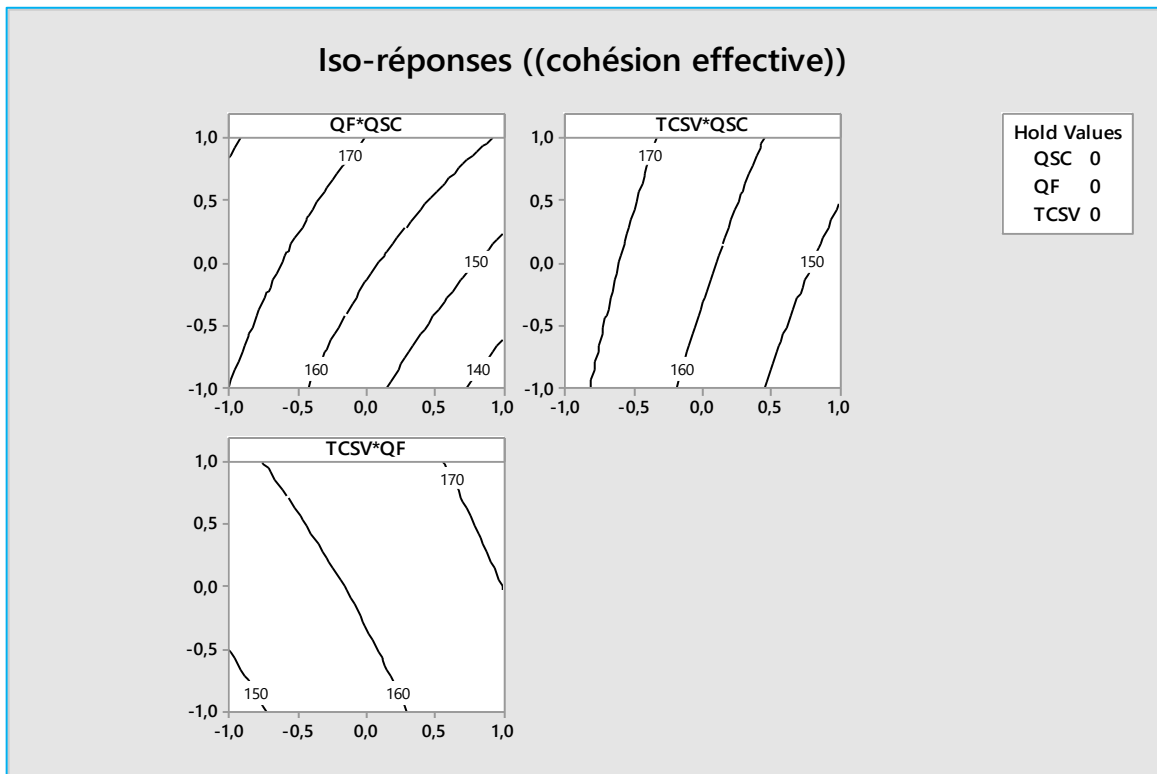


Figure 3.14 Courbes iso réponse de cohésion effective en fonction des différents facteurs.

3.4.2. L'angle de frottement effectif

a. Analyse de variance

Source	DL	SomCar ajust	CM ajust	Valeur F	Valeur de p
TCSV	1	40,590	40,590	54,46	0,002
QF	1	0,405	0,405	0,54	0,502
QSC	1	187,405	187,405	251,46	0,000
Erreur	4	2,981	0,745		
Total	7	231,381			

b. Récapitulatif du modèle calculé par logiciel

S	R carré	R carré (ajust)	R carré (prév)
0,863293	98,71%	97,75%	94,85%

c. Coefficients

Terme	Coeff	Coef ErT	Valeur de T	Valeur de p	FIV
Constante	45,493	0,305	149,05	0,000	
TCSV					
-1	-2,253	0,305	-7,38	0,002	1,00
QF					
-1	-0,225	0,305	-0,74	0,502	1,00
QSC					
-1	4,840	0,305	15,86	0,000	1,00

d. Équation de régression retenue

$$\text{PHI}' = 45,49 - 4,840 \text{ QSC} + 2,252 \text{ TCSV}$$

D'après cette équation, il est constaté que l'angle de frottement effectif est impacté par deux facteurs qui sont : la quantité du sol compressible et le type de colonne CSV. Le diagramme de Pareto (**Fig. 3.15**) montre que l'influence de sol compressible est plus importante suivie par le type des mélanges, enfin le fibre PP présente un faible effet.

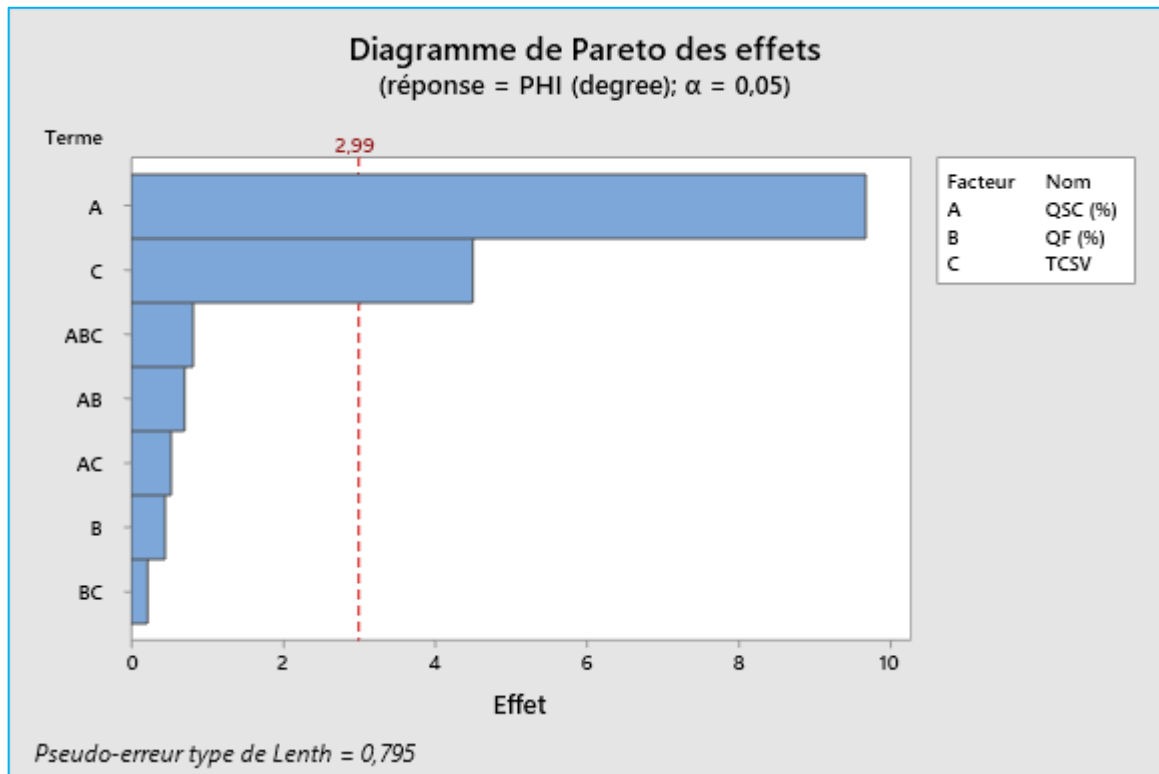
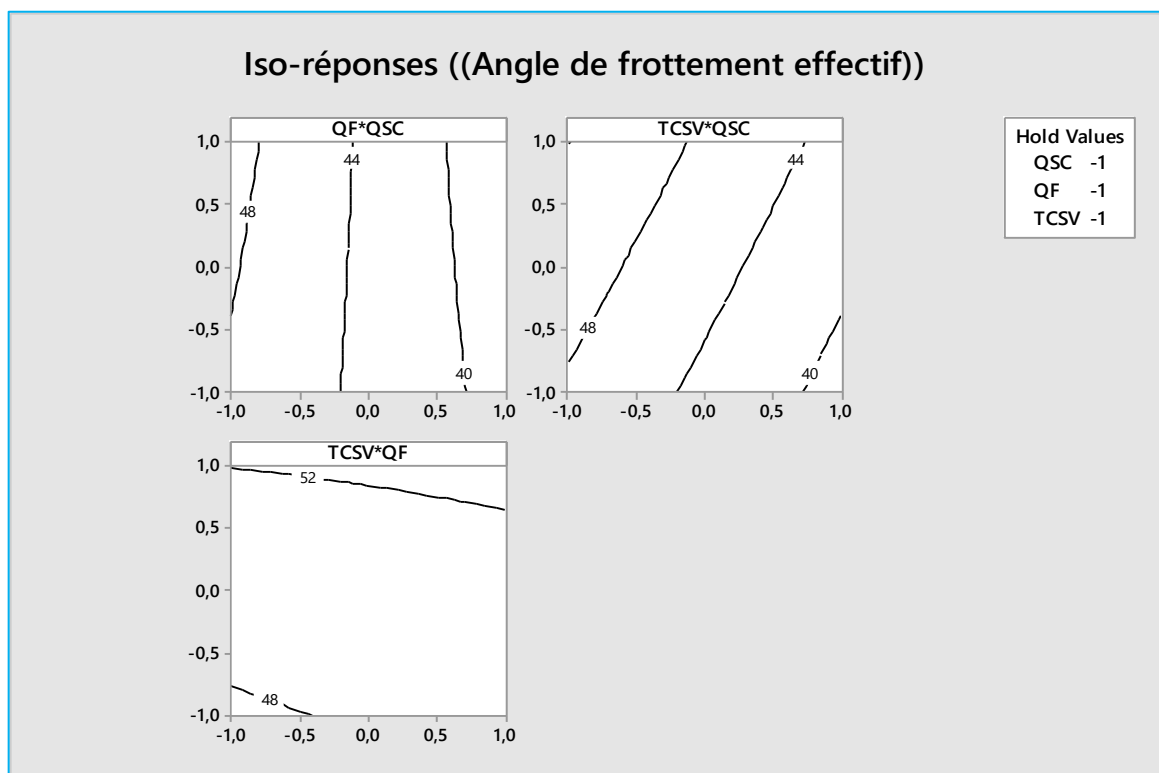


Figure 3.15 Diagramme de Pareto des effets de réponse l'angle de frottement effectif.

e. Optimisation- les courbes iso-réponse

Afin d'optimiser le système mis en avant par le modèle mathématique que son état est relatif à de nombreux facteurs, nous proposons quelques courbes iso-réponses dans ce qui suit (Fig. 3.16).



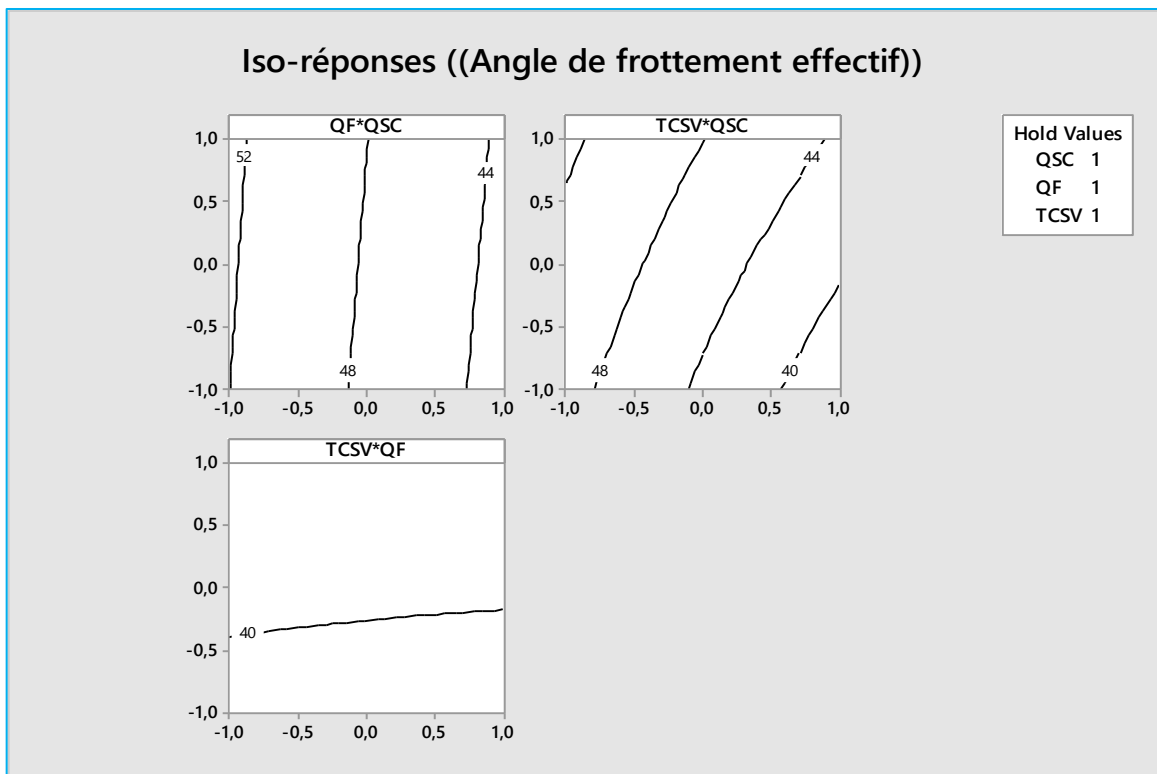
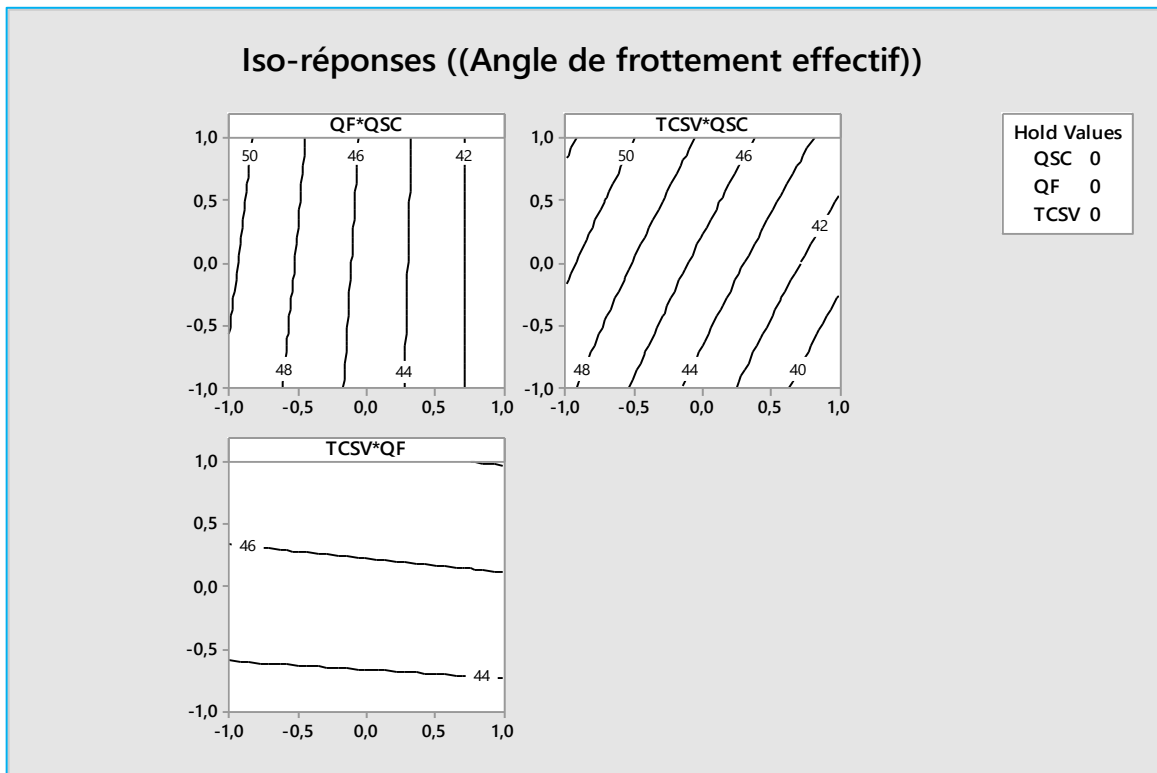


Figure 3.16 Courbes iso réponse de l'angle de frottement effectif en fonction des différents facteurs.

3.4.3. Le module E₅₀

a. Récapitulatif du modèle calculé par logiciel

S	R carré	R carré (ajust)	R carré (prév)
150,066	96,47%	93,83%	85,90%

b. Analyse de la variance

Source	DL	SomCar ajust	CM ajust	Valeur F	Valeur de p
TCSV	1	168473	168473	7,48	0,052
QF	1	87091	87091	3,87	0,121
QSC	1	2209286	2209286	98,10	0,001
Erreur	4	90079	22520		
Total	7	2554928			

c. Coefficients

Terme	Coeff	Coef ErT	Valeur de T	Valeur de p	FIV
Constante	1453,1	53,1	27,39	0,000	
TCSV					
-1	-145,1	53,1	-2,74	0,052	1,00
QF					
-1	104,3	53,1	1,97	0,121	1,00
QSC					
-1	525,5	53,1	9,90	0,001	1,00

d. Équation de régression retenue

$$E = 1453 - 525,5 \text{ QSC} - 104,3 \text{ QF} + 145,1 \text{ TCSV} + 73,97 \text{ QSC*QF} - 74,28 \text{ QF*TCSV}$$

Nous remarquons qu'il y a des interactions significatives qui sont montrées dans le diagramme de Pareto (**Fig. 3.17**) qui indique que l'influence de sol compressible est plus importante suivie par le type des mélanges, enfin la quantité de fibre PP présente un faible effet.

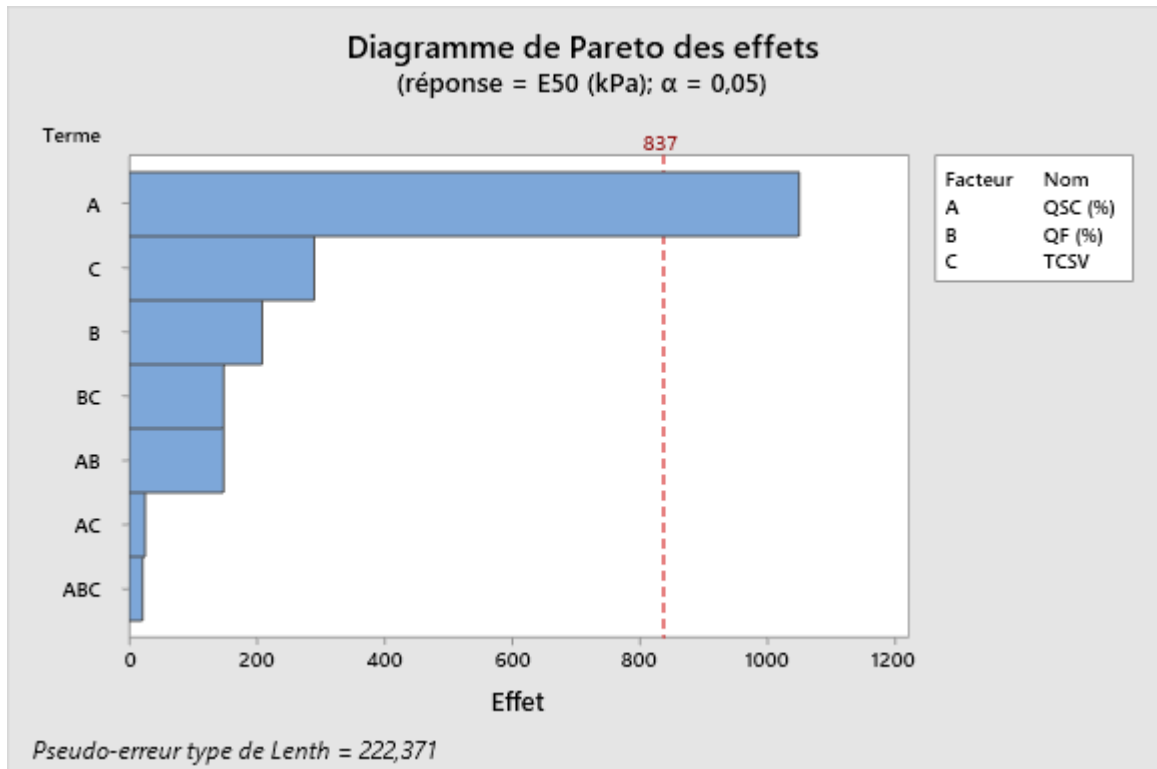
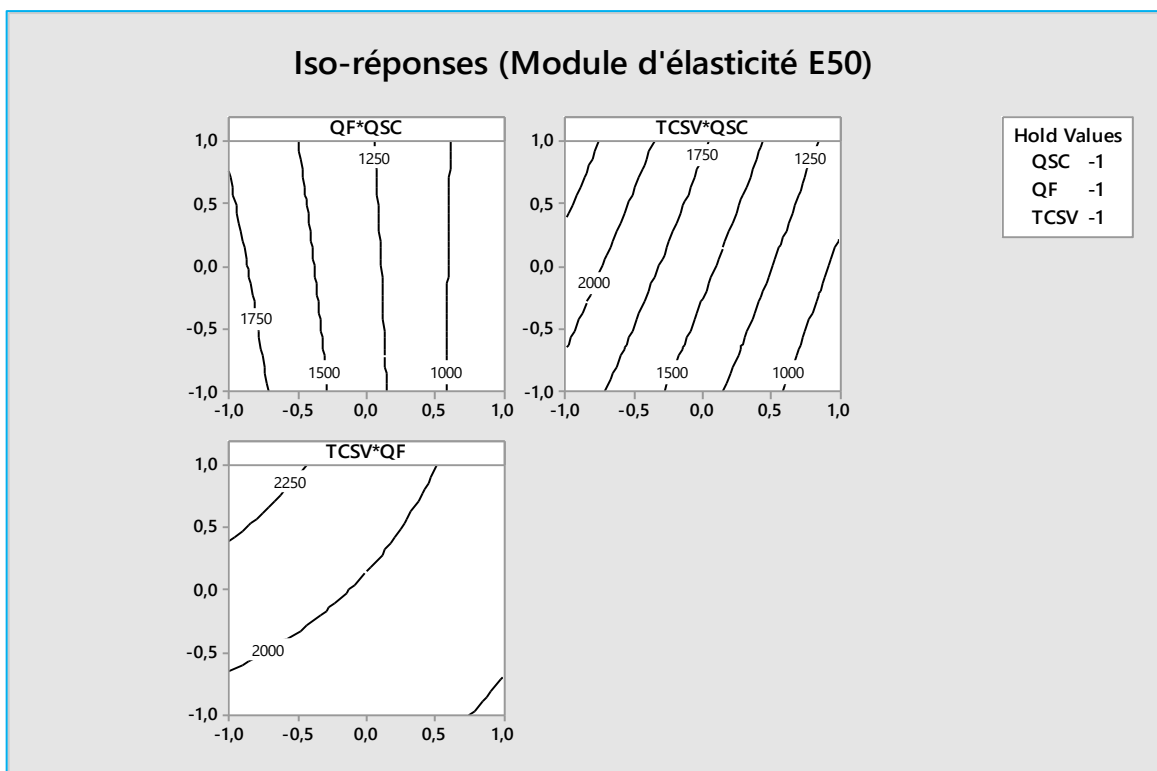


Figure 3.17 Diagramme de Pareto des effets de E_{50} .

e. Optimisation- les courbes iso-réponse

Nous allons présenter dans ce qui suit quelques courbes iso-réponses en vue d'optimiser le système défini par le modèle mathématique dont l'état dépend de plusieurs paramètres (Fig. 3.18).



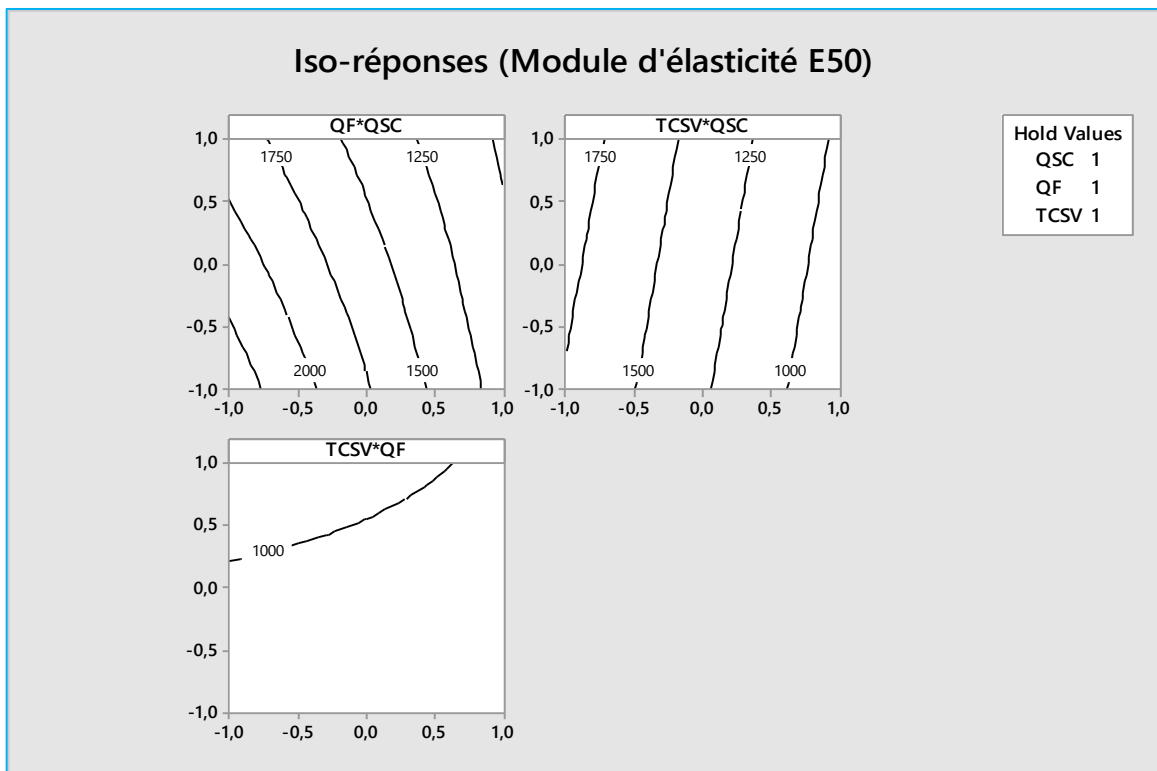
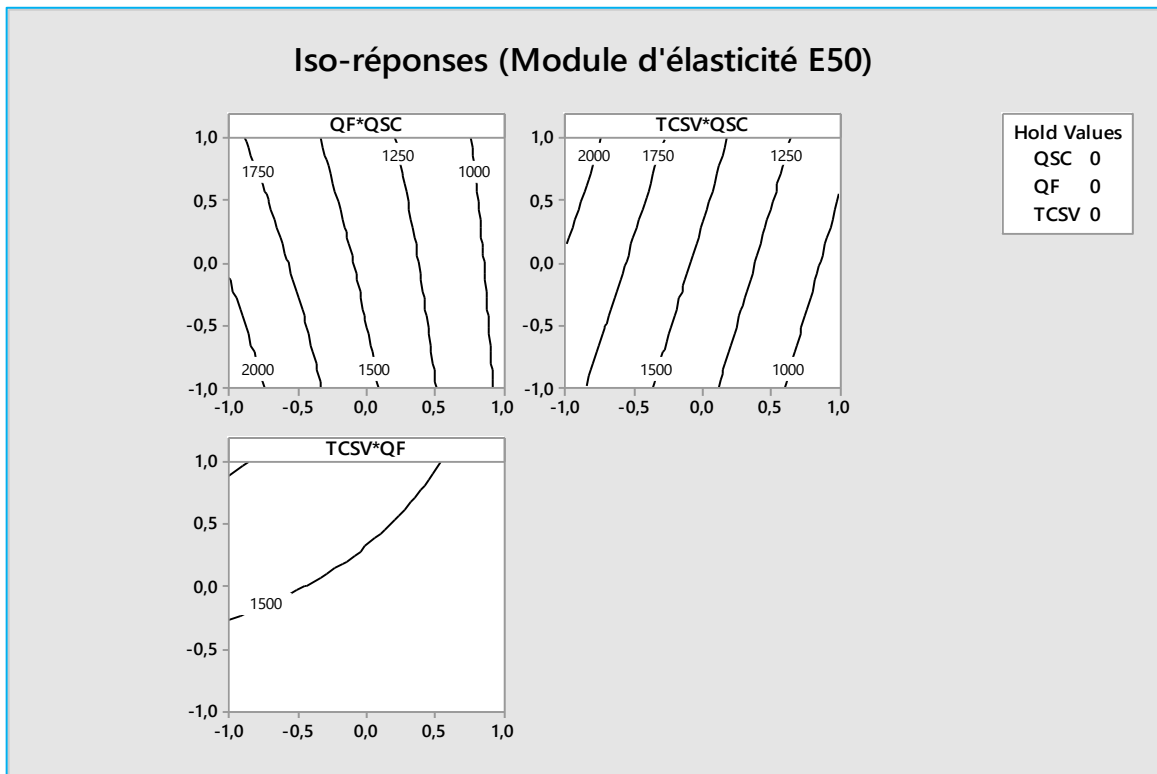


Figure 3.18 Courbes iso réponse de l'angle de E₅₀.

3.5. Conclusion

Les équations obtenues à partir des analyses par les plans d'expériences ont permis de comprendre le comportement des matériaux des colonnes CSV. L'objectif principal de cette méthode consiste à fournir des modèles mathématiques prédictifs de toutes les réponses étudiées. Ces réponses peuvent être atteintes à l'aide de quelques expériences, ainsi que des courbes iso-réponses qui aident à distinguer les interactions entre les paramètres et qui peuvent être réalisées dans un court laps de temps.

Chapitre 04

La partie Numérique

Chapitre 04

LA PARTIE NUMERIQUE

4.1. Introduction

Une étude paramétrique par **PLAXIS 3D** sera articulée sur la comparaison entre les différents modèles de comportement avec deux types de comportement (drainé et non drainé) dans le but de dégager les modèles les plus susceptibles d'être utilisés pour la modélisation des remblais sur sol compressible.

4.2. Les logiciels de modélisation

L'utilisation des outils numériques dans le domaine de la géotechnique de nos jours est une pratique très courante. Les logiciels les plus utilisés dans les recherches numériques de modélisation des sols ou des roches sont : **PLAXIS** et **FLAC**. Ce dernier (Fast Lagrangian Analysis of Continua) est un logiciel construit selon la méthode des différences finies et il peut analyser le comportement des structures tridimensionnelles en prenant en considération dans ses analyses la présence d'eau souterraine, la phase de construction et la discontinuité. Un objet modélisé est construit sur les éléments ajustés par l'utilisateur pour s'adapter à sa forme. Le comportement de chaque élément suit une relation contrainte-déformation linéaire ou non linéaire qui répond aux forces appliquées ou aux contraintes aux limites [53]. Pour le **PLAXIS 3D**, c'est un logiciel d'éléments finis spécialement conçu pour analyser les déformations et la stabilité. Ce logiciel possède plus de 40 matériaux utilisés pour la modélisation du comportement, qu'il s'agisse d'un sol compressible ou de roches dures. En plus, ce logiciel permet d'analyser les effets des vibrations sismiques sur les sols ou les structures[54].

4.3. La comparaison entre FLAC et PLAXIS

L'objectif de plusieurs chercheurs de comparer entre le **PLAXIS** et **FLAC**, comme dans le cas de l'étude réalisée par MEDJITNA [55], consiste à faire une étude comparative entre **FLAC** et **PLAXIS** (2D et 3D). Cette étude a permis l'appréciation des résultats numériques obtenus et de les comparer aux résultats expérimentaux. Pour être plus explicite, les résultats en deux dimensions (**PLAXIS 2D** et **FLAC 2D**) et en trois dimensions (**PLAXIS 3D** et **FLAC 3D**) ont été confrontés

séparément. La comparaison concerne trois points principaux ; Les déplacements horizontaux obtenus au niveau de deux des sondages mis en place, les tassements du talus au niveau de la partie supérieure et de la partie inférieure et les coefficients de sécurité. Les codes de calcul seront aussi comparés. Les résultats sont résumés dans (**Tab 4.1**).

Tableau 4.1 synthèse générale entre les différents programmes de modélisation (FLAC et PLAXIS) [55].

Type de calcul	Phases de calcul			Exploitation des résultats
	Phase1	Phase 2	Phase3	
Flac 2D	Détection automatique de l'état d'équilibre avec la commande SOLVE.	Relancement du calcul après initialisation des déplacements et des vitesses à zéro.	Calcul du coefficient de sécurité avec la méthode de réduction des paramètres de résistance du sol.	<ul style="list-style-type: none"> • Principaux résultats : Contraintes et déformations présentés sous formes de dégradés (shading). • Visualisation des résultats par menu déroulant. • Disponibilité des résultats le long d'une coupe.
Flac 3D				<ul style="list-style-type: none"> • Principaux résultats : Contraintes et déformations présentés sous formes de dégradés (shading). • Visualisation des résultats par menu déroulant. • Visualisation de la répartition des différentes densités et des propriétés des matériaux.
Plaxis 2	Calcul en plastique en utilisant la procédure du chargement gravitaire.	Calcul en plastique après remise des déplacements initiaux à zéro.	Calcul du coefficient de sécurité avec la méthode de réduction des paramètres de résistance du sol.	<ul style="list-style-type: none"> • Principaux résultats : Contraintes et déformations présentés sous formes de dégradés, de flèches et de contours. • Représentation du maillage déformé • Disponibilité des résultats le long d'une coupe.
Plaxis 3D				

Type de calcul	Introduction Des données	Maillage	Initialisation des contraintes effectives et hydrostatiques
Flac 2D	<ul style="list-style-type: none"> Par fichier commandes ainsi que par interface graphique. 	<ul style="list-style-type: none"> Discrétisation manuelle Génération automatique 	<ul style="list-style-type: none"> Automatique
Commentaires	<ul style="list-style-type: none"> facile 	<ul style="list-style-type: none"> Possibilité de définir un nombre de maille précis. 	
Flac 3D	<ul style="list-style-type: none"> Uniquement par fichier commandes. 	<ul style="list-style-type: none"> Disponibilité de plusieurs types de primitives avec différentes formes. Risque de générer des maillages déformés ou des déconnexions des nœuds. 	<ul style="list-style-type: none"> Initialisation manuelle des pressions interstitielles. Assez compliquée. Risque d'écoulement en cas d'erreur.
Commentaires	<ul style="list-style-type: none"> Nécessite la bonne maîtrise des principales commandes. Assez difficile pour les géométries compliquées. 		
Plaxis 2D	<ul style="list-style-type: none"> Par interface graphique. 	<ul style="list-style-type: none"> Discrétisation et génération automatique. 	<ul style="list-style-type: none"> Génération automatique des pressions interstitielles et des contraintes effectives.
Commentaires	<ul style="list-style-type: none"> très facile et rapide 	<ul style="list-style-type: none"> Possibilité uniquement de raffiner le maillage dans des régions précises. 	
Plaxis 3D	<ul style="list-style-type: none"> Par interface graphique 	<ul style="list-style-type: none"> Possibilité uniquement de raffiner le maillage dans des régions précises. 	<ul style="list-style-type: none"> facile.
Commentaires	<ul style="list-style-type: none"> très facile et rapide 		

Dans cette partie, nous allons présenter quelques avis des chercheurs sur les comparaisons entre les logiciels FLAC et PLAXIS. Parmi ces chercheurs, on cite Madhavi Gali [56], qui a réalisé de nombreuses recherches avec FLAC et PLAXIS pour résoudre des problèmes géotechniques et qui a effectué une comparaison uniquement en tant qu'outils pour les différences finies et les éléments finis respectivement. Il a trouvé que les problèmes liés à la liquéfaction et ceux impliquant de grandes masses rocheuses et de grandes déformations sont mieux modélisés avec FLAC tandis que PLAXIS fonctionne mieux pour les problèmes avec des géométries complexes.

Le chercheur Bernhard Schrefl [56], constate à la suite de ses recherches que la méthode des éléments finis est beaucoup plus adaptée aux géométries complexes. Avec des maillages similaires, on doit cependant obtenir à peu près la même réponse pour les géométries simples.

Quant au chercheur Alessandro Pagliaroli [56], il croit de par son expérience, que le FLAC est meilleur pour les analyses dynamiques : on doit facilement modéliser une base souple. De plus, un modèle non linéaire simple fonctionnant dans des conditions de chargement cyclique (c'est-à-dire un modèle d'amortissement hystérétique) est disponible dans la bibliothèque. Le seul défaut est le pas de temps qui est très petit, ce qui entraîne des temps de calcul importants pour les grands modèles. Approximativement pour un accélérogramme d'entrée de 30 secondes, et un modèle de 300x100 m (par exemple un grand barrage reposant sur une fondation rocheuse), taille moyenne des

éléments=2m), une analyse dynamique 2D FLAC prend environ 10 heures sur un PC de performance moyenne.

4.4. PLAXIS 3D

Après la comparaison précédente entre FLAC et PLAXIS et étant donné que notre modélisation sera effectuée à partir d'un PC personnel en raison de l'inexistence d'un centre de calcul au niveau de l'université, nous avons choisi le PLAXIS 3D comme programme de modélisation pour faire les études numériques dans la mesure où il ne prend pas énormément de temps comparativement au FLAC 3D. A titre indicatif, nous donnons l'exemple réel du tunnel de Tuen Mun-chek Lap Kok, Hong Kong, le plus grand tunnel sous-marin du monde (**Fig. 4.1**). L'entreprise GOLDER a utilisé **PLAXIS 3D** pour modéliser le tunnel et faire les analyses des mouvements des sols lors des creusements. GOLDER a porté son choix sur PLAXIS pour les prévisions et les analyses, ses résultats sont vérifiés avec des résultats expérimentaux et ont donné une bonne concordance (**Fig. 4.2**) [57].



Figure 4.1 Le projet après la réalisation [57].

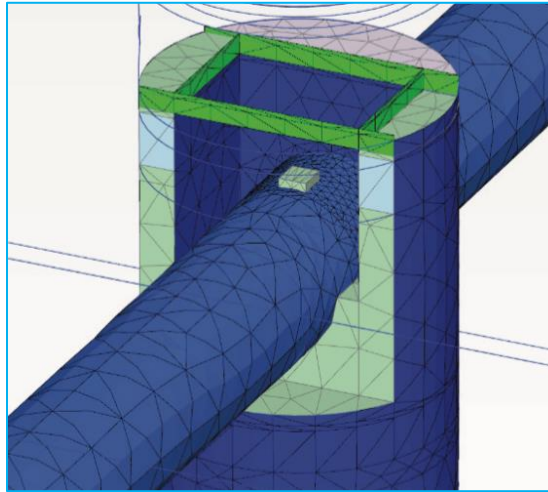


Figure 4.2 L'analyse de Projet par PLAXIS 3D [57].

4.5. Modèle numérique (remblais sur sols compressibles)

A titre d'exemple, on a choisi d'effectuer les calculs sur un remblai de 16 m de largeur et 3 m de hauteur, dont les talus latéraux ont une pente $\frac{1}{4}$ constituée de sol sablonneux. Ce remblai doit être construit sur une couche d'argile compressible de 6 m d'épaisseur. La couche d'argile repose sur une couche de sable dense qui n'est pas incluse dans le calcul (les déformations de cette couche sont supposées nulles). Le niveau de la nappe phréatique est situé à un mètre sous la surface originale de la terre. En raison de la symétrie du modèle numérique, seulement la moitié du remblai a été modélisée. Les (Figs. 4.3-4.5) montrent le model numérique de ce remblai routier sans et avec renforcement.

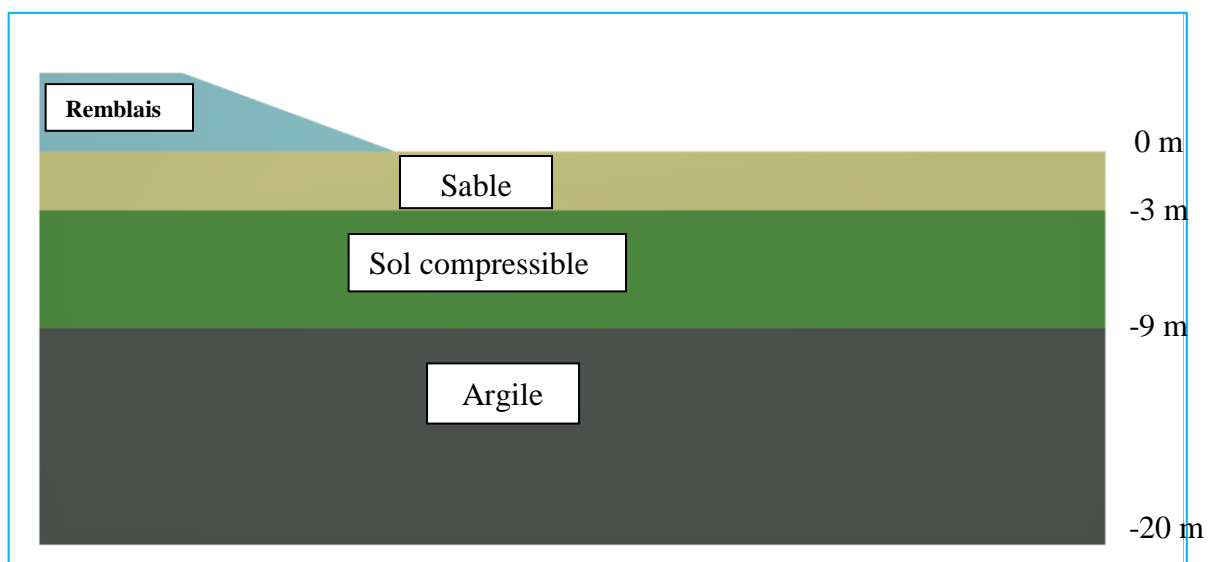


Figure 4.3 Remblai sur sols compressibles (2D).

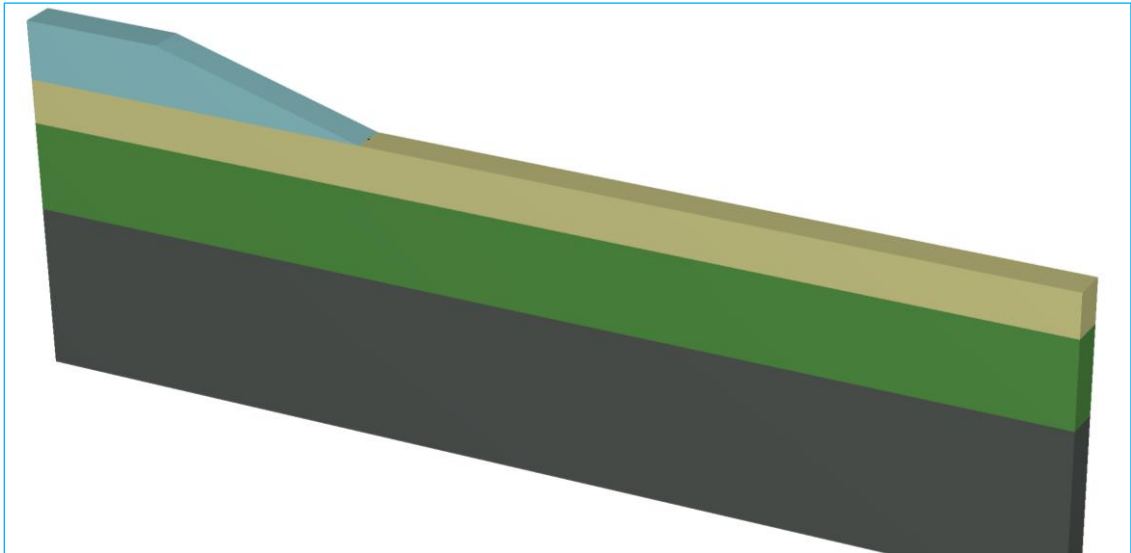


Figure 4.4 Remblai sur sols compressibles (3D).

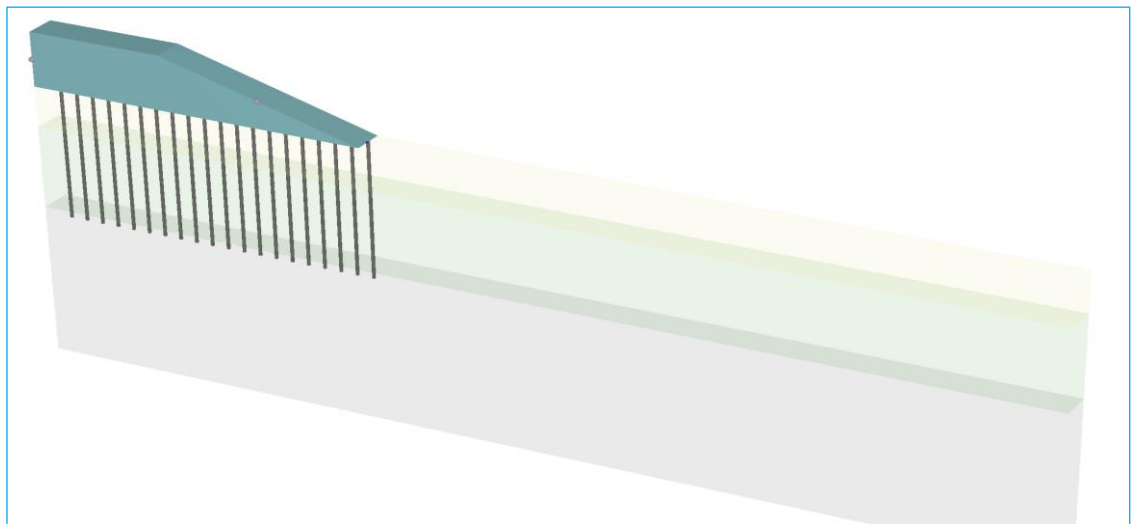


Figure 4.5 Remblai sur sols compressibles renforcé par les colonnes CSV (3D).

Une déformation plane avec des éléments triangulaires à 15 nœuds a été utilisée pour l'analyse. PLAXIS 3D fournit un système de génération de maillage automatique, dans lequel le modèle est discrétisé en éléments standards. Le maillage des éléments finis dans la géométrie est présenté dans (Fig. 4.6).

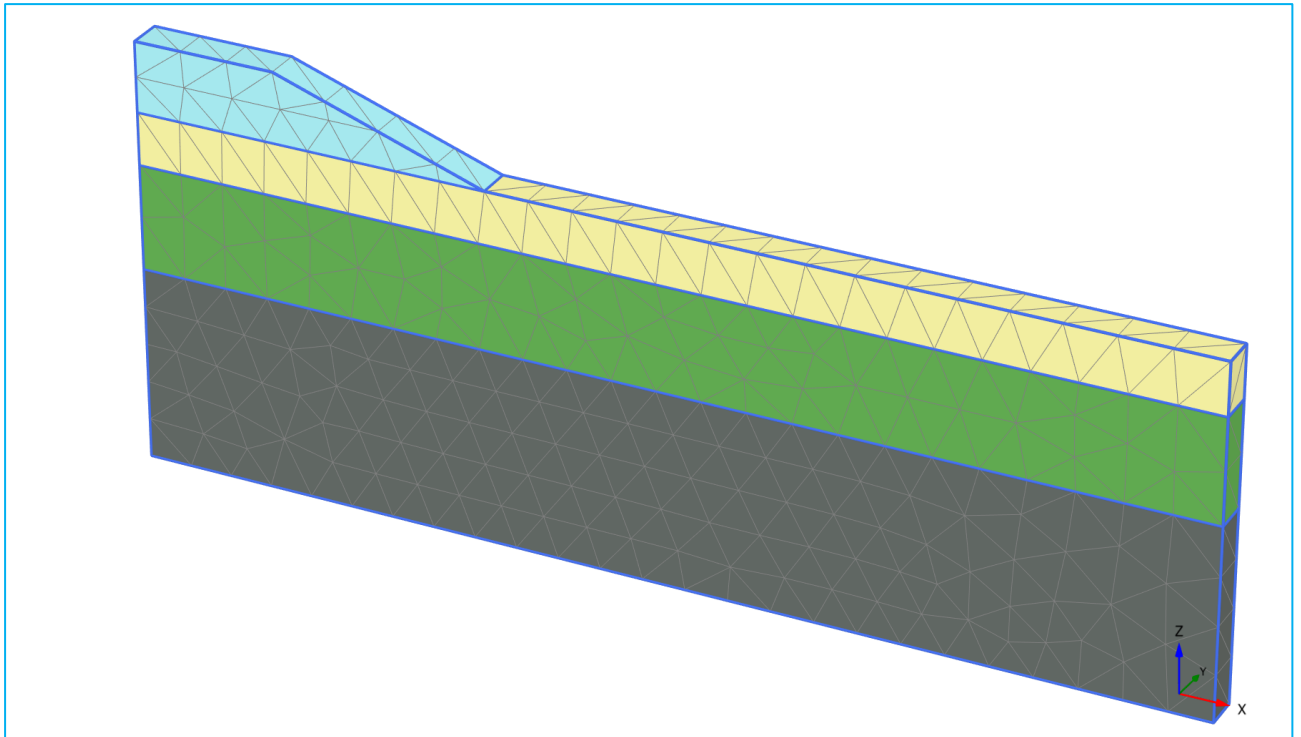


Figure 4.6 Le maillage de model.

4.5.1. Les conditions aux limites

Dans la partie concernant la description des conditions aux limites, il y a deux types de condition aux limites dans PLAXIS 3D ; Les conditions aux limites concernant l'écoulement des eaux souterraines et les conditions aux limites pour les déplacements. Quant à la première condition, elle renvoie à l'écoulement vertical ascendant (Z_{min} et Z_{max} and X_{max} sont ouverts) alors que pour la deuxième condition aux limites pour le déplacement, elle s'appuie sur les paramètres par défaut (X_{min} = fixé horizontalement, X_{max} = fixé horizontalement). Les conditions aux limites sont présentées dans (**Fig. 4.7**).

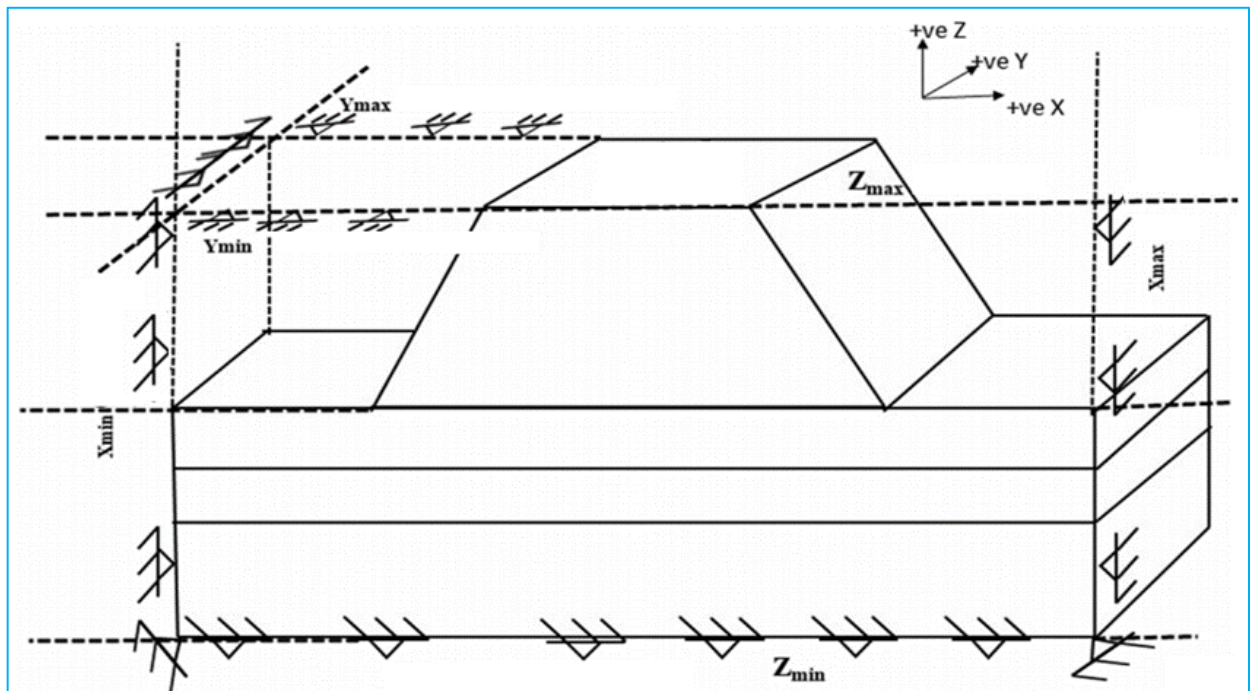


Figure 4.7 Les conditions aux limites [58].

4.5.2. Les phases des calculs

Cinq phases des calculs doivent être définies dans le modèle numérique comme indiqué ci-après :

- La première phase est consacrée à l'activation de la première partie du remblai avec ou sans renforcement (les colonnes CSV) (**Figs. 4.8 et 4.9**).
- La deuxième phase comprend une analyse de consolidation en fonction du temps, jusqu'à la fin de période de consolidation (**Fig. 4.10**).
- La troisième phase concerne l'activation de la deuxième partie du remblai (**Fig. 4.11**).
- La quatrième phase consiste en une analyse de la consolidation pour minimiser la pression interstitielle (**Fig 4.12**).
- La cinquième phase consiste à déterminer le facteur de sécurité (**Fig 4.13**).

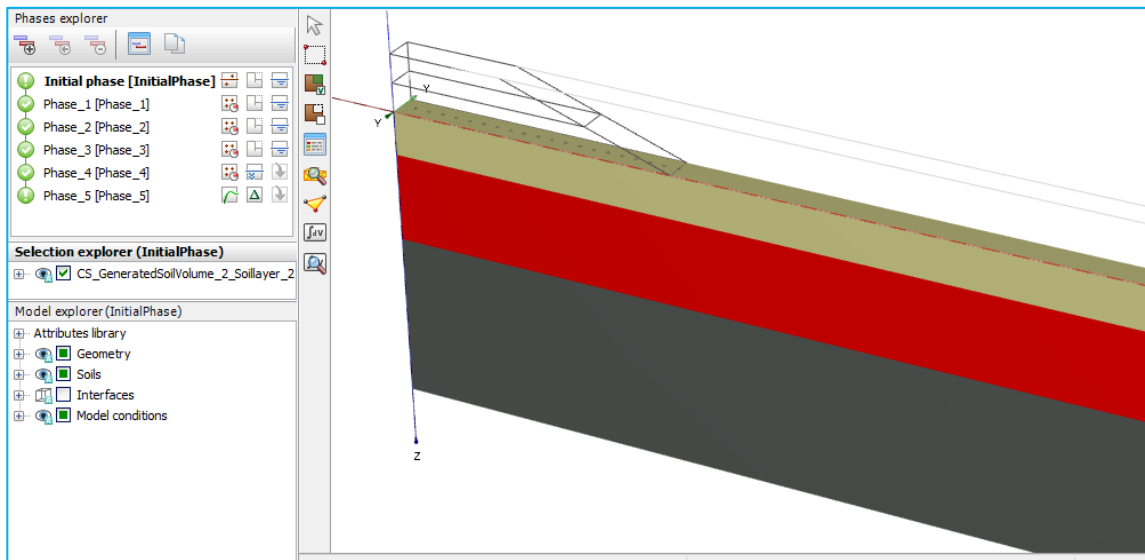


Figure 4.8 La phase initial.

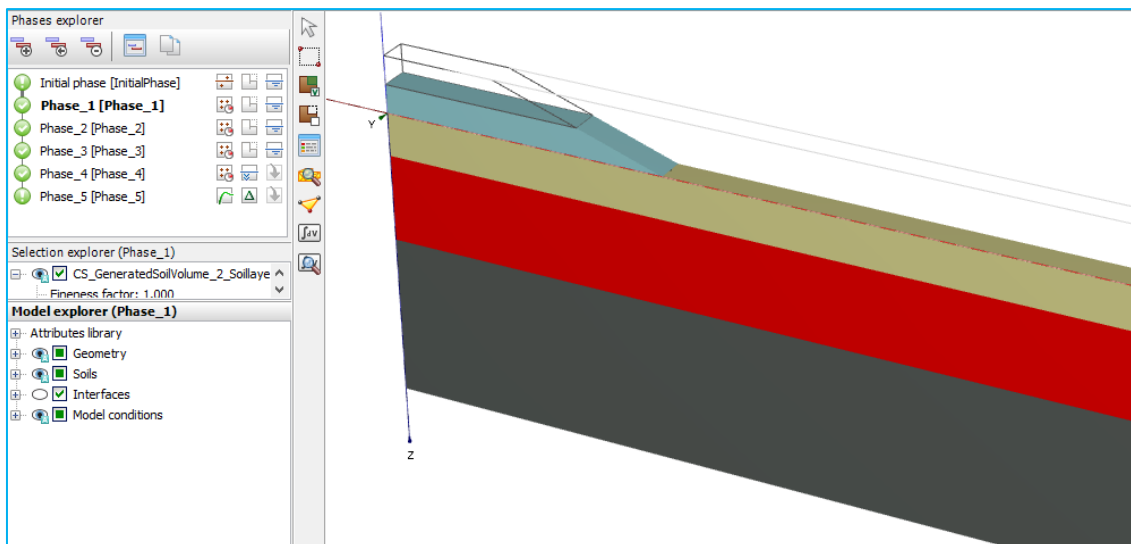


Figure 4.9 La phase 01.

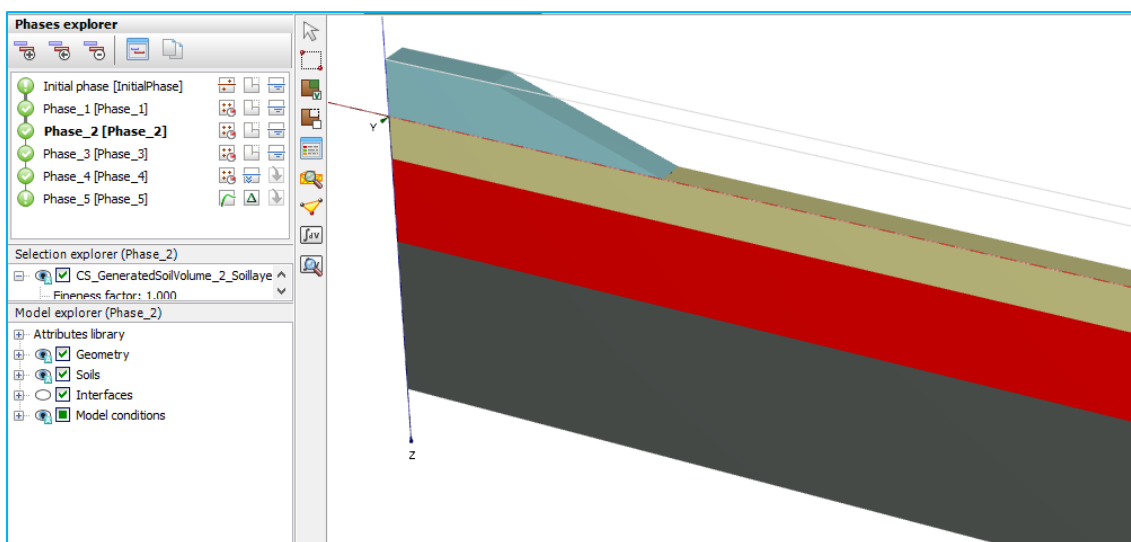


Figure 4.10 La phase 02.

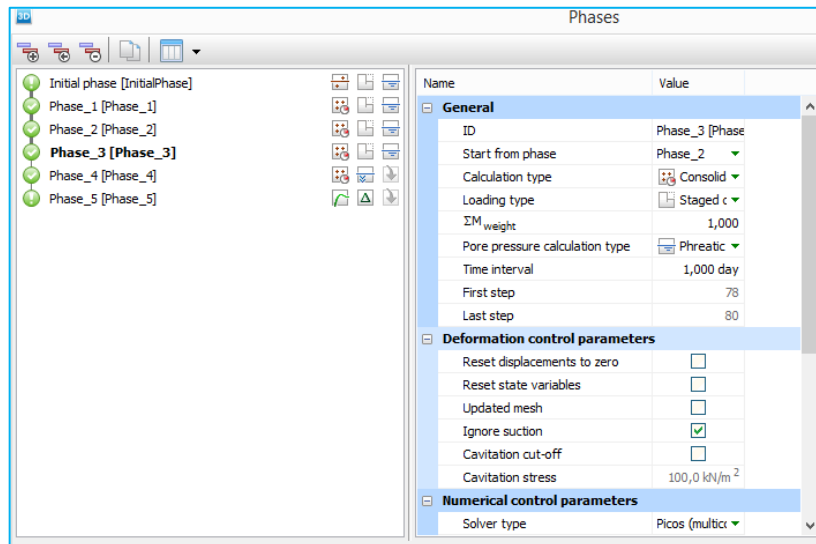


Figure 4.11 La phase 03.

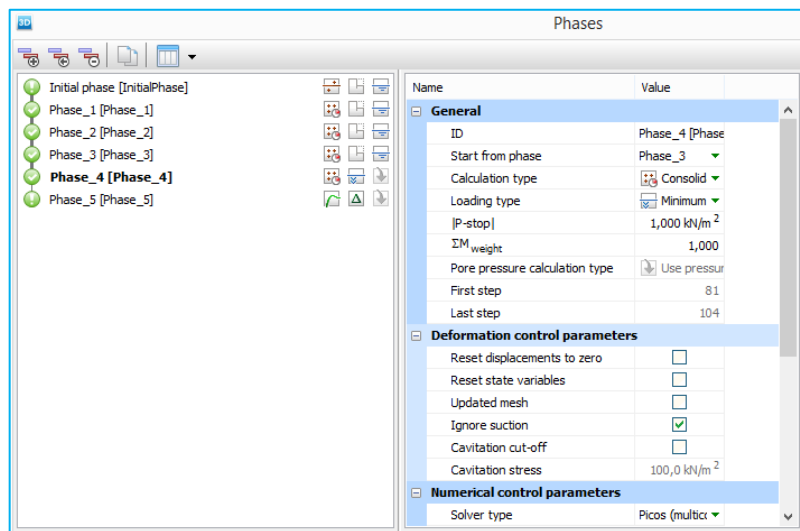


Figure 4.12 La phase 04.

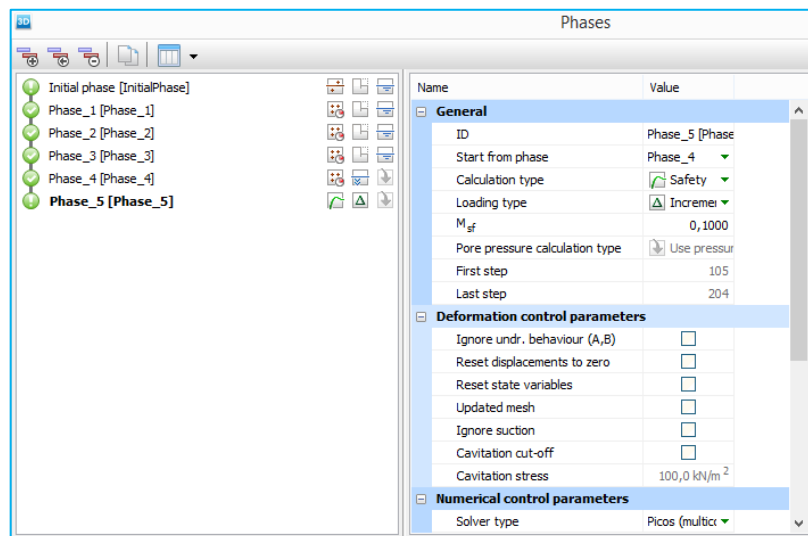


Figure 4.13 Le phase 05.

4.5.3. Les modèles de comportement

Plusieurs modèles de comportement pour modéliser les sols sont disponibles dans PLAXIS 3D (Fig. 4.14), la première étape de l'étude numérique commence par la sélection des modèles de comportement des matériaux pour les sols (sol compressible, sable et argile) les plus utilisés, dans le but de faire une étude comparative entre ces modèles.

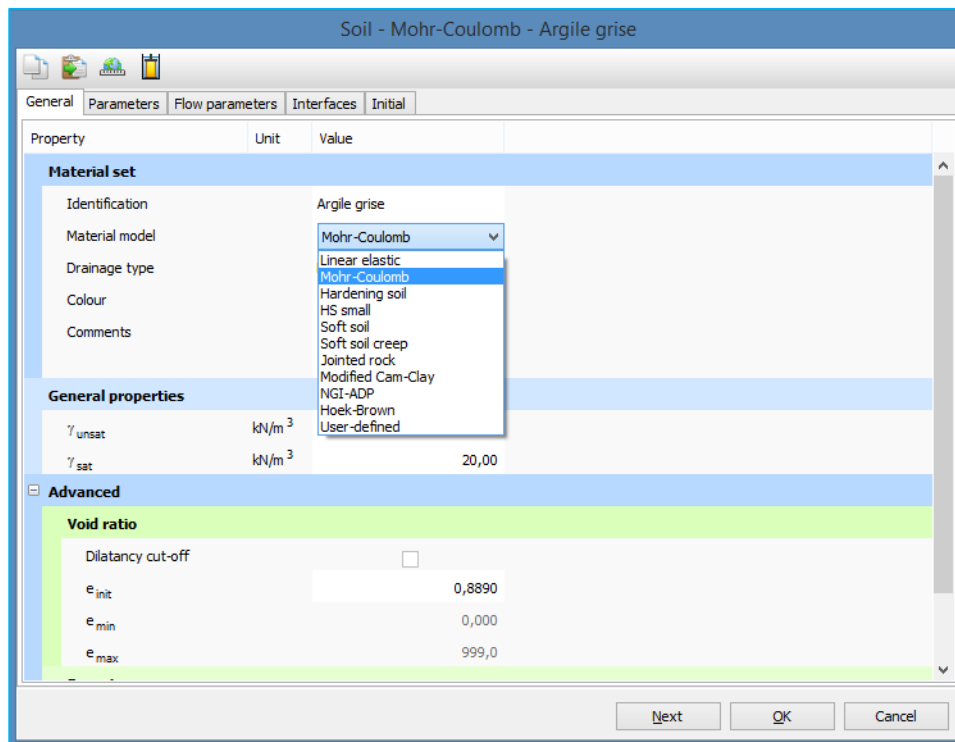


Figure 4.14 les modèles de comportement [59].

Plusieurs travaux ont été menés pour modéliser les sols avec différents modèles, Dans (Tab. 4.2) une recherche bibliographique résume les modèles de comportement utilisés dans la modélisation pour chaque type de sol pour choisir les modèles utilisés dans l'étude comparative.

Tableau 4.2 les modèles de comportement pour chaque type de sols.

Les sols	Les modèles de comportement.	Les références
Les sols compressibles	MC, SSM, HSM,	[60] [16], [61]–[63].
Les sables	MC et HSM	[61], [64], [65].
Les remblais	MC et HSM	[59], [16], [61]
Mélange (Ciment-sols)	MC et HSM	[66], [66] – [69].

4.5.4. Les paramètres des matériaux

Les paramètres des matériaux utilisés dans le modèle numérique (PLAXIS 3D) sont présentés dans le tableau (Tab. 4.4).

Tableau 4.3 Les paramètres des matériaux.

Paramètres	Remblais		Sable	Argile	Sol compressible		
	HSM	MC	HSM	SSM	SSM	HSM	MC
Modèle de comportement							
γ_{unsat} (kN/m ³)	16	16	17	8	17.26	17	17
γ_{sat} (kN/m ³)	19	19	20	12	20.56	20	20
e_{init}	0.5	0.5	0.88	2	0.98	0.98	0.98
E_{50}^{ref} (kN/m ³)	$2.5 \cdot 10^4$	-	$3.5 \cdot 10^4$	-	-	$2.75 \cdot 10^4$	-
E_{oed}^{ref} (kN/m ³)	$2.5 \cdot 10^4$	-	$3.5 \cdot 10^4$	-	-	$2.75 \cdot 10^4$	-
E_{ur}^{ref} (kN/m ³)	$7.5 \cdot 10^4$	-	$1.05 \cdot 10^5$	-	-	$8.25 \cdot 10^4$	-
m	0.5	0.5	0.5	-	-	0.5	0.5
λ^*	-	-	-	0.15	0.042	-	-
k^*	-	-	-	0.03	0.018	-	-
C' (kN/m ³)	1	1	0	2	20.17	0	0
φ'°	30°	30°	33°	23°	13.29°	13°	13°
ψ°	0°	0°	3°	0°	0°	0°	0°

4.6. Étude paramétrique

Cette section consacrée à l'étude paramétrique de remblai routier sur sols compressibles avec ou sans renforcement comprend trois parties ; la première est une étude comparative entre les différentes combinaisons des matériaux des colonnes pour voir leur effet sur les résultats numériques. La deuxième est une étude comparative entre les modèles de comportement (avec deux types de comportement drainé et non drainé), pour dégager les plus susceptibles. En considérant deux modèles de comportement pour le sol de remblais (MC et HSM), et trois modèles (MC, SSM et SSCM) pour le sol compressible sans et avec renforcement (Figs. 4.15). Dans la troisième partie, il est question d'une étude paramétrique pour voir l'effet des paramètres de compressibilité et l'angle de frottement effectif et l'indice de vide sur les résultats numériques.

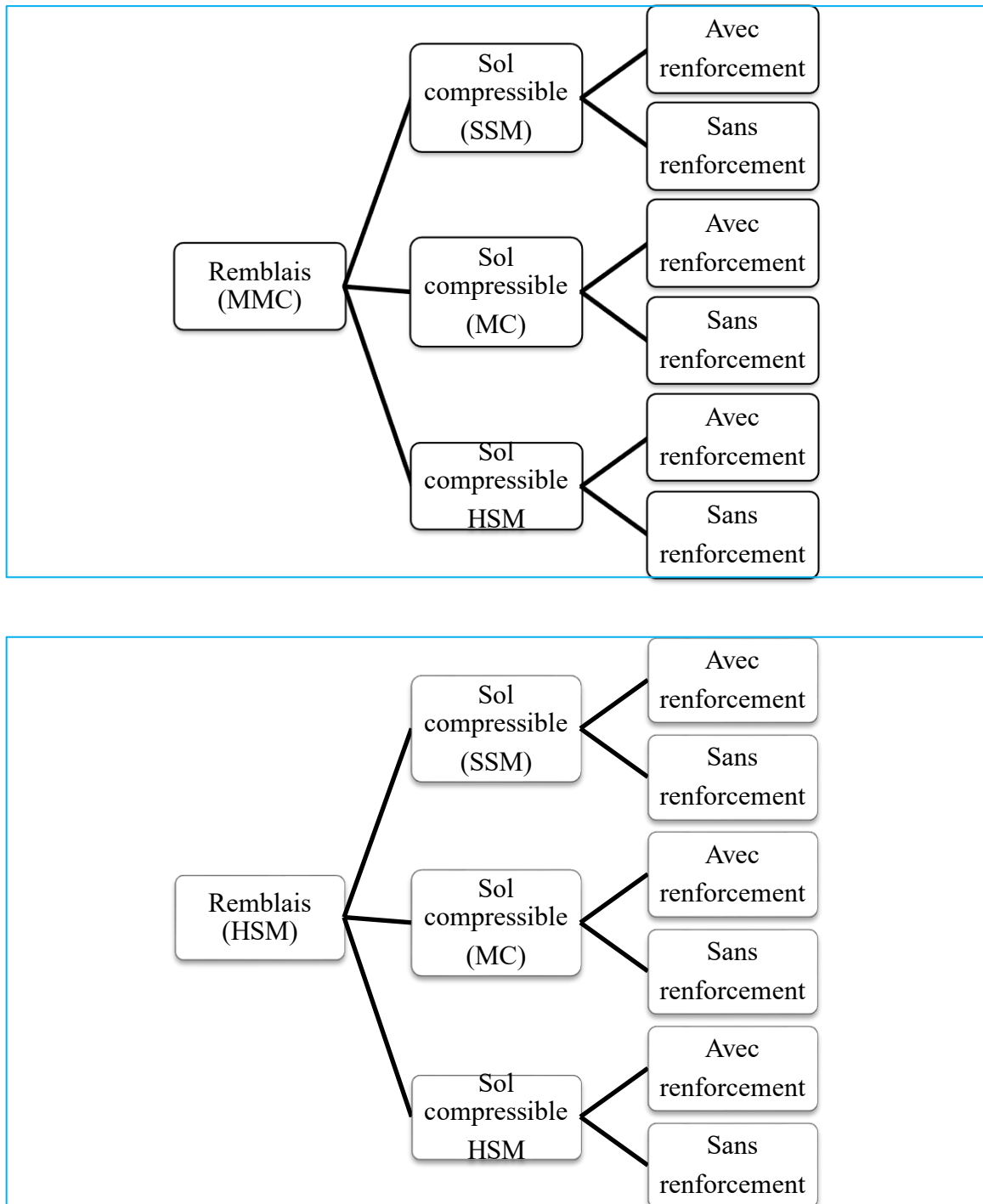


Figure 4.15. Schéma d'étude comparative entre les modèles de comportement.

Nota :

MC : Modèle de Mohr-Coulomb

SSM : Soft Soil Modèle (Modèle pour les sols compressible).

HSM : Harding Soil Model.

4.7. Les résultats

4.7.1. Comparaisons entre les différentes combinaisons des colonnes

Nous procédons à une comparaison des différentes combinaisons des matériaux des colonnes CSV pour voir l'effet sur les résultats numériques, les (Figs. 4.16-4.19 et Tab. 4.4) représentent les résultats des déplacements dans trois directions et le facteur de sécurité en fonction des différentes combinaisons des matériaux des colonnes CSV. Les (Figs. 4.20-4.25) montrent la distribution des déplacements dans les modèles numériques.

Tableau 4.4 les résultats des différentes combinaisons de CSV.

CSV	Ux (cm)	Uy (cm)	Uz (cm)	Ut (cm)	Fc
Sans Fibres PP	30,17	1,098	51,12	97,8	0,9
75.T1.F0	6,738	0,1221	2,342	6,799	1,77
75.T1.F0,5	6,78	0,1601	2,34	6,842	1,813
75.T1.F1	6,758	0,1344	2,356	6,821	1,842
75.T2.F0	6,717	0,1093	2,327	6,775	1,78
75.T2.F0,5	6,719	0,1106	2,326	6,778	1,854
75.T2.F1	6,75	0,1301	2,35	6,813	1,847
50.T1.F0	6,736	0,1203	2,34	6,796	1,706
50.T1.F0,5	6,78	0,1601	2,34	6,842	1,762
50.T1.F1	6,792	0,1693	2,348	6,855	1,747
50.T2.F0	6,711	0,1059	2,322	6,768	1,757
50.T2.F0,5	6,755	0,1416	2,321	6,814	1,78
50.T2.F1	6,783	0,1619	2,342	6,845	1,783
25.T1.F0	5,87	0,2576	2,923	5,943	1,606
25.T1.F0,5	6,567	0,2535	2,392	6,646	1,655
25.T1.F1	6,845	0,2511	2,335	6,911	1,677
25.T2.F0	6,806	0,183	2,358	6,871	1,641
25.T2.F0,5	6,831	0,2116	2,376	6,9	1,695
25.T2.F1	6,849	0,233	2,387	6,92	1,71

Note : Ux et Uy et Uz et Ut les déplacements dans les trois directions et le déplacement total.

Fc : le facteur de sécurité.

75.T1.F0 : 75% sol compressible, Type 01 et 0% fibres PP.

75.T1.F0,5 : 75% sol compressible, Type 01 et 0,5% fibres PP.

75.T1.F1 : 75% sol compressible, Type 01 et 1% fibres PP.

75.T2.F0 : 75% sol compressible, Type 02 et 0% fibres PP.

75.T2.F0,5 : 75% sol compressible, Type 02 et 0,5% fibres PP.

75.T2.F1 : 75% sol compressible, Type 02 et 1% fibres PP.

50.T1.F0 : 50% sol compressible, Type 01 et 0% fibres PP.

50.T1.F0,5 : 50% sol compressible, Type 01 et 0,5% fibres PP.

50.T1.F1 : 50% sol compressible, Type 01 et 1% fibres PP.

50.T2.F0 : 50% sol compressible, Type 02 et 0% fibres PP.

50.T2.F0,5 : 50% sol compressible, Type 02 et 0,5% fibres PP.

50.T2.F1 : 50% sol compressible, Type 02 et 1% fibres PP.

25.T1.F0 : 25% sol compressible, Type 01 et 0% fibres PP.

25.T1.F0,5 : 25% sol compressible, Type 01 et 0,5% fibres PP.

25.T1.F1 : 25% sol compressible, Type 01 et 1% fibres PP.

25.T2.F0 : 25% sol compressible, Type 02 et 0% fibres PP.

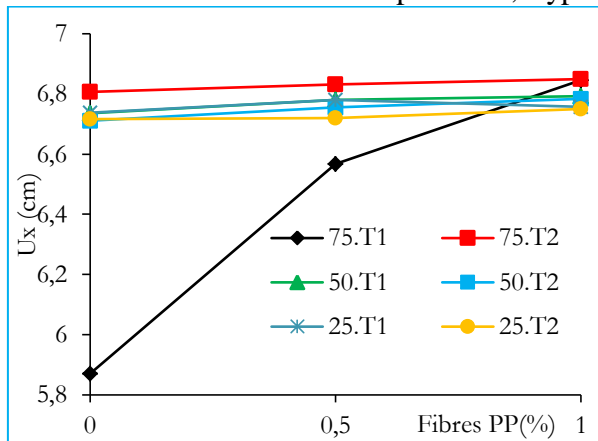


Figure 4.16 Ux (model renforcé par CSV)

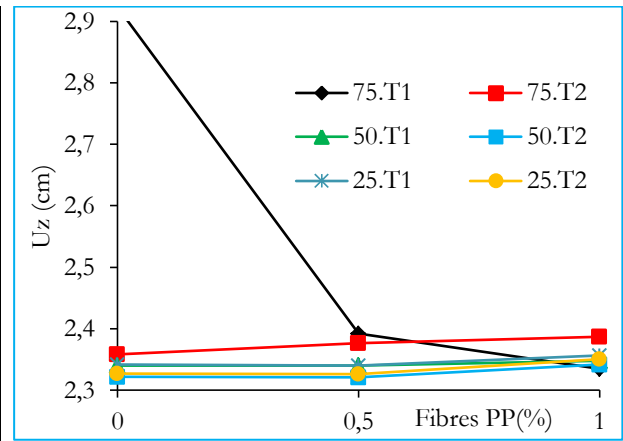


Figure 4.18 Uz (model renforcé par CSV).

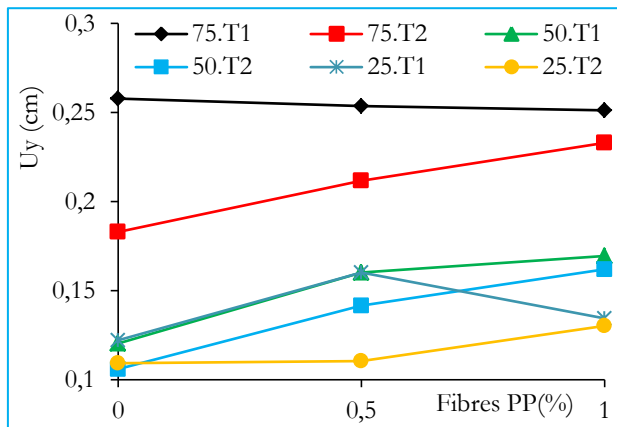


Figure 4.17 Uy (model renforcé par CSV)

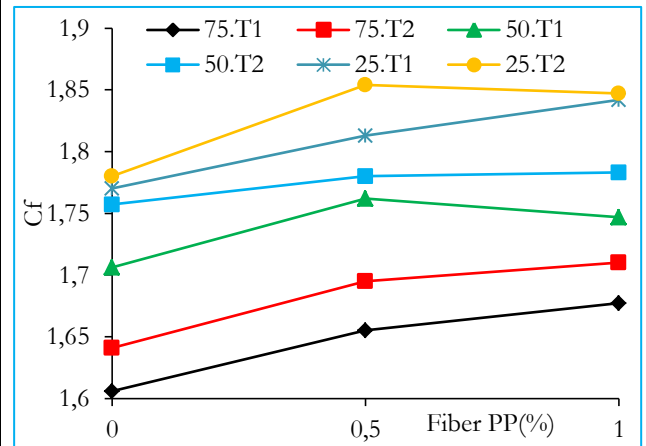


Figure 4.19 Cf (model renforcé par CSV).

Nota : 75.T1 : 75% sol compressible, Type 01.
 75.T1 : 75% sol compressible, Type 01.
 75.T1 : 75% sol compressible, Type 01.
 75.T2 : 75% sol compressible, Type 02.
 75.T2 : 75% sol compressible, Type 02.
 75.T2 : 75% sol compressible, Type 02.
 50.T1 : 50% sol compressible, Type 01.
 50.T1 : 50% sol compressible, Type 01.
 50.T1 : 50% sol compressible, Type 01.
 50.T2 : 50% sol compressible, Type 02.
 50.T2 : 50% sol compressible, Type 02.
 50.T2 : 50% sol compressible, Type 02.
 25.T1 : 25% sol compressible, Type 01.
 25.T1 : 25% sol compressible, Type 01.
 25.T1 : 25% sol compressible, Type 01.
 25.T2 : 25% sol compressible, Type 02.
 25.T2 : 25% sol compressible, Type 02.
 25.T2 : 25% sol compressible, Type 02.

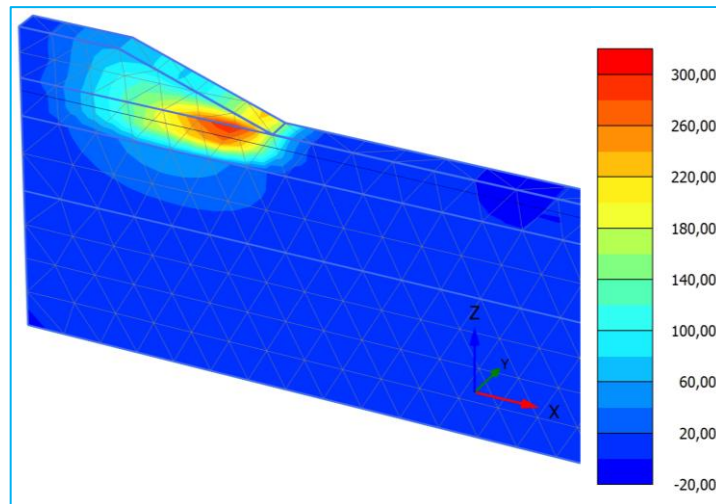


Figure 4.20 la distribution de déplacement des sols sans renforcement (direction X).

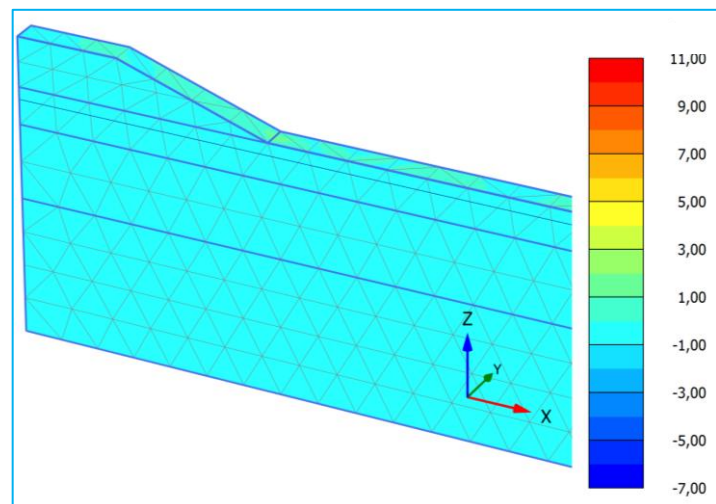


Figure 4.21 la distribution de déplacement des sols sans renforcement (direction Y).

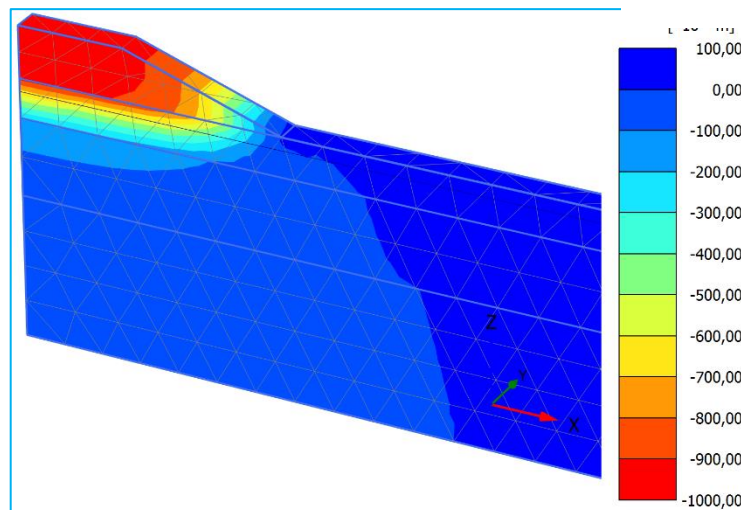


Figure 4.22 la distribution de déplacement des sols sans renforcement (direction z).

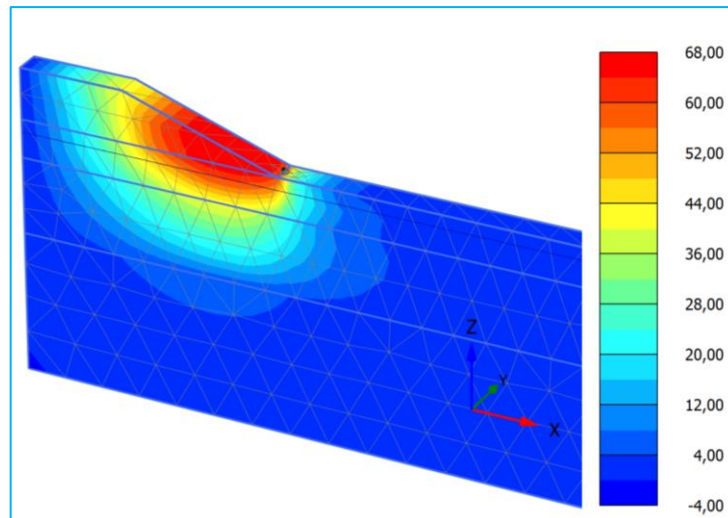


Figure 4.23 la distribution de déplacement des sols avec renforcement (direction X).

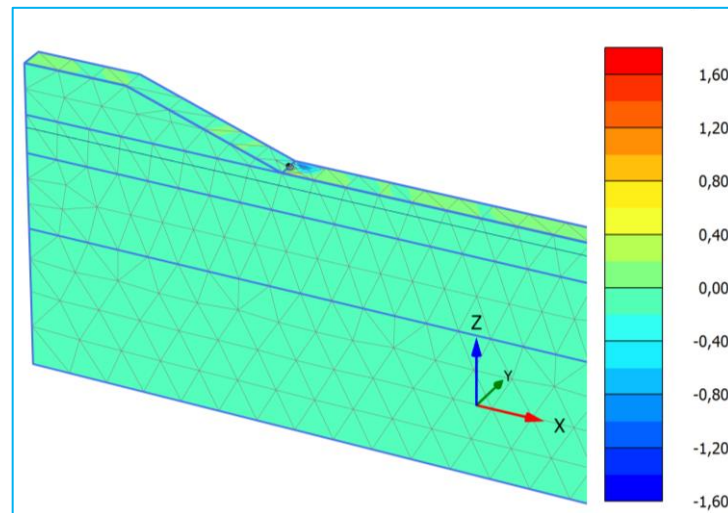


Figure 4.24 la distribution de déplacement des sols avec renforcement (direction Y).

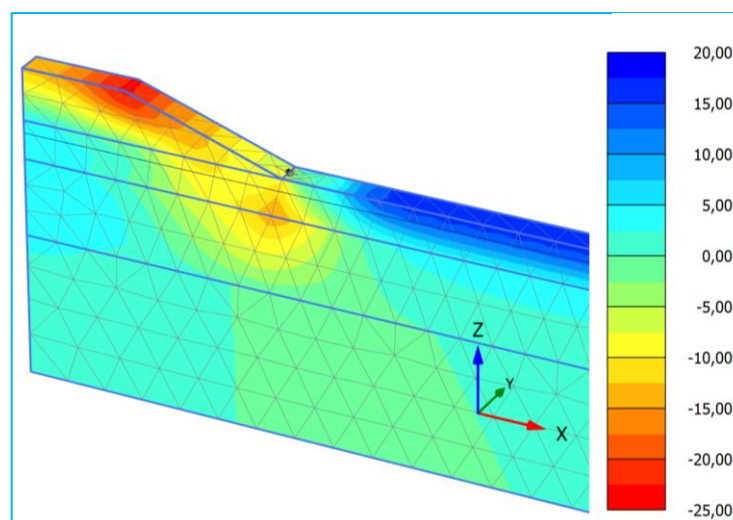


Figure 4.25 la distribution de déplacement des sols avec renforcement (direction Z).

Après avoir comparé les déplacements entre les modèles numériques renforcés par colonnes CSV et les modèles numériques sans renforcement (sans colonnes CSV) (**Tab. 4.3**), on remarque que les déplacements dans trois directions ainsi que le déplacement total ont diminué, à savoir (U_x et U_y de (70%-80%), U_z de (150%-160%)). De plus, le facteur de sécurité augmente de (85%-100%) pour le modèle numérique renforcé par colonnes CSV. Les résultats obtenus sont dus aux colonnes CSV utilisées, qui transfèrent la charge appliquée (remblai) vers la couche portante. Les mêmes résultats sont trouvés par plusieurs chercheurs [45], [46].

D'après les (**Figs. 4.16-4.19**) et le (**Tab. 4.4**), l'effet des différentes combinaisons des matériaux des colonnes CSV (avec ou sans fibres PP) sur les résultats numériques est analysé comme suit :

- Les déplacements dans les directions X, Y, Z et le déplacement total sont améliorés lorsqu'on diminue la quantité de sol compressible dans les matériaux des colonnes CSV alors que l'ajout en fibres PP a un effet relativement faible sur les résultats. Le type 1 des colonnes CSV est bien meilleur par rapport au type 2.
- Le facteur de sécurité est amélioré en diminuant la teneur en sol compressible dans les matériaux des colonnes CSV. Les fibres PP améliorent les résultats obtenus. Le type 2 des matériaux des colonnes CSV présente de meilleurs résultats dans toutes les combinaisons des matériaux des colonnes CSV par rapport au type 1.

Pour étudier l'effet du CSV sur la distribution des déplacements dans le modèle numérique ;

- Les (**Figs 4.20 et 4.23**) représentent la distribution des déplacements dans la direction X des modèles numériques avec ou sans colonnes CSV, respectivement. De manière comparable, il est montré que les déplacements ont été distribués dans tous les modèles numériques renforcés par CSV, en étant concentrés dans un endroit spécifique dans le modèle numérique sans renforcement.
- Dans les (**Figs. 4.21 et 4.24**), le renforcement par CSV a un faible effet sur les déplacements de la direction Y .
- Dans les (**Figs. 4.22 et 4.25**), il est à noter que les déplacements dans la direction Z (situés dans le remblai) diminuent remarquablement jusqu'à disparaître parce qu'il a été construit sur des sols renforcés.

4.7.2. Comparaisons entre les modèles de comportement avec deux comportements (drainé et non drainé).

Pour comparer les modèles de comportement avec deux types de comportement (drainé et non drainé), les (Tab. 4.5-4.6) représentent les résultats des déplacements dans trois directions et le facteur de sécurité en fonction de deux modèles de comportement (MC, HSM) pour modéliser le sol de remblai et trois modèles (MC, SSM, HSM) pour modéliser les sols compressibles avec deux types de comportement (drainé et non drainé).

Après les résultats numériques, l'effet de la variation des lois de comportement de sols de remblais a donné un faible effet sur les résultats. La variation des lois de comportement des sols de fondations (sols compressibles) a donné des effets remarquables sur les résultats, le modèle MC donne toujours les résultats les plus faibles par contre le modèle HSM donne les résultats les plus élevés par rapport aux autres modèles (SSM et HSM). Pour l'effet de drainage des modèles, une augmentation spectaculaire du déplacement vertical (U_z) dans des conditions non drainées est due à la réduction significative de la résistance au cisaillement du sol compressible. Cette réduction de la résistance au cisaillement réduit le support de la couche perméable.

Les résultats des modèles numériques (U_z) ont été comparés aux résultats analytiques (les tassements de consolidation). Les tassements sont calculés en utilisant les travaux de Terzaghi comme le montre le (Tab. 4.7). Nous comparons la valeur des tassements totaux calculée par la méthode analytique (0,4517 m) qui est montrée dans le (Tab. 4.8), et les tassements (U_z) sont déterminés par PLAXIS (Figs. 4.26). Le modèle SSM (utilisé pour modéliser le sol compressible) donne une bonne concordance.

Tableau 4.5 Les résultats numériques (Le sol de remblai modélisé par MC).

Sol compressibles	Avec et sans renforcement	U_x	U_z	U_y	F_c
MC	Sans Renforcement	17,68	28,45	0,73	1,13
SSM	Comportement drainé	18,87	31,37	0,99	1,07
HSM		20,54	33,18	1,32	0,98
MC		Sans Renforcement	27,68	50,04	0,79
SSM	Comportement non drainé	30,17	51,12	1,09	0,91
HSM		31,35	52,68	1,42	0,83
MC		Avec Renforcement	5,83	1,97	0,093
SSM	Comportement drainé	6,75	2,32	0,14	1,79
HSM		6,91	2,45	0,18	1,64
MC		Avec Renforcement	7,59	2,56	0,10
SSM	Comportement non drainé	8,39	3,43	0,17	1,78
HSM		8,62	3,97	0,20	1,64

Tableau 4.6 Les résultats numériques (le sol de remblai modélisé par HSM).

Sol compressibles	Avec et sans renforcement	Ux	Uz	Uy	Fc
MC	Sans Renforcement	17,63	28,47	0,71	1,12
SSM	Comportement drainé	19,04	31,33	1,03	1,08
HSM		20,52	33,17	1,29	0,98
MC	Sans Renforcement	27,68	49,97	0,81	0,95
SSM	Comportement non drainé	29,99	51,74	1,10	0,89
HSM		31,76	53,02	1,39	0,83
MC	Avec Renforcement	5,72	1,94	0,091	1,81
SSM	Comportement drainé	6,88	2,31	0,14	1,80
HSM		7,02	2,47	0,18	1,63
MC	Avec Renforcement	7,93	2,61	0,13	1,82
SSM	Comportement non drainé	8,21	3,52	0,15	1,77
HSM		8,78	3,93	0,22	1,63

Tableau 4.7 Le tassement de consolidation [70].

Pression historique	Tassement de consolidation
$\sigma'_i + \Delta\sigma < \sigma'_p$	$p = (C_s / (1 + e_0)) \cdot H \cdot \log((\sigma'_i + \Delta\sigma) / \sigma'_i)$
$\sigma'_i + \Delta\sigma < \sigma'_p < \sigma'_i + \Delta\sigma$	$p = H \cdot [((C_s / (1 + e_0)) \cdot \log(\sigma'_p / \sigma'_i)) + ((C_c / (1 + e_0)) \cdot \log((\sigma'_i + \Delta\sigma) / \sigma'_p))]$
$\sigma'_p < \sigma'_i$	$p = (C_c / (1 + e_0)) \cdot H \cdot \log((\sigma'_i + \Delta\sigma) / \sigma'_i)$

$\Delta\sigma$: Les contraintes supplémentaires.

σ'_i : Contrainte effective verticale à laquelle était soumis le sol.

σ'_p : Pression de pré consolidation

p : Tassement primaire, H : La hauteur des couches.

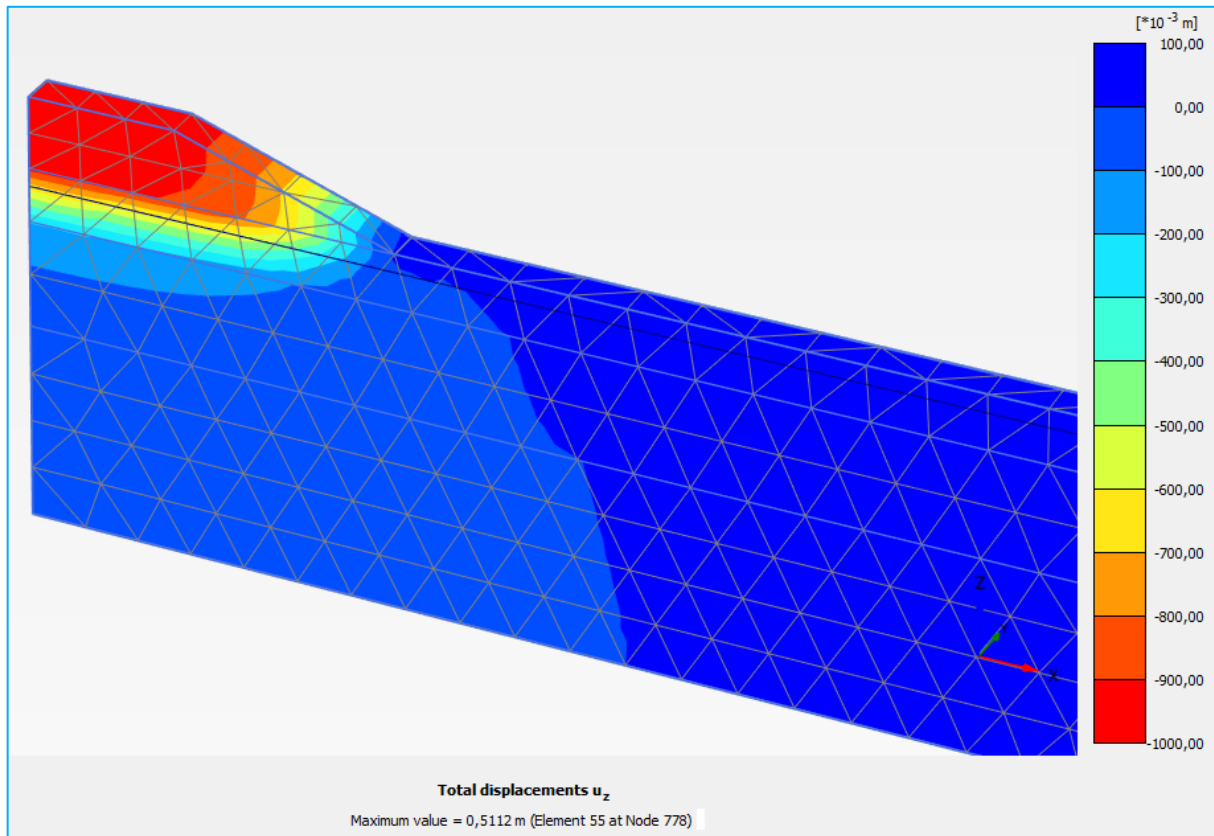
C_r : Indice de gonflement.

C_c : Indice de compression.

e_0 : Indice des vides avant d'appliquer les charges.

Tableau 4.8 Les tassements de consolidation des sols sous le remblai par la méthode analytique.

Les sols	Sable	Sol compressible	Argile	Total
Tassement de consolidation	0,0941	0,1784	0,1795	0,4517

**Figure 4.26. Tassement de consolidation déterminé par PLAXIS.**

4.7.3. L'effet de C_{ce} et φ' et e

Enfin, nous allons voir l'effet de paramètre de compressibilité (C_{ce}), l'angle de frottement effectif et l'indice des vides sur les résultats numériques (les déplacements et le facteur de sécurité). D'après les résultats précédemment présentés, on a décidé d'utiliser la combinaison de **50.T2.F0,5** pour renforcer les sols de fondation et le modèle HSM pour modéliser le sol de remblais et SSM pour modéliser les sols compressibles de fondation. Les (**Tab. 4.9-4.11**) représentent les résultats des déplacements dans trois directions et le facteur de sécurité en fonction de trois paramètres ; la cohésion effective, l'angle de frottement effectif et l'indice des vides.

Afin d'analyser l'effet du paramètre de compressibilité, les résultats présentés dans les (**Tab. 4.9**) montrent que les déplacements augmentent et le facteur de sécurité est réduit avec l'augmentation du paramètre de compressibilité pour les cas renforcés et non renforcés.

Pour l'effet de l'angle de frottement effectif, les résultats (**Tab. 4.10**) indiquent clairement que l'augmentation de l'angle de frottement augmente les déplacements et réduit le facteur de sécurité pour les cas renforcés et non renforcés.

Pour l'effet de l'indice des vides, les résultats (**Tab. 4.11**) montrent que l'augmentation de l'indice des vides augmente les déplacements et réduit le facteur de sécurité pour les cas renforcés et non renforcés.

Tableau 4.9 l'effet de paramètre de compressibilité.

C_{ce}	Avec et sans renforcement	U_x	U_z	U_y	F_c
0,1		27,43	0,034	46,87	1,23
0,2	Sans Renforcement	30,17	1,098	51,12	0,91
0,3		32,67	2,104	59,32	0,83
0,1		4,83	0,11	1,45	1,79
0,2	Avec Renforcement	6,75	0,14	2,32	1,78
0,3		9,23	0,46	4,87	1,63

Tableau 4.10 Étude paramétrique de l'angle de frottement effectif.

Φ'	Avec et sans renforcement	U_x	U_z	U_y	F_c
10		29,93	50,89	1,085	0,941
15	Sans Renforcement	30,17	51,12	1,098	0,912
20		30,37	51,33	1,116	0,892
10		6,562	2,143	0,1253	1,834
15	Avec Renforcement	6,755	2,321	0,1416	1,784
20		6,778	2,543	0,1599	1,739

Tableau 4.11 Étude paramétrique de l'angle de l'indice des vides.

L'indice de vide	Avec et sans renforcement	U_x	U_z	U_y	F_c
0,5		24,43	41,53	0,04	1,04
1	Sans Renforcement	30,17	51,12	1,09	0,91
1,5		37,89	59,76	1,67	0,82
0,5	Avec Renforcement	6,03	1,97	0,05	1,79
1		6,75	2,32	0,14	1,78
1,5		7,13	2,84	0,32	1,71

4.8. Conclusion

L'intérêt de cette étude numérique consiste à faire une étude paramétrique dans trois parties sur les remblais routier sur sols compressibles avec ou sans renforcements. Les conclusions auxquelles nous avons abouties sont les suivantes :

Pour la première partie ayant pour but de faire une comparaison entre les différentes combinaisons des colonnes CSV, nous avons dégagé les points ci-dessous ;

- Les déplacements dans trois directions ainsi que le déplacement total ont diminué et le facteur de sécurité a augmenté pour le modèle numérique renforcé.
- L'effet des différentes combinaisons des matériaux de colonne CSV (avec ou sans fibres PP) sur les résultats numériques est analysé comme suit :
 - Les déplacements dans les directions X, Y, Z et le déplacement total sont améliorés lorsque l'on augmente la quantité de sol compressible dans CSV, l'ajout de fibres PP a un effet relativement faible sur les résultats. Le type 1 des CSV est bien meilleur par rapport au type 2.
 - Le facteur de sécurité est amélioré en diminuant la teneur en sol compressible dans les matériaux CSV. Les fibres PP améliorent les résultats obtenus. Le type 2 des matériaux CSV présente de meilleurs résultats dans toutes les combinaisons par rapport au type 1.

Pour la deuxième partie ayant pour but de faire une comparaison entre les différents modèles de comportement avec deux types de comportements (drainé et non drainé), nous avons dégagé les points suivants ;

- La variation des modèles de comportement de sols de remblais (MC, HSM) a donné un faible effet sur les résultats numériques.
- La variation des modèles de comportement (MC, SSM et HSM) des sols compressibles de fondation a donné un effet remarquable sur les résultats, le modèle MC donne toujours les résultats les plus faibles par contre le modèle HSM donne les résultats les plus élevés par rapport aux autres modèles.
- La comparaison entre deux types de comportement (drainé et non drainé), a donné une augmentation spectaculaire du déplacement vertical (U_z) dans des conditions non drainées

qui est due à la réduction significative de la résistance au cisaillement du sol compressible. Cette réduction de la résistance au cisaillement réduit le support de la couche perméable.

- Après la comparaison entre les résultats numériques et analytiques, le modèle SSM (utilisé pour modéliser le sol compressible) donne une bonne concordance.

Pour la troisième partie ayant pour but d'étudier l'effet des C_{ce} et φ' et e sur les résultats numériques, on voit clairement que l'augmentation des C_{ce} et φ' et e augmente les déplacements et réduit le facteur de sécurité pour les sols renforcés et non renforcés.

CONCLUSIONS GENERALE ET PERSPECTIVES

CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES

Dans la présente thèse, une étude expérimentale et numérique est adoptée pour proposer une orientation scientifique sur l'utilisation des différents modèles de comportement pour la modélisation des sols.

Sur la base des résultats expérimentaux (des essais triaxiaux) et l'analyse par la méthode des plans d'expériences (DOE), on conclut :

- Les résultats du sol compressible renforcé avec sable-ciment sont plus performants que ceux du sol compressible non renforcé.
- Le renforcement des sols compressibles par sable-ciment améliore remarquablement la contrainte déviatorique (+500%), la cohésion effective (+259%), l'angle de frottement effectif (+153%), le module d'élasticité E_{50} (+1000%) ; et une décroissance de la déformation axiale de (-83%).
- L'ajout des fibres polypropylène dans les matériaux CSV (sable-ciment-sol compressible) donne une amélioration au niveau des résultats expérimentaux.
- La diminution de la quantité de sol compressible dans les matériaux de CSV (sable-ciment-sol compressible) avec/sans fibres de polypropylène ouvre la voie à une augmentation de la contrainte maximale, et le comportement est similaire à celui des matériaux parfaitement plastiques.
- La diminution de la quantité de sol compressible dans les matériaux de CSV (sable-ciment-sol compressible) est associée à une amélioration de la contrainte déviatorique, la déformation axiale, la cohésion effective, l'angle de frottement effectif et module d'élasticité.
- L'ajout des fibres de polypropylène en quantité décroissante par rapport à la quantité du sol compressible dans les matériaux de CSV (sable-ciment-sol compressible) a un effet remarquable sur les résultats obtenus.
- Les équations obtenues à partir de l'analyse avec la méthode des plans d'expériences (DOE) ont permis de comprendre le comportement des matériaux du CSV, et qui peuvent être réalisés dans un temps court. Il est à noter que cette méthode est peu coûteuse.

Pour l'étude numérique avec PLAXIS 3D, elle est développée pour étudier le comportement des sols renforcés par CSV sous le remblai. Les résultats peuvent être résumés comme suit :

- La construction du remblai sur des sols renforcés par des colonnes CSV présente une amélioration au niveau des déplacements dans les trois directions (x, y et z), du déplacement total et du facteur de sécurité par rapport aux résultats des sols sans renforcement. En effet, la différente combinaison de matériaux CSV (avec/sans fibres polypropylène) fournit un effet relativement plus faible sur les résultats numériques.
- La variation des modèles de comportement de sols de remblais (MC, HSM) possède un faible effet sur les résultats numériques.
- La variation des modèles de comportement (MC, SSM et HSM) des sols de fondation (les sols compressible) provoque un effet remarquable sur les résultats, le modèle MC donne toujours les résultats les plus faibles par contre le modèle HSM donne des résultats élevés par rapport aux autres modèles.
- Nous comparons la valeur des tassements calculés par la méthode analytique et les tassements déterminés par PLAXIS avec différents modèles, ainsi le modèle SSM donne une bonne concordance.
- La comparaison entre deux types de comportement (drainé et non drainé), donne une augmentation spectaculaire des déplacements verticaux dans des conditions non drainées qui est due à la réduction significative de la résistance au cisaillement de la sol compressible. Cette réduction de la résistance au cisaillement réduit le support de la couche perméable.
- A partir des effets de C_{ce} et φ' et e sur les résultats numériques, on voit clairement que l'augmentation des C_{ce} et φ' et e augmente les déplacements et réduit le facteur de sécurité pour les sols renforcés et non renforcés.

Perspectives

Puisque le renforcement des sols par les colonnes de sol-sable-ciment (CSV) n'a pas été étudié préalablement, un large éventail de travaux potentiels peut être établi.

Expérimentalement, l'effet du temps de durcissement sur le comportement des caractéristiques des matériaux CSV peut être étudié. Pour l'étude numérique, l'effet de la dimension des colonnes ainsi que la distance entre les colonnes sur le tassement et le facteur de sécurité peuvent être étudiés.

Annexes

Annexe A- Fiche technique des fibres PP

FICHE TECHNIQUE

01-16



FIBERTEK PP

MICRO FIBRE DE POLYPROPYLENE VIERGE MONO-FILAMENT POUR MORTIER ET BÉTON



DESCRIPTION

Fibre de polypropylène vierge mono-filament pour le contrôle de la fissuration du béton dans la phase plastique et comme renfort secondaire du béton.

Cette fibre Polypropylène à haute ténacité et à grande stabilité dimensionnelle, est conçue spécifiquement pour une utilisation dans le béton et mortier car résistant aux alcalis, absolument pas corrodable, résistante à l'abrasion, aux produits chimiques, aux moisissures, aux micro-organismes et aux hautes températures.

Les **FIBERTEK PP 6-12-18mm** sont destinés à être incorporés dans la matrice de ciment (béton, mortier, etc.) pour constituer un matériau homogène en mesure de contrer le retrait plastique.

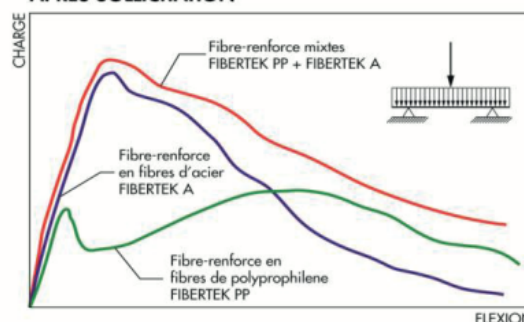
Pour obtenir une résistance plus élevée à la traction que celle correspondant aux bétons sans fibres et donc plus de ressources pour faire face aux contraintes induites par le retrait ; laissez le béton se développer, avec le même degré de maturation. A l'état durci, donc après maturation, la présence des fibres **FIBERTEK PP** contribue à améliorer les propriétés du béton. Ils augmentent en particulier la ténacité, c'est à dire la résistance résiduelle post-fissuration, ressource importante pour contrer la propagation des fissures, en particulier dans le régime dynamique. Cette contribution, cependant, ne permet pas un redressement structurel en termes d'augmentation de la ductilité apparente,

Les **FIBERTEK PP** fournissent, cependant, une contribution importante dans le domaine structurel lorsqu'elle est combinée avec des fibres métalliques (Fig. 1).

Les **FIBERTEK PP** Améliorent la performance des fibres d'acier dans l'immédiat post-fissuration et l'absorption de l'énergie résiduelle pour

les grandes déformations, donc augmentent la ductilité globale du composite.

COMPORTEMENT DE LA FLEXION APRES SOLLICITATION



Marquage CE pour non-structurel usage selon EN 14889-2.



PROPRIETE

FIBERTEK PP 6, 12 et 18 mm, étant mono-filament ils se dispersent facilement dans la matrice dans toutes les directions de manière à avoir une répartition homogène de la fibre dans la pâte et une matrice renforcée qui permet de contrôler son retrait plastique, ce qui augmente la compacité et limite les microfissurations.

FIBERTEK PP 6 millimètres, est pour le béton, un élément de protection passif contre l'incendie.

FIBERTEK PP 6, 12 et 18 millimètres :

- Éliminent la formation de macro-fissures et réduit la microfissure.
- Réduisent le retrait plastique hydraulique lors de la prise du béton.

FIBERTEK PP

MICRO FIBRE DE POLYPROPYLENE VIERGE MONO-FILAMENT POUR MORTIER ET BÉTON



- Améliorent l'élasticité et la résistance à la traction....
- Augmentent la résistance aux chocs et à l'abrasion.
- Résistent à l'agent acide et basique.
- Ne se détériorent pas.
- Excellente qualité de dispersion.
- Haute efficacité et économie (dosage entre 0,9 et 1 kg par mètre cube de béton).

CARACTERISTIQUE

Etat physique :.....Fibres
 Matériau :.....Polypropylène vierge
 Couleur :.....Blanc naturel
 Densité :.....0,8 à 1,00 g/cm³
 Dimension :.....6 mm
 Longueur :.....6/12/18 mm nominale
 Section :.....Circulaire
 Epaisseur :.....32 microns
 Poids spécifique :.....0,91 g / cm³
 Point de fusion :.....160° C

Résistance à la traction :

- 6 mm :.....400 N/mm²
- 12 mm :.....450 N/mm²
- 18 mm :.....450 N/mm²

Allung. à la rupture :

- 6 mm :.....20 %
- 12 mm :.....40 %
- 18 mm :.....40 %

Module d'Young :.....3700 MPa

Epaisseur nominale :

- 6 mm :.....18 µm
- 12 mm :.....32 µm
- 18 mm :.....32 µm

Résistance aux alcalis :.....haute

Résistance à l'acide :.....haute

Résistance aux sels :.....haute

PROPRIETES ET EFFETS

- Améliore la thixotropie des mélanges.
- Réduit la fissuration.
- Réduit le retrait.
- Améliore les résistances en flexion.
- Améliore la thixotropie du mortier ou béton.

DOMAINES D'APPLICATION

- Micro béton et mortier projetés ou manuels.
- Application en épaisseur pour mortier en ciment ou en plâtre en une seule passe.
- Chapes légères.
- Mortier auto nivelant.
- Plats formes.

MODE D'EMPLOI

- ① Mélanger les agrégats, l'eau et le ciment.
- ② Ajouter graduellement les fibres dans la bétonnière, toujours en mouvement pour obtenir une dispersion plus uniforme. Continuer de mélanger pour au moins 5 minutes, après l'ajout des fibres.
- ③ Ajouter un super plastifiant de notre gamme sans arrêter le malaxage jusqu'à l'obtention d'une pâte homogène.

APPLICATIONS

Contrôle de la fissuration de retrait pour le béton et le mortier. **FIBERTEK PP 6, 12 et 18 mm** sont indiqués pour :

- Pavage.
- Sols industriels en particulier et tous les sols en béton en général.



Siège & Usine :

B.P. 203 Zone Industrielle de Sidi-Bel-Abbès
 Tél. : + 213 (0) 48 70 34 63
 Fax : + 213 (0) 48 70 34 62
 E-mail : info@teknachem.com
 WWW.TEKNACHEM.COM

Antenne d'Alger :

Rue de la Soummam lot N° 06 Z.I. Oued Smar Alger
 Tél./Fax : + 213 (0) 23 92 05 62

Antenne de Sétif :

Zone d'Activité Artisanale 6^{ème} Tranche - Sétif
 Tél. : + 213 (0) 36 93 90 10 - Fax : + 213 (0) 36 93 90 60

Les informations contenues dans la présente fiche technique, bien que représentant le stade le plus avancé de la connaissance, ne dispensent pas l'utilisateur de procéder à des tests préliminaires dans ses propres conditions d'emploi ou à faire appel à l'assistance technique de la société. Par conséquent la **TEKNACHEM ALGERIE SARL** décline toutes responsabilités pour l'emploi inapproprié du produit.



...pour une fibre en 10

FIBERTEK PP

MICRO FIBRE DE POLYPROPYLENE VIERGE MONO-FILAMENT POUR MORTIER ET BÉTON



- Parking de stationnement, pistes d'aéroport, des rues et des trottoirs.
- Eléments préfabriqués à désarmement rapide: puits, tuyaux, regards, vases, etc.
- Panneaux préfabriqués, de remplissage, clôtures, barrières routières.
- Travaux de béton pompé ou coulé.
- Revêtements, rénovation des bâtiments.

DOSAGE

1) Pour béton :

D'excellents résultats peuvent être obtenus en utilisant un dosage compris entre 0,9 et 1 kg/m³ de béton, compte tenu du fait que 1 kg de **FIBERTEK PP** contient plus de 100 millions de micro filaments.

2) Pour mortier spéciaux :

Entre 50 et 100 g sur le poids total des mortiers secs.

3) Pour enduits/plâtres projetés :

Entre 200 et 500 g sur le poids total **FIBERTEK PP** sont parfaitement compatibles avec tous les adjuvants pour béton produits par **TEKNACHEM**.

EMBALLAGE

- **FIBERTEK PP 6 mm** : à partir de 0,9 kg le sac.
- **FIBERTEK PP 12-18mm** : à partir de 1 kg le sac.

PROCÉDURE DE MÉLANGE

Les fibres sont insérées directement dans le mixeur avec les granulats et d'autres composants de béton. Ils nécessitent quelques minutes de mélange supplémentaires jusqu'à leur distribution complète.

STOCKAGE

Ils peuvent être stockés dans l'emballage d'origine, pendant une longue période à l'abri de la pluie.

CONDITIONNEMENT ET STOCKAGE

Stockage en lieu sec et protégé.

Cartons de 22,5 kilogrammes (25 sachets de 0,9 kg).

N.B : les fibres de 6 mm de longueur ont la particularité, à égale poids de n'importe quelles autres fibres, d'être trois fois supérieures en nombre. Avoir donc un nombre triple de fibres, dans une épaisseur réduite de mortier de ciment, permet une résistance supérieure et une remarquable élasticité du mélange.

AVERTISSEMENT

Les fibres **FIBERTEK PP** sont produites avec des résines de polypropylène vierge mono-filament et sont classées comme inertes, inoffensives et non affectées par la plupart des produits chimiques. En outre, ils ne présentent aucun danger ou nuisibilité pour l'environnement.

PRECAUTIONS D'EMPLOI

Se référer à la fiche de données de sécurité.

NORMES DE REFERENCE

- EN 14845-2 - Méthodes d'essai de fibres pour le béton - Partie 2: effets sur le béton.
- EN 14889-2 - Méthodes d'essai de fibres pour le béton - Partie 2: fibres de polymères - Définitions, spécifications et de la conformité.
- CNR - DT 204 - Instructions pour la planification, l'exécution et le contrôle des structures FRC.
- ISO 834 - incendie tests de résistance - Éléments de construction (**PP FIBERTEK 6mm**).



Siège & Usine :

B.P. 203 Zone Industrielle de Sidi-Bel-Abbès
Tél. : + 213 (0) 48 70 34 63
Fax : + 213 (0) 48 70 34 62
E-mail : info@teknachem.com
WWW.TEKNACHEM.COM



Antenne d'Alger :

Rue de la Soummam lot N° 06 Z.I. Oued Smar Alger
Tél./Fax : + 213 (0) 23 92 05 62

Antenne de Sétif :

Zone d'Activité Artisanale 6^{ème} Tranche - Sétif
Tél. : + 213 (0) 36 93 90 10 - Fax : + 213 (0) 36 93 90 60

Les informations contenues dans la présente fiche technique, bien que représentant le stade le plus avancé de la connaissance, ne dispensent pas l'utilisateur de procéder à des tests préliminaires dans ses propres conditions d'emploi ou à faire appel à l'assistance technique de la société. Par conséquent la **TEKNACHEM ALGERIE SARL** décline toutes responsabilités pour l'emploi inapproprié du produit.



Annexe B- Fiche technique de ciment

Groupe Industriel des Ciments d'Algérie

UN DEMI SIÈCLE AU SERVICE DE LA CONSTRUCTION.

NA 442/2013

CEM III/A-L 42.5 N

Ciment Portland au Calcaire

Produit disponible chez nos filiales

Société des Ciments de Hadjar Soud
(SCHS, SKIKDA)

Société des Ciments de Ain El Kebira
(SCAEK, Sétif)

Société des Ciments de Ain touta
(SCIMAT, Batna)

Société des Ciments de Sour El Ghzlene
(SCSEG, Bouïra)

Société des Ciments de Béni Saf
(SCIBS, Ain Temouchent)

Société des Ciments de Hamma Bouziane
(SCHB, Constantine)

Société des Ciments de l'Algérois
(SCAL, Alger)

Société des Ciments de Saida
(SCIS, Saida)

Société des Ciments de la Mitidja
(SCMI, Blida)

Entreprise des Ciments et Dérivés d'Ech-Cheliff
(ECDE, Chlef)

www.gica.dz



Nouvel aéroport d'Alger
construit avec le ciment GICA.

CEM II/A-L 42.5 N

Ciment Portland au Calcaire

CEM II

Présentation

Le **CEM II/A-L 42.5 N** est un Ciment Portland au Calcaire (**CPC**), certifié selon exigences et les normes en vigueur.

Domaine d'emploi

Le ciment **CEM II/A-L 42.5 N** de GICA est adapté pour les usages suivants :

- Travaux de fondation, souterrains, d'assainissement ;
- Génie civil (ouvrage et routes) ;
- Les bétons armés et non armés, préfabriqués ou précontraints, étuvés et auto étuvés ;
- Travaux de construction (logements, locaux commerciaux et industriels);
- Produits dérivés du ciments.

Recommandations spécifiques et générales

- Pour les travaux sous la pluie, par temps chaud, par grand vent ou par temps de gel utilisé des adjuvants normalisés et appropriés ;
- Les coulées doivent être régulières et continues par couches de faible épaisseur ;
- La hauteur de chute du béton ne peut pas dépasser 1 mètre de hauteur, de façon à éviter toute ségrégation. Au delà de cette hauteur, il est indispensable de prévoir l'utilisation d'une goulotte amenée à hauteur convenable, ou d'une cheminée d'alimentation ;
- Adapter la vibration du béton à sa consistance pour obtenir une compacité optimal sans ségrégation ;
- Veiller au respect des temps de prise lors de la livraison du béton frais.

COMPOSITION

	Clinker	Ajout calcaire	Constituant secondaire
Taux %	(80 à 94) %	Catégorie A (06 à 20) %	(De 0 à 5) %

PACKAGING

Sacs 50kg / Disponible en Vrac

CARACTÉRISTIQUES PHYSIQUES

	TEMPS DE PRISE	STABILITÉ
TEMPS	≥ 60 minutes	≤ 10 minutes

CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES

Résistance à la compression à 02 J	Résistance à la compression à 28 J
≥ 10.0 N/mm ²	≥ 42.5(N/mm ²) & ≤ 62.5(N/mm ²)

CARACTÉRISTIQUES CHIMIQUES

Teneur en sulfates (SO3)	Teneur en chlorures (Cl)
≤ 3.5 %	≤ 0.10 %



Groupe Industriel des Ciments d'Algérie (GICA) 2019

Certification



Retrouvez nous sur



Groupe Industriel des Ciments d'Algérie (GICA)
Siège social : Route de Dar El Beida Meftah (W. de Blida), Algérie
Tél/Fax : +213(0) 25 45 61 98 / 213(0) 25 45 62 61
site web : www.gica.dz

CEM II/A-L42,5 N NA 442 SAC

Le ciment CPJ-CEM II/ A 42,5 SAC est un ciment portland composé obtenu par le mélange finement broyé de clinker et d'ajouts.

Du sulfate de calcium est ajouté sous forme de gypse en tant que régulateur de prise. C'est un ciment conforme à la norme en vigueur (NA 442 :2013.)

Emploi :

Ce ciment convient pour la fabrication de mortiers et tous travaux de béton armé développant des résistances moyennes, il est aussi utilisé dans tout le secteur du bâtiment, soit pour la réalisation d'habitations, d'immeubles administratifs, d'usines, d'hôpitaux et d'écoles...etc.

Ce ciment est adapté aux :

- Béton préfabriqué
- Béton armé ou précontraint
- Béton en élévation
- Dallage
- Travaux routier

Précautions d'emploi :

Ce ciment ne convient pas pour les travaux en milieux agressifs. Dans le cas de bétonnage de grande masse, il est indispensable de vérifier que les températures, par simulation, au cœur du béton ne pourront pas être trop élevées, notamment vis à vis de la Réaction Sulfatique Interne.

Recommandations spécifiques et générales :

- Utiliser des granulats propres, exempts de matières organiques
- Respecter les dosages et les règles de l'art pour la mise en œuvre
- Viser un rapport Eau/Ciment de préférence le plus faible possible, compatible avec une bonne rhéologie du béton frais
- Utiliser des adjuvants normalisés
- Eviter une dessiccation précoce par temps chaud ou venteux en réalisant une cure du béton (arrosage, bâche humide, produits de cure...)
- Adapter la vibration du béton à sa consistance pour obtenir une compacité optimale sans ségrégation
- Eviter tout contact avec la peau et les yeux.
- Utiliser des équipements adaptés : gants, chaussures imperméables, lunettes...

Sécurité:

Nous voulons être l'employeur le plus sûr de notre société. Nous faisons tout notre possible pour éviter toutes les blessures corporelles et répercussions sanitaires liées à nos activités.

Mesures de protection

Mélangé à l'eau, le ciment est irritant. Eviter le contact avec les yeux et la peau. Laver immédiatement et abondamment à l'eau toute zone exposée. En cas de contact avec les yeux, consulter impérativement un médecin. Pour le reste, veuillez-vous reporter à notre fiche de données

de sécurité détaillée.

Environnement

Nous voulons être un exemple de la responsabilité écologique de notre société. Nous souhaitons réduire au maximum l'empreinte environnementale de nos sites et de nos produits de fabrication en prenant des mesures ciblées et en contribuant à la diversité de notre environnement par le biais de mesures spécifiques.

Pour préserver notre environnement, nous devons:

- Évitez de verser du ciment en grande quantité dans les égouts et dans l'eau
- Traiter avec eux en utilisant des moyens appropriés.

Contrôle de la Qualité

Nous souhaitons atteindre la plus haute satisfaction de notre société auprès de nos clients. Nous identifions les besoins de nos clients et du marché pour ensuite pouvoir développer et améliorer nos produits et prestations en conséquence.

stockage :

Le ciment doit être stocké au sec et protégé de l'humidité.

Conditionnement :

Le ciment Portland CEM II A-L 42.5 N est livré en vrac et en sacs de 50 kg.

Type et Composition du Ciment

Le ciment portland au calcaire CEM II/A- L 42,5 N est composé de :

- 80% à 94% de clinker
- 6% à 20% de calcaire
- 0% à 5% de constituants secondaires

La présence d'une faible quantité de sulfate de calcium assure la régularité de la prise.

1-Physiques et mécaniques garanties

- Début de prise à 20 °C mesuré sur pâte pure ≥ 60 min
- Stabilité mesurée sur pâte pure ≤ 10 mm selon la norme NF EN 196-3
- Résistances mécaniques à la compression déterminées sur mortier normalisé (42.5MPa), conformément à la norme NF EN 196-1.

Résistance à la compression sur mortier en MPa (valeurs limites inférieures)

Résistance à court terme

$2j \geq 10$ MPa

Résistance courante

$28j \geq 42,5$ MPa

2-Caractéristiques chimiques garanties

- Teneur en Cl- $\leq 0,10\%$
- Teneur en SO₃ $\leq 3,0\%$

Annexe C- La vitesse de déformation (Triaxial)

Durée

- Ordre de grandeur de la durée d'un essai, pour une éprouvette de diamètre 35 mm et d'une hauteur de 70 mm
 - En saturation : 1 Palier de saturation \approx 1 jour, en moyenne, 3 paliers
 - En consolidation : palier de 1 jour environ,
 - En cisaillement, pour une déformation axiale finale de 20% :

Sol	Indice de plasticité IP	Essai CD*		Essai CU+u	
		Vitesse de déformation (%/min)	Durée (h)	Vitesse de déformation (%/min)	Durée (h)
Sol sableux	≤ 10	0.015	22	0.1	≈ 3
Sol argileux	10 à 25	0.007	48	0.05	7
Argile	25 à 50	0.003	111	0.02	15
	> 50	0.0015	222	0.01	33

* Avec drain latéral et un disque drainant

Essai UU, vitesse de déformation entre 0.5 à 1.5 %/min \rightarrow durée de cisaillement de 40 min environ.

Annexe D- Les coordonnées centrées réduites

Les coordonnées centrées réduites

Lorsqu'on attribue la valeur - 1 au niveau bas d'un facteur et la valeur +1 au niveau haut, on effectue deux modifications importantes :

1. On change l'unité de mesure. Par exemple, si le niveau bas d'un facteur est 10°C et le niveau haut 30°C, il y a 20°C entre ces deux valeurs, soit 20 fois l'unité de température. Entre -1 et +1 il y a deux unités nouvelles. La nouvelle unité vaut 10°C, on lui donne le nom de Pas.
2. On déplace l'origine des mesures. Dans l'exemple choisi, le milieu de l'intervalle [-1 +1] correspond à une température de 30°C. La nouvelle origine, notée zéro, diffère donc de l'origine exprimée en unité courante.

Ces deux modifications entraînent l'introduction de nouvelles variables que l'on appelle variables centrées réduites (v.c.r.) ou unités codées. Centrées pour indiquer le changement d'origine et réduites pour signaler la nouvelle unité.

Le passage des variables d'origine, A, aux variables centrées réduites, x, et inversement, est donné par la formule suivante (A_0 est la valeur centrale en unités courantes) :

$$x = \frac{A - A_0}{Pas}$$

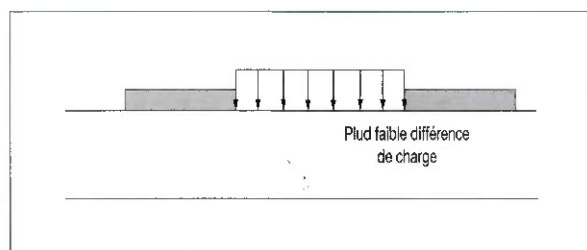
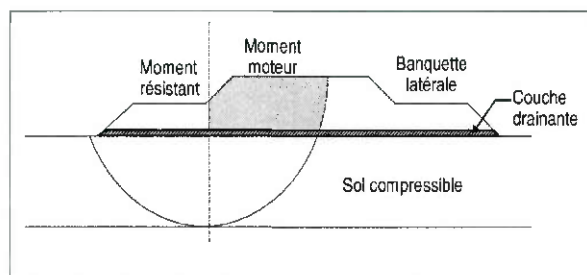
L'intérêt des v.c.r. est de pouvoir présenter les plans d'expériences de la même manière quels que soient les domaines d'étude retenus et quels que soient les facteurs. La théorie des Plans d'Expériences présente ainsi une grande généralité.

Annexe E- Les méthodes de construction des remblais sur sols compressibles.

ANNEXE 2 • Banquettes latérales

■ Description et principe de fonctionnement

Cette technique améliore la stabilité du remblai en l'élargissant par des banquettes de plus faible hauteur. Ces banquettes servent de contrepoids vis à vis de ruptures circulaires (Figure a) et améliorent également la stabilité au poinçonnement (Figure b).



■ Domaine d'application

Sections courantes de remblais et remblais d'accès aux ouvrages d'art. Souvent combinées à d'autres techniques (drains verticaux, construction par étapes, surcharge temporaire)

■ Mise en œuvre

Simple terrassement complémentaire. Le compactage n'est nécessaire que si les banquettes servent de piste de chantier ou de voie permanente de desserte.

■ Contrôle de qualité

Semblable à celui d'une section courante de remblai.

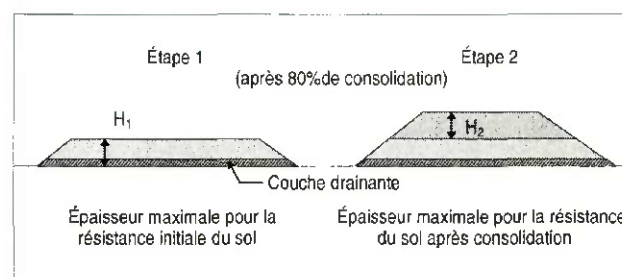
■ Avantages et inconvénients

Nécessite des emprises et volumes de remblais supplémentaires.
Pas d'effets directs sur les tassements.
Réalisation par une entreprise générale.

ANNEXE 1 • Construction par étapes

■ Description et principe de fonctionnement

La résistance du sol augmente avec le niveau des contraintes effectives. La construction par étapes permet d'exploiter cette propriété pour des sols qui ne peuvent supporter dans leur état naturel la totalité de la charge prévue : le remblai est construit par couches ; l'épaisseur de la couche suivante est déterminée par un calcul de stabilité en fonction de la résistance du sol acquise par consolidation à la fin de l'étape précédente. Sous chaque charge on atteint la fin (ou souvent 80 %) de la consolidation. Cette méthode nécessite des délais importants si le sol compressible est épais et peu perméable. Elle est souvent associée à des drains verticaux.



■ Domaine d'application

Tous types de remblais sur sols argileux mous quand le projet définitif est figé longtemps avant le début de l'exploitation.

■ Mise en œuvre

Le remblai est construit par phases, avec des périodes d'attente pouvant atteindre plusieurs mois.

■ Contrôle de qualité

Mesure des tassements du sol support, des pressions interstitielles et, éventuellement, des déformations latérales en pied de remblai.

Interprétation par l'ingénieur géotechnicien, pour calculer les gains de cohésion du sol support et adapter le planning de construction du remblai.

■ Avantages et inconvénients

Technique économique mais demandant du temps et un contrôle précis des vitesses de consolidation. Technique adaptée aux sols dont la consolidation est rapide (faible épaisseur). Doit être combinée à des drains verticaux dans le cas contraire.

Travaux réalisés par une entreprise générale.

Le marché doit permettre une adaptation des délais de construction pendant les travaux.

La technique n'est pas toujours applicable (l'augmentation possible de la résistance du sol est parfois insuffisante pour porter le remblai final).

ANNEXE 4 • Remblais allégés

■ Description et principe de fonctionnement

La réduction du poids du remblai permet de diminuer les tassements et d'améliorer la stabilité.

Les densités des matériaux légers utilisables en remblai sont très variées :

- presque zéro pour les buses, cadres et dalots,
- 0,02 pour le polystyrène expansé et les matériaux alvéolaires (0,1 pour le calcul),
- 0,5 pour les blocs constitués de déchets agglomérés de matières plastiques (Plastbloc),
- 0,5 à 1 pour les schistes ou l'argile expansés,
- 0,5 à 1 pour les pneus usagés (Pneusol, Pneurésil, etc.),
- 0,6 pour le béton cellulaire léger,
- 0,8 à 1 pour le bois (écorce, sciure),
- 1 à 1,4 pour les cendres volantes et le laitier.

Le choix des matériaux est lié à l'allègement désiré, qui dépend de l'analyse géotechnique du site. Ce travail doit être confié à un spécialiste de géotechnique.

■ Domaine d'application

Traitement localisé de problèmes de stabilité et/ou de tassements :

- remblai d'accès à un pont déjà construit,
- élargissement d'une route,
- réparation d'un glissement de terrain,
- limitation du poids du remblai sur une buse ou un ouvrage enterré.

■ Mise en œuvre

Chaque matériau a une procédure de mise en œuvre particulière. Outre la mise en place du matériau léger lui-même, des mesures de préparation du site, de séparation des matériaux, de confinement latéral, de protection contre certaines agressions et de couverture peuvent être nécessaires.

■ Contrôle de qualité

Contrôle du respect des recommandations de mise en œuvre.

Vérification des produits utilisés.

Vérification de l'effet de l'allègement.

■ Avantages et inconvénients

Certains procédés sont onéreux.

La mise en œuvre peut être très rapide.

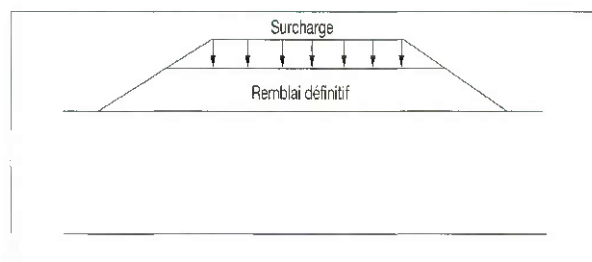
Travaux exécutés par une entreprise générale.

ANNEXE 3 • Surcharge temporaire

■ Description et principe de fonctionnement

L'application d'une surcharge temporaire permet de diminuer le tassement postérieur à la mise en service du remblai, mais au détriment de sa stabilité pendant la construction. En augmentant la charge appliquée au sol, on crée un tassement final plus important, dont 60 ou 80% peuvent représenter le tassement total du remblai à construire. Le temps nécessaire pour atteindre la déformation finale du sol sous le remblai est donc réduit.

Le dimensionnement doit être confié à un ingénieur géotechnicien.



■ Domaine d'application

Traitement des problèmes de tassement après la mise en service du remblai.

Souvent associé à des drains verticaux.

■ Mise en œuvre

Travaux de terrassements classiques. Le compactage de la surcharge n'est en général pas nécessaire.

■ Contrôle de qualité

Mesure et analyse des tassements au cours du temps.

■ Avantages et inconvénients

Entreprise générale.

Coût des matériaux variable.

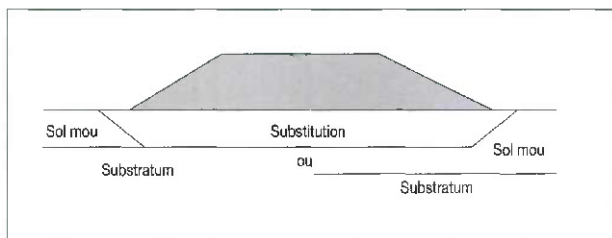
Durée comprise souvent entre quelques mois et un an.

ANNEXE 6 • Substitution du mauvais sol

■ Description et principe de fonctionnement

La substitution consiste simplement à excaver le mauvais sol et à le remplacer par de bons matériaux d'apport compactés. Elle est plus difficile à mettre en œuvre sous l'eau (cas fréquent dans les tourbes) et est limitée en pratique à des profondeurs de quelques mètres. D'autre part, elle est contraignante vis-à-vis de l'environnement (nécessité de trouver des emprunts et des lieux de dépôt).

Le remplacement de tout ou partie du sol compressible par un matériau plus résistant et moins déformable élimine tout ou partie des problèmes de tassement et de stabilité.



■ Domaine d'application

Sites où une couche proche de la surface est responsable d'une part importante des tassements et de l'instabilité. Le domaine privilégié d'application de cette technique dans le domaine routier est la présence en surface de sols organiques dont les déformations de fluage sont importantes et néfastes au niveau de la chaussée.

■ Mise en œuvre

• Substitution hors d'eau :

Excavation des matériaux compressibles et remplacement par de bons matériaux insensibles à l'eau, compactés par couche au rouleau

• Substitution sous l'eau :

Excavation à la pelle mécanique ou à la dragline. Le compactage commence lorsque le remblai sort de l'eau. Le matériau de remblai ne doit pas comporter de fraction fine.

■ Contrôle de qualité

Contrôle de la qualité des matériaux d'apport.

Contrôle de la qualité du compactage.

Surveillance de la géométrie réelle de l'excavation.

■ Avantages et inconvénients

Procédé efficace mais coûteux (volumes importants de sols à évacuer et de bons matériaux à apporter).

Nécessité de trouver un emprunt et un lieu de dépôt.

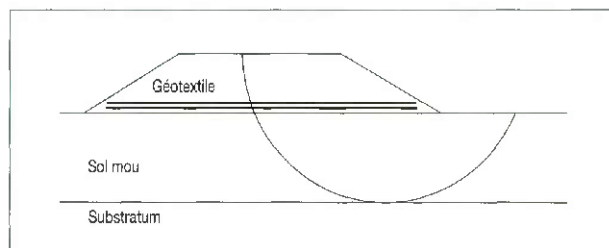
Entreprise générale.

ANNEXE 5 • Renforcement par géosynthétiques

■ Description et principe de fonctionnement

La mise en place d'une ou plusieurs nappes de géotextiles ou de géogrilles à la base du remblai permet d'augmenter sa résistance à la traction et d'améliorer sa stabilité vis-à-vis de ruptures circulaires. On peut donc augmenter la hauteur de remblai mise en œuvre à chaque phase de chargement, sous réserve des conditions de poinçonnement du sol. Le géotextile a pour effet annexe de rendre plus uniformes les tassements du sol sous le remblai.

Le choix du géotextile et les calculs de dimensionnement (résistance, ancrage latéral, stabilité du remblai) doivent être confiés à un spécialiste.



■ Domaine d'application

Traitement localisé de l'instabilité du remblai.

■ Mise en œuvre

Les nappes de géotextile sont placées au niveau prescrit au cours de la construction du remblai.

■ Contrôle de qualité

Contrôle de la conformité au projet (nombre et position des lacs de géotextiles).

Contrôle du géotextile (résistance à la traction, déformabilité).

■ Avantages et inconvénients

Optimisation délicate du renforcement.

Amélioration de la résistance à la rupture circulaire, mais pas au poinçonnement.

Entreprise générale.

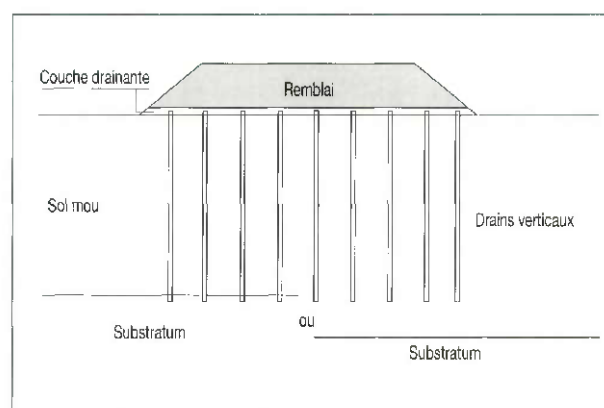
■ Avantages et inconvénients

Les drains doivent être mis en place par une entreprise spécialisée.

ANNEXE 7 • Drains verticaux

■ Description et principe de fonctionnement

Cette technique est utilisée pour accélérer les tassements de consolidation des sols fins saturés de faible perméabilité. La durée de la consolidation des sols est proportionnelle au carré de la distance de drainage. L'introduction de colonnes verticales drainantes dans un massif de forte épaisseur permet de raccourcir fortement cette distance de drainage et de contrôler ainsi les vitesses de consolidation. Les drains verticaux ont été initialement exécutés en sable. Les drains plats préfabriqués sont en général moins onéreux actuellement. L'eau sortant des drains doit être évacuée sous le remblai (couche drainante). Cette technique n'a d'effet que sur la vitesse de tassement (le tassement doit être créé par ailleurs).



■ Domaine d'application

Couches d'argile ou de limons compressibles de 3 à 50 m de profondeur. Pour les sols organiques, le fluage doit être pris en compte spécifiquement dans les études de faisabilité.

Les drains verticaux sont souvent associés à des surcharges provisoires. Ils sont en pratique toujours considérés comme indispensables à la consolidation atmosphérique.

■ Mise en œuvre

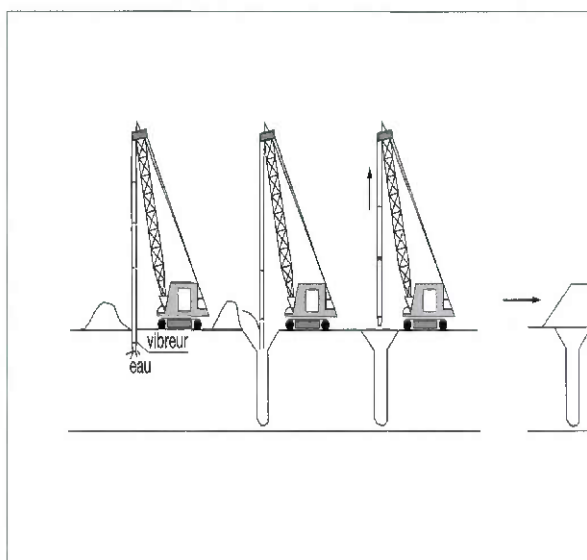
A. Drains préfabriqués

Les drains (plats de 10 cm de largeur et de quelques millimètres d'épaisseur ou cylindriques de 5 cm de diamètre, en général) sont foncés à l'intérieur d'un mandrin métallique actionné par un porteur de type pelle hydraulique ou sur chenilles. Les drains comportent une âme qui permet à l'eau de s'écouler vers l'extérieur, avec ou sans filtre géotextile. Ils doivent avoir une capacité de décharge suffisante (15 m³/an au minimum). Dans les sols mous, le fonçage est statique. Pour traverser des couches intermédiaires de sable, on recourt au vibrofonçage.

ANNEXE 9 • Colonnes ballastées

■ Description et principe de fonctionnement

Un réseau de colonnes de ballast compacté est constitué dans le sol au moyen d'une aiguille vibrante ou d'un tube battu pilonné. Ces colonnes agissent comme points de renforcement du sol mou. Elles améliorent la stabilité et diminuent les tassements en reportant une partie de la charge sur le substratum. Elles servent aussi de drains verticaux.



■ Domaine d'application

Fondations de bâtiments et de réservoirs. Zones de transition entre points durs (ouvrages fondés sur pieux) et sections courantes de remblai.

■ Mise en œuvre

Aiguille vibrante ou tube battu pilonné, porté par une pelle sur chenilles. Du ballast 20/40 à fort angle de frottement est incorporé dans le forage et compacté par le vibreur. On procède par passes successives en remontant le vibreur pour former des colonnes dont le diamètre est généralement compris entre 60 et 120 cm.

■ Contrôle de qualité

Contrôle des paramètres de mise en œuvre : volume du ballast, énergie de vibration. Contrôle des caractéristiques mécaniques des colonnes au pénétromètre. Essais de chargement de colonnes.

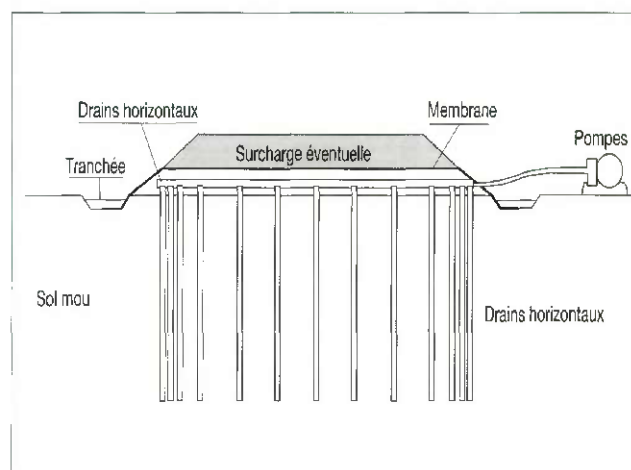
■ Avantages et inconvénients

Profondeur de traitement limitée à 15 mètres environ. Technique assez onéreuse (ballast et exécution). Réalisation par une entreprise spécialisée.

ANNEXE 8 • Consolidation atmosphérique

■ Description et principe de fonctionnement

Un vide partiel est appliqué par pompage sous une membrane posée à la surface du sol. Les pompes sont connectées à un réseau de drainage horizontal et à un réseau de drains verticaux. La réduction progressive de la pression interstitielle à contrainte totale constante augmente les contraintes effectives dans le sol. Ce chargement est équivalent à 4 mètres de remblai, au maximum. On réduit ainsi les délais de consolidation sans risque d'instabilité du sol sous la charge appliquée.



■ Domaine d'application

Traitement localisé dans des zones de sols très mous interdisant le chargement par remblai. Peut être combiné à un chargement classique par remblai.

■ Mise en œuvre

La technique nécessite l'exécution d'un réseau de drains verticaux, avec une couche drainante horizontale comportant des drains horizontaux reliés au système de pompage, la pose d'une membrane étanche et la création d'une dépression sous la membrane au moyen de pompes spéciales. La présence en surface d'une couche drainante sous la nappe peut limiter l'emploi du procédé.

■ Contrôle de qualité

Suivi du comportement du sol pendant le pompage (tassement, pression interstitielle). Contrôle de la dépression sous la membrane.

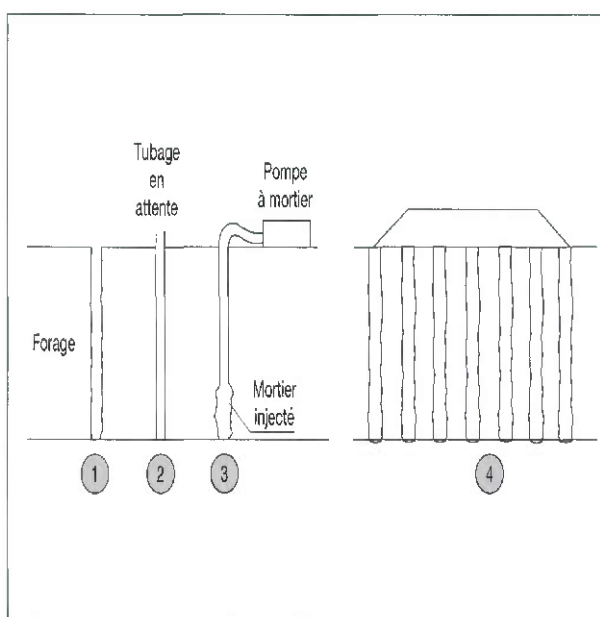
■ Avantages et inconvénients

Pas de risque d'instabilité sous le seul chargement atmosphérique. Peut être combiné à un chargement par remblai. Entreprise spécialisée. Charge limitée à 80 kPa. Adaptable aux propriétés des sols sur le site (densité du maillage de drains verticaux).

ANNEXE 11 • Injection solide (compactage statique horizontal)

■ Description et principe de fonctionnement

Le procédé consiste à introduire en force dans le sol, par injection sous pression dans un forage tubé de petit diamètre, un mortier très visqueux. Par sa consistance, ce mortier ne peut imprégner le sol ni claquer le terrain. Le sol va donc être refoulé et comprimé latéralement. La prise du mortier crée ensuite des colonnes verticales plus rigides. On combine donc un effet de renforcement au droit de chaque colonne avec une compression de la masse du sol. Les taux d'incorporation ne dépassent en général pas 5 à 6% du volume traité.



■ Domaine d'application

Renforcement des sols sous les bâtiments et les ouvrages.
Traitement localisé sous les remblais linéaires.

■ Mise en œuvre

Forage tubé de petit diamètre, puis injection sous pression d'un mortier visqueux.

■ Contrôle de qualité

Contrôle des paramètres d'exécution (pression d'injection, volume injecté, consistance du mortier).

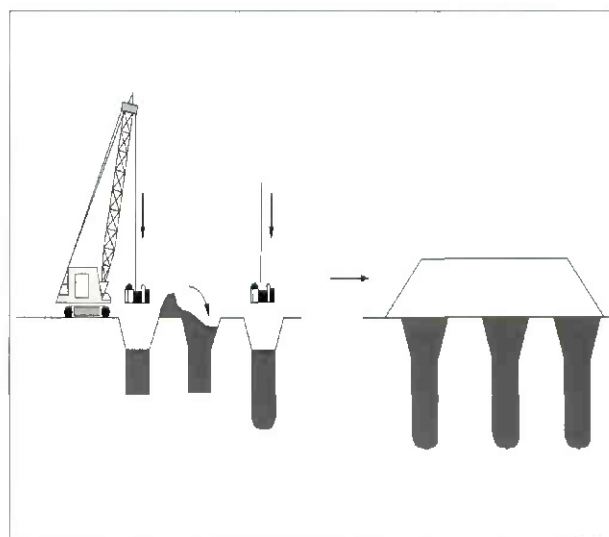
■ Avantages et inconvénients

Technique onéreuse pour les remblais.
Entreprise spécialisée.

ANNEXE 10 • Plots ballastés pilonnés

■ Description et principe de fonctionnement

La création de larges inclusions de bon matériau compacté à travers la couche molle permet de limiter les tassements et d'améliorer la stabilité. Les colonnes servent aussi de drains. Ces colonnes sont créées par pilonnage.



■ Domaine d'application

Remblais en environnement dégagé, sur des sols mous de 6 à 7 m de profondeur.

■ Mise en œuvre

Mise en œuvre par pilonnage au moyen d'un atelier de compactage dynamique : pelle sur chenilles levant une masse d'une quinzaine de tonnes. Les plots sont constitués de matériau granulaire d'apport et atteignent des profondeurs de 7m pour des sections de 4 à 5 m².

■ Contrôle de qualité

Contrôle des paramètres d'exécution et vérification par essais in situ des caractéristiques mécaniques obtenues.

■ Avantages et inconvénients

Méthode économique sur des surfaces importantes seulement (coût de mobilisation du matériel).

Nécessite un environnement peu sensible aux vibrations.

Profondeur de traitement limitée à 6 ou 7 mètres.

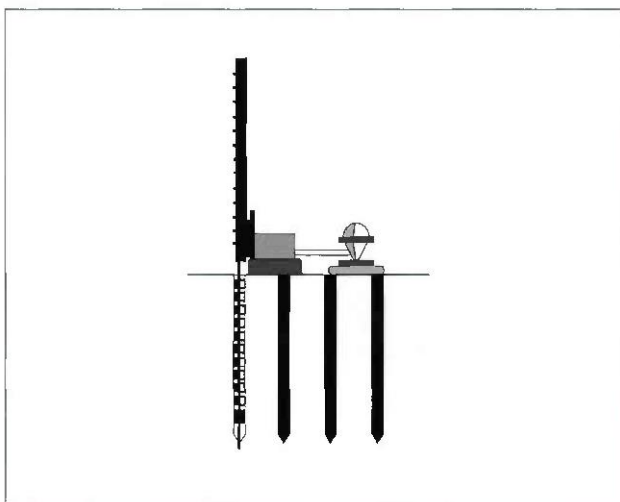
Emploi possible d'un matériau de récupération : matériaux de démolition triés, découverte de carrière, etc.

Entreprise spécialisée.

ANNEXE 13 • Colonnes de sol traité à la chaux ou au ciment

■ Description et principe de fonctionnement

Cette technique, applicable aux argiles molles peu consistantes (cohésion de l'ordre de 10 à 20 kPa), consiste à mélanger le sol en place avec de la chaux vive ou du ciment au moyen d'une machine de forage à tarière adaptée. On obtient ainsi des colonnes dont la résistance permet d'améliorer la stabilité et de réduire les tassements.



■ Domaine d'application

Fondations de bâtiments. Zones de transition entre points durs et sections courantes de remblai. Soutènements d'excavations.

Mise en œuvre

Machine de forage équipée d'une tarière spécifique.

Contrôle de qualité

Contrôle du volume de chaux ou de ciment incorporé. Vérification des caractéristiques mécaniques des colonnes. Pour les sols organiques, des problèmes de prise du liant sont possibles. Il convient de réaliser un nombre suffisant d'essais de convenue, des contrôles en cours de chantier et des adaptations éventuelles des dosages en cours de travaux.

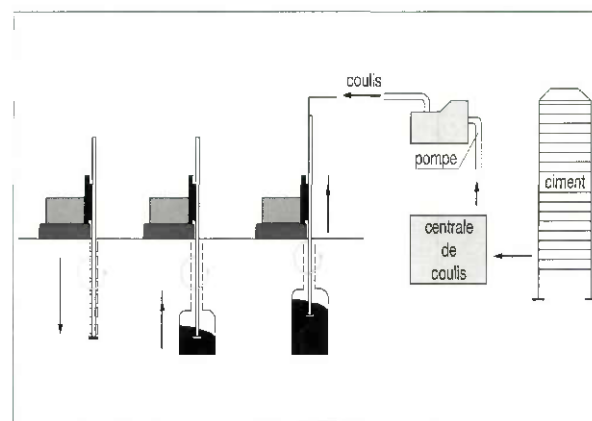
Avantages et inconvénients

Technique peu courante.
Entreprise spécialisée.

ANNEXE 12 • Colonnes de mortier sol-ciment réalisées par jet

■ Description et principe de fonctionnement

Ce procédé utilise un jet de fluide à haute pression pour détruire le terrain et le mélanger à un coulis de ciment. La prise du ciment dans le sol injecté crée des colonnes de mortier sol-ciment à fortes caractéristiques mécaniques. Ces colonnes reportent en profondeur une partie des charges dues au remblai, ce qui améliore la stabilité et diminue le tassement final.



■ Domaine d'application

Sols compressibles de toutes granulométries.
Toutefois, emploi limité par le coût.

■ Mise en œuvre

Une centrale de fabrication du coulis (eau + ciment), une pompe à haute pression (400 bars) reliée à la machine de forage sur chenilles.

Une colonne est réalisée en deux opérations : forage vertical de petit diamètre, puis injection par la base du train de tiges à la remontée.

Contrôle de qualité

Des colonnes d'essai permettent d'ajuster les paramètres d'exécution : composition du coulis, volume du coulis par colonne.

Enregistrement des paramètres d'exécution.

Carottage de colonnes, écrasement en laboratoire d'éprouvettes de béton de sol.

Découverte de colonnes à la pelle mécanique.

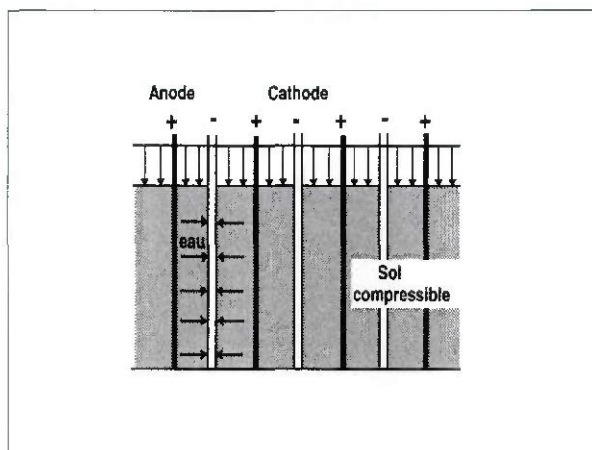
Avantages et inconvénients

Technique onéreuse et de mise en œuvre délicate.
Entreprise spécialisée.

ANNEXE 15 • Electro-osmose

■ Description et principe de fonctionnement

Un réseau d'anodes et de cathodes (tubes creux) est placé selon un maillage régulier dans le massif de sol à traiter (figure ci-dessous). Une différence de potentiel est appliquée entre les anodes et les cathodes et provoque un écoulement de l'eau vers les cathodes, où elle est évacuée. Cet écoulement produit une diminution de la teneur en eau moyenne dans le sol et donc un tassement et une augmentation de la résistance au cisaillement.



■ Domaine d'application

L'électro-osmose et des variantes (électro-injection) ont été utilisées sur quelques chantiers pour stabiliser des fondations ou des remblais difficiles d'accès et que l'on ne pouvait traiter par des méthodes classiques. L'expérience montre que l'électro-osmose n'a d'effet significatif que sur des sols de perméabilité suffisamment faible ($< 10^{-6}$ m/s), dont les particules sont majoritairement limoneuses.

■ Mise en œuvre

Installation des anodes et des cathodes. Alimentation électrique continue de forte puissance. Entretien des cathodes et anodes (dissolution).

■ Contrôle de qualité

Mesure continue de la différence de potentiel entre anodes et cathodes. Mesures de teneur en eau et de cohésion non drainée dans le sol.

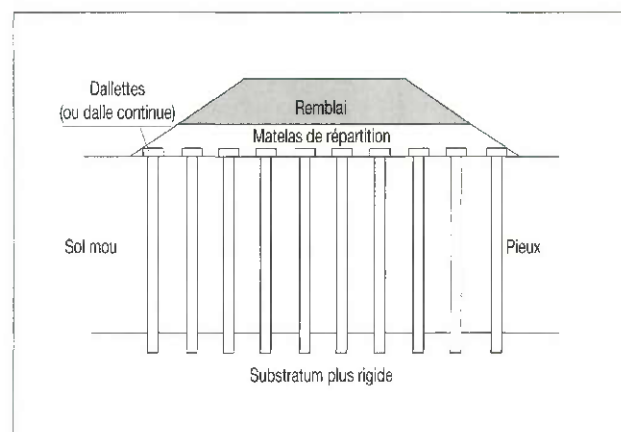
■ Avantages et inconvénients

La méthode est efficace mais coûteuse. Les paramètres et les effets du traitement sont difficiles à prévoir avant le chantier.

ANNEXE 14 • Remblais sur inclusions rigides

■ Description et principe de fonctionnement

Les charges apportées par le remblai sont transmises au niveau du substratum rigide, par l'intermédiaire de pieux disjoints, surmontés chacun d'une dalle destinée à reporter sur le pieu le poids d'une partie du remblai. Cette technique permet ainsi d'améliorer la stabilité et de réduire les tassements.



■ Domaine d'application

Remblais d'accès à des ouvrages fondés sur pieux.

Zones localisées où les tassements doivent être strictement limités à quelques centimètres.

■ Mise en œuvre

Tous les types classiques de pieux peuvent être envisagés, y compris des micropieux. Le choix dépend de la nature des sols compressibles à traverser. Les pieux sont usuellement surmontés de dalles disjointes en béton armé, servant à assurer le report des charges du remblai. Une dalle continue est parfois réalisée. Une nappe de géotextile peut être noyée dans le remblai au-dessus des dalles pour constituer un matelas de répartition des charges sur les pieux.

■ Contrôle de qualité

Techniques usuelles de contrôle des pieux : enregistrement des paramètres de forage ou de fonçage, auscultation dynamique des pieux (par réflexion ou par impédance).

■ Avantages et inconvénients

Procédé facile à mettre en œuvre et efficace.

Calcul complexe mais fiable.

Technique onéreuse. Entreprise spécialisée.

Annexe F-Rapport géotechnique de sol compressible (MILA)

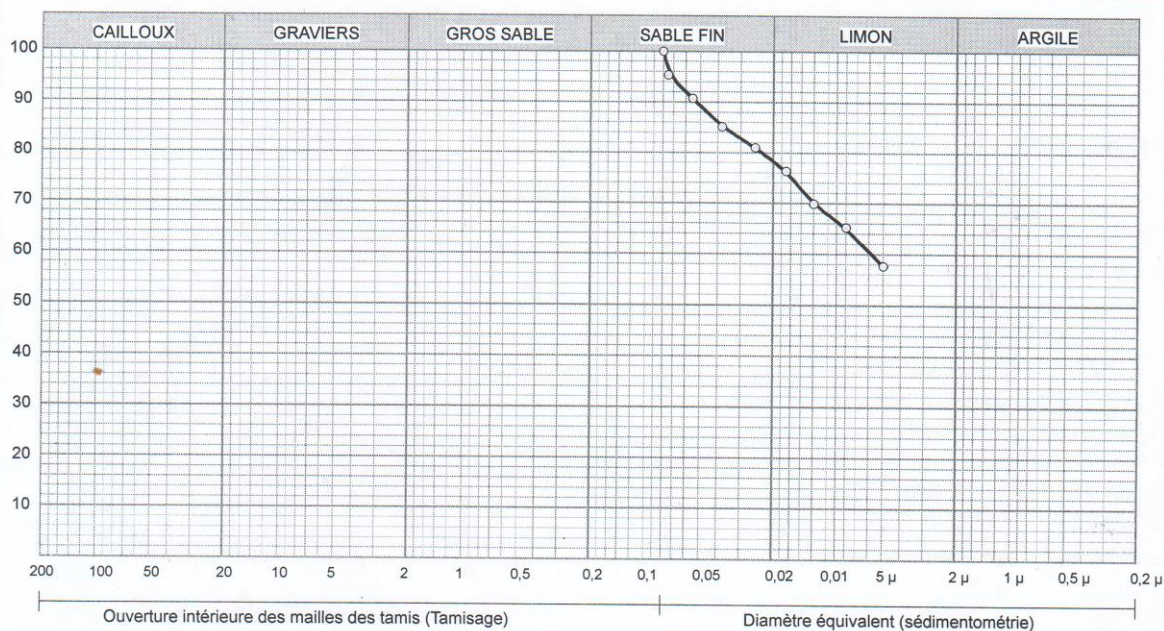
RAPPORT D'ESSAI ANALYSE GRANULOMETRIQUE NF P 94-056 / NF P 94-057

Client : DUC-MILA
Projet : ETUDE GEOTECHNIQUE
Endroit : SITE ZEGHAIA

N° Projet : 52-20
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : SC 05
Profondeur : 09.40 - 09.70
Matériaux :
Provenance :
Date essais : 04/09/2020

—○— Sondage: SC 05 : 09.40 - 09.70



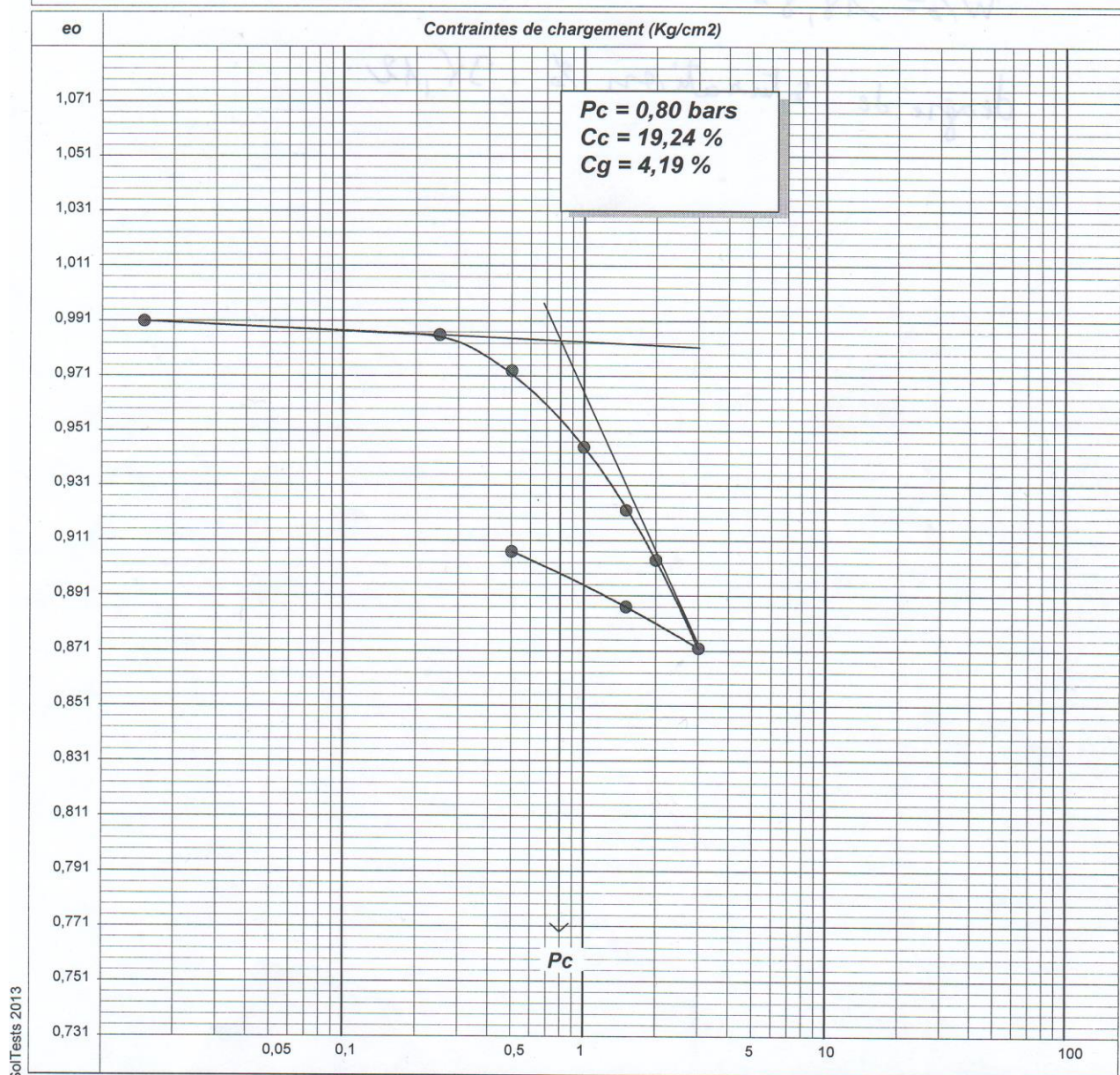
Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique		Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)			W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
0,08	100,00	75,00 µm	95,36	—○—	100,00 %	58,44 %	35,22 %	23,22 %	Lt
		55,00 µm	90,71						
		38,00 µm	85,14						
		25,00 µm	80,97						
		17,00 µm	76,35						
		12,00 µm	69,85						
		8,00 µm	65,21						
		5,00 µm	57,64						

RAPPORT D'ESSAI
COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE
 XP P 94-090-1

Client : DUAC-MILA
 Projet : ETUDE GEOTECHNIQUE
 Endroit : SITE ZEGHAIA

N° Projet : 52-20

Sondage n° : SC 01
 Profondeur : 06.20 - 06.60
 Nature : Argile verte d'aspect schisteux
 Date essais : 04/09/2020

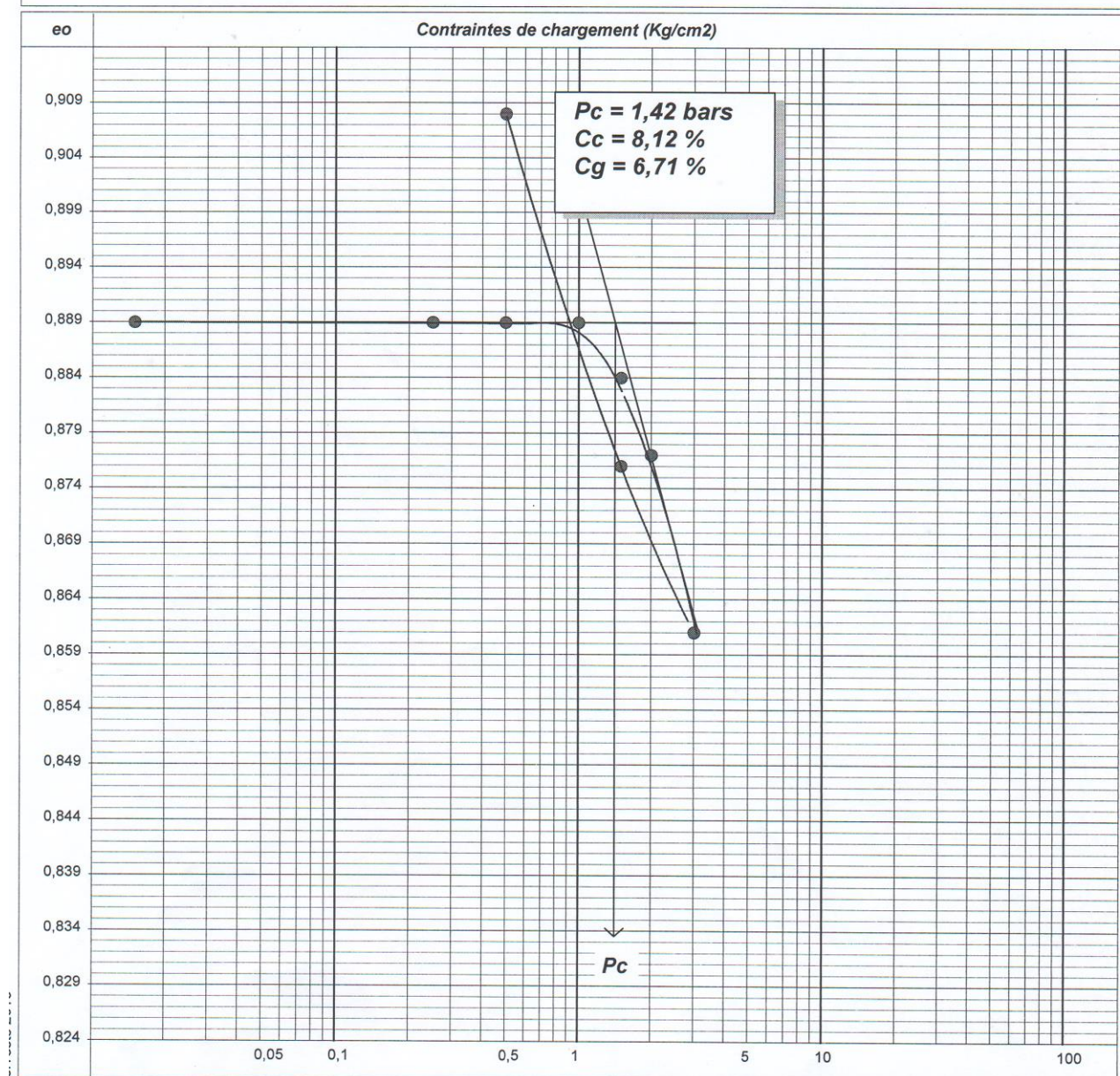


RAPPORT D'ESSAI
COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE
 XP P 94-090-1

Client : DUAC-MILA
 Projet : ETUDE GEOTECHNIQUE
 Endroit : SITE ZEGHAIA

N° Projet : 52-20

Sondage n° : SC 05
 Profondeur : 09.40 - 09.70
 Nature : Argile peu limoneuse grise plastique
 Date essais : 04/09/2020



RAPPORT D'ESSAI

Limites d'Atterberg

NF P 94-078

Client : DUAC -MILA

N° Projet : 52-20

Projet : ETUDE GEOTECHNIQUE

Endroit : SITE ZEGHAIA

Sondage n° : SC 05

Date essais : 08/09/2020

Profondeur : 09.40 - 09.70

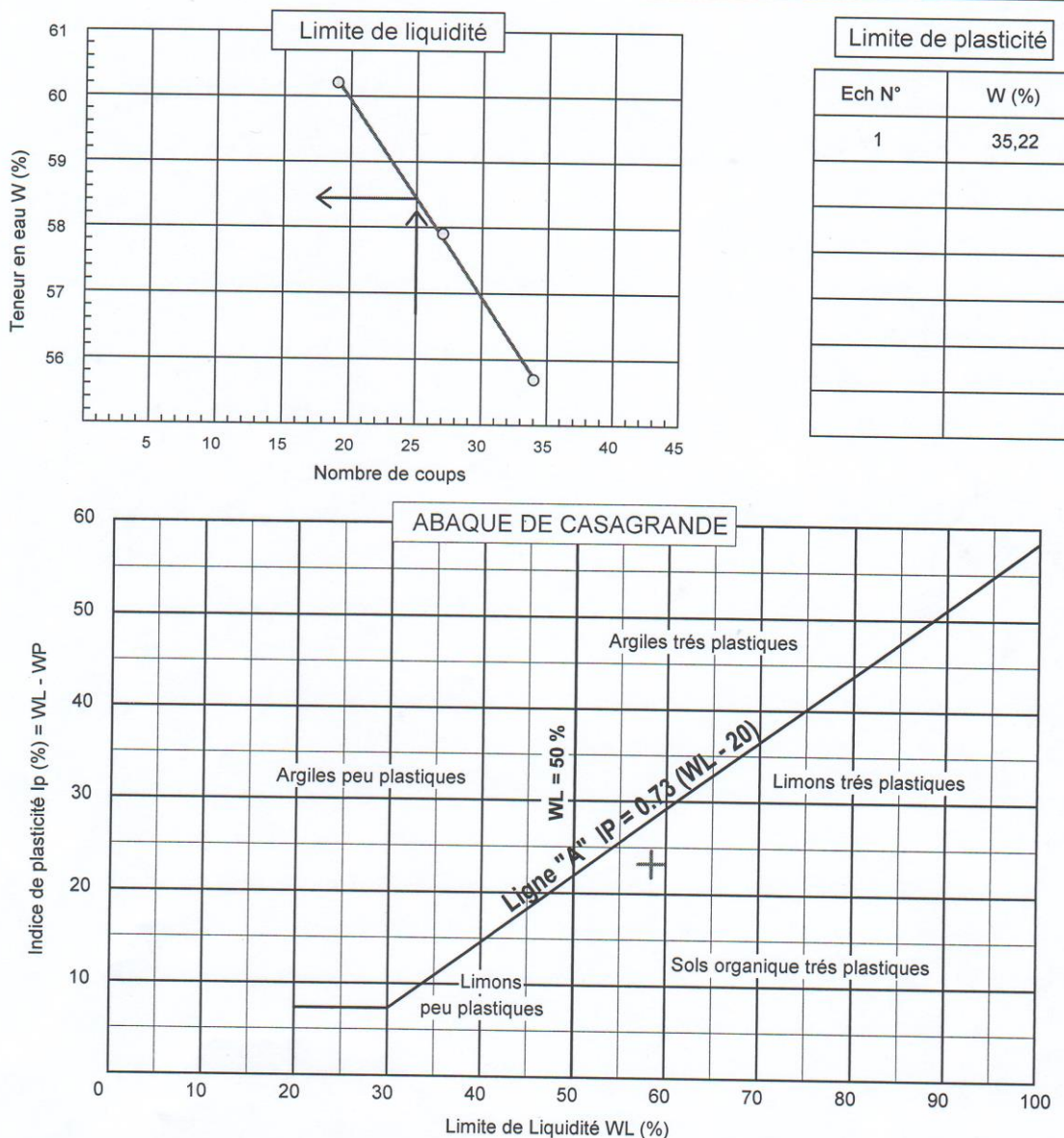
Nature :





Limite de Liquidité (%) : WL = 58,44

Teneur en eau naturelle (%) : Weau =

Limite de Plasticité (%) : WP = 35,22

Indice de Plasticité (%) : IP = 23,22



RAPPORT DE FORAGE													
Sondage : SC 05													
Projet : ETUDE GEOTECHNIQUE						Dossier N° : 52-20							
Endroit : SITE ZEGHAIA						Client : DUC-MILA							
Date début : 29/08/2020 Date fin : 29/08/2020 Profondeur forée (m) : 20 Niveau d'eau (m) :			Coordonnées GPS: X : Y : Z :			Boue de forage : EAU CLAIRE Type forage : ROTARY Foreuse : APAFOR			Etat des échantillons : Intact  Remanié  Paraffiné  Roche 				
Échelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
		25	50	75	100								
	-0,70 0,70												Terre végétale
1,5	-2,30 2,30												Argile verte d'aspect schisteux.
3,0										3,10 3,50			Argile verte d'aspect schisteux peu plastique + petit passage grès de 5.00 à 5.60 m.
4,5													
6,0													
7,5													
9,0	-9,00 9,00									9,40 9,70			Argile peu plastique peu limoneuse.
10,5													
12,0													
13,5										13,20			
15,0													
16,5										16,60 17,00			
18,0													
19,5	-20,00 20,00												
21,0													Fin du forage à une profondeur de 20 m.
22,5													
24,0													
25,5													
REMARQUES :						TYPE CAROTTIER :			ABREVIATIONS :				
						CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TF : Tube fendu			AG : Analyse granulométrique S : Sédimentométrie L : Limites d'Atterberg(WL,IP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique(Gd, Gh) AC : Analyse chimique CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à l'enfoncement				

RAPPORT D'ESSAI ESSAI DE CISAILLEMENT

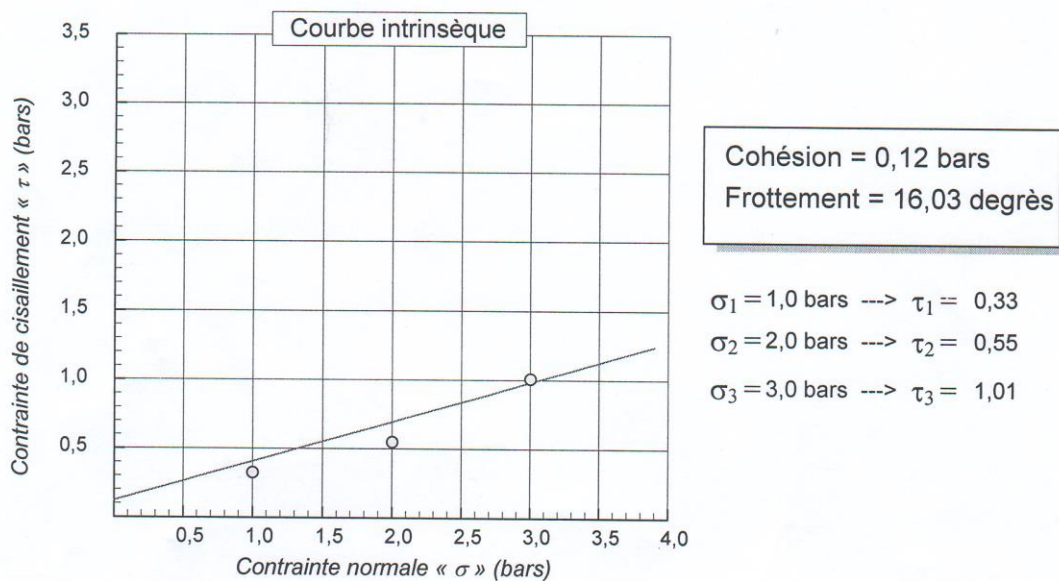
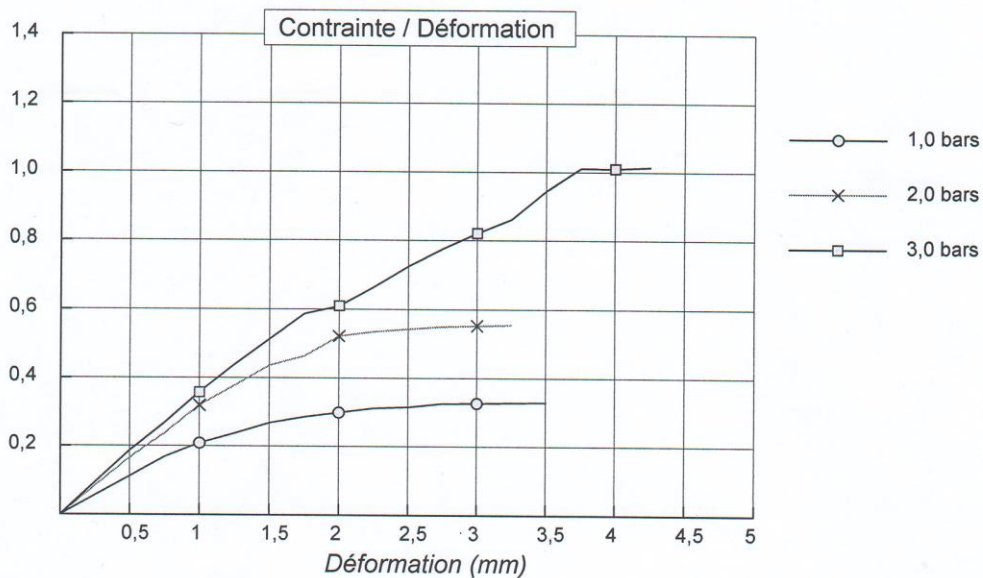
NF P 94-071-1

Client : DUC-MILA
Projet : ETUDE GEOTECHNIQUE
Endroit : SITE ZEGHAIA

N° Projet : 52-20

Sondage n° : SC 05
Profondeur : 09.40 - 09.70
Nature :
Date essais : 06/09/2020

Type d'essai : CD
Vitesse de cisaillement : 0,025 mm/mn



RAPPORT D'ESSAI ESSAI DE CISAILLEMENT

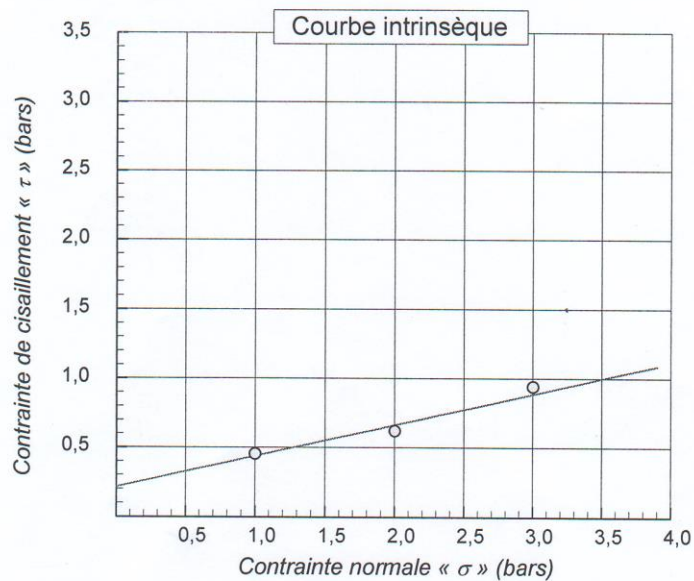
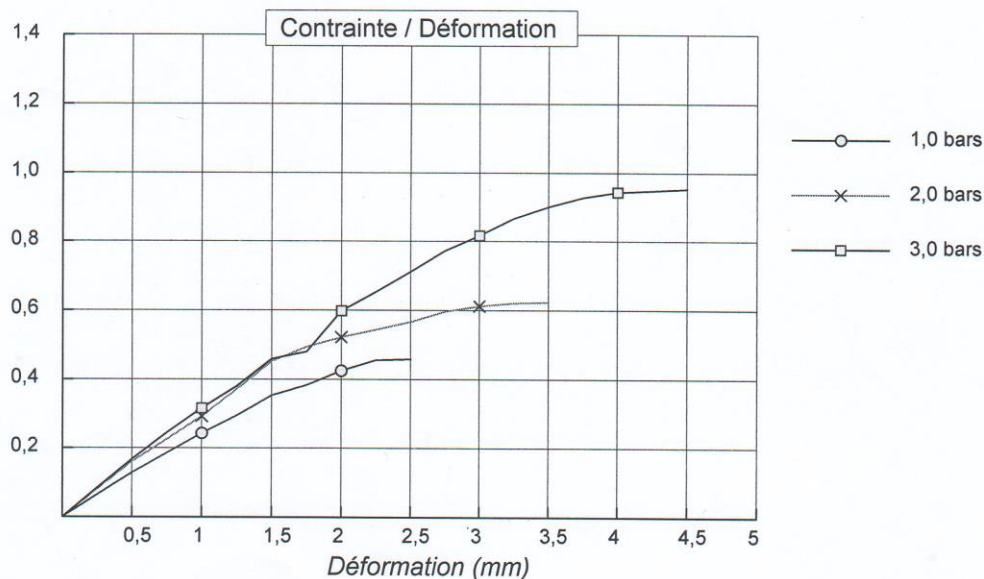
NF P 94-071-1

Client : DUC-MILA
Projet : ETUDE GEOTECHNIQUE
Endroit : SITE ZEGHAIA

N° Projet : 52-20





Sondage n° : SC 01
Profondeur : 06.20 - 06.60
Nature :
Date essais : 16/09/2020

Type d'essai : CD
Vitesse de cisaillement : 0,025 mm/mn



Cohésion = 0,22 bars
Frottement = 12,64 degrés

$\sigma_1 = 1,0$ bars ---> $\tau_1 = 0,46$
 $\sigma_2 = 2,0$ bars ---> $\tau_2 = 0,62$
 $\sigma_3 = 3,0$ bars ---> $\tau_3 = 0,94$

RAPPORT DE FORAGE													
Sondage : SC 01													
Projet : ETUDE GEOTECHNIQUE						Dossier N° : 52-20							
Endroit : SITE ZEGHAIA						Client : DUC-MILA							
Date début : 26/08/2020 Date fin : 26/08/2020 Profondeur forée (m) : 20 Niveau d'eau (m) :			Coordonnées GPS: X : Y : Z :			Boue de forage : EAU CLAIRE Type forage : ROTARY Foreuse : APAFOR			Etat des échantillons : Intact  Remanié  Paraffiné  Roche 				
Échelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
		25	50	75	100								
1,5	-1,80												Terre végétale
3,0	1,80 -3,00 3,00									3,00 3,30			Argile jaune verdâtre peu plastique peu altérée gypseuse + débris de coquilles.
4,5	-5,00 5,00									6,20 6,60			Argile jaune verdâtre peu plastique d'aspect schisteux + inclusions grises et jaune.
6,0										11,40 11,70			Argile verte d'aspect schisteux, peu plastique + inclusions grises .
7,5										16,20 16,70			Argile plastique grise.
9,0													Fin du forage à une profondeur de 20 m.
10,5													
12,0	-12,90 12,90												
13,5													
15,0													
16,5													
18,0													
19,5	-20,00 20,00												
21,0													
22,5													
24,0													
25,5													
REMARQUES :						TYPE CAROTTIER :			ABREVIATIONS :				
						CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TF : Tube fendu			AG : Analyse granulométrique S : Sédimentométrie L : Limites d'Atterberg(WL,IP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique(Gd, Gh) AC : Analyse chimique CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à l'enfoncement				

Références bibliographiques

Références Bibliographiques

- [1] T. Salem, H. Maaly, et A. Abdelbaset, « Analysis of Above-Ground Steel Storage Tanks Resting Over Piles or Stone Columns », *Frat. Ed Integrità Strutt.*, vol. 15, n° 57, p. 40-49, juin 2021, doi: 10.3221/IGF-ESIS.57.04.
- [2] P. Pandya et B. Kamdar, « An Experimental Investigation of Properties of Black Cotton Soil Treated with Copper Slag and Groundnut Shell Powder », in *Proceedings of the Indian Geotechnical Conference 2019*, vol. 136, S. Patel, C. H. Solanki, K. R. Reddy, et S. K. Shukla, Éd. Singapore: Springer Singapore, 2021, p. 815-823. doi: 10.1007/978-981-33-6444-8_73.
- [3] W. Wang, Q. Luo, B. Yuan, et X. Chen, « An Investigation of Time-Dependent Deformation Characteristics of Soft Dredger Fill », *Adv. Civ. Eng.*, vol. 2020, p. 1-11, juill. 2020, doi: 10.1155/2020/8861260.
- [4] F. Kassou, J. Benbouziyane, A. Ghafiri, et A. Sabihi, « A New Approach to Analyse the Consolidation of Soft Soils Improved by Vertical Drains and Submitted to Progressive Loading », *KSCE J. Civ. Eng.*, vol. 25, n° 1, p. 51-59, janv. 2021, doi: 10.1007/s12205-020-0060-z.
- [5] C. Guoxing, C. Su, Z. Xi, D. Xiuli, Q. Chengzhi, et W. Zhihua, « Shaking-table tests and numerical simulations on a subway structure in soft soil », *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 76, p. 13-28, sept. 2015, doi: 10.1016/j.soildyn.2014.12.012.
- [6] M. E. Zaei et K. S. Rao, « Evaluating the Effect of Strong Earthquake on Slope Instability », *Procedia Eng.*, vol. 173, p. 1771-1778, 2017, doi: 10.1016/j.proeng.2016.12.217.
- [7] J. Costet, G. Sanglerat, J. Biarez, et P. Lebel, *Cours pratique de mécanique des sols*. Dunod, 1969.
- [8] Y. Akou, « Etude expérimentale et modélisation de l'élargissement des remblais sur sols compressibles », 1995.
- [9] J.-P. MAGNAN, « Remblais sur sols compressibles: instrumentation et exploitation des mesures », 1981.
- [10] A. Collin, *Recherches expérimentales sur les glissements spontanés des terrains argileux, accompagnées de considérations sur quelques principes de la mécanique terrestre par Alexandre Collin: Texte*, vol. 1. Carilian-Goeury et Dalmont, 1846.
- [11] F. BERRABAH, « Évaluation numérique de l'effet du renforcement par nappes de géosynthétique sur la stabilité et le tassement des remblais sur sol compressible », 2015.
- [12] G. Pilot, D. Chaput, et D. Queyroi, *REMBLAIS ROUTIERS SUR SOLS COMPRESSIBLES- ETUDE ET CONSTRUCTION*. 1988.
- [13] Jean-Pierre Magnan, « Remblais sur sol compressible », présenté à Géotechnique 1, Ecole nationale des ponts et chaussées, 11 mars 2010.
- [14] M. Jean-Pierre et Yves GUIDOUX, *ETUDE ET REALISATION DES REMBLAIS SUR SOLS COMPRESSIBLES GUIDE TECHNIQUE*, LCPC et SETRA. 2000. [En ligne]. Disponible sur: <https://geniecivilpdf.com/wp-content/uploads/Etude-et-réalisation-des-remblais-sur-sols-compressibles.pdf>
- [15] M. de S. S. Almeida et M. E. Soares, *Design and performance of embankments on very soft soils / Elektronische Ressource*. Boca Raton: CRC Press, 2013.
- [16] H.-G. Kempfert et B. Gebreselassie, *Excavations and foundations in soft soils*. Springer Science & Business Media, 2006.
- [17] P. O. Scheller et W. Reitmeier, « Combined Soil Stabilization with Vertical Columns (CSV): A New Method to Improve Soft Soils », in *Soft Ground Technology*, Noordwijkerhout, the Netherlands, mars 2001, p. 123-155. doi: 10.1061/40552(301)10.
- [18] <https://www.keller-france.com>, « Keller ». 26 décembre 2021. [En ligne]. Disponible sur:

<https://www.keller-france.com>

- [19] M. Khaled, « Cours et exercices de mécanique des sols. » 2008.
- [20] O. Jenck, « Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales. Modélisation physique et numérique. », INSA de Lyon, 2005.
- [21] M. H. HOUDA, « ETUDE NUMERIQUE D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT EN SOL STABILISÉ ET RENFORCÉ AVEC FIBRES ET GEOGRILLES », UNIVERSITÉ BADJI MOKHTAR-ANNABA, 2010.
- [22] I. Lamri, « ETUDE DU COMPORTEMENT D'UN SOL COHÉRENT SOUS CHARGEMENT MONOTONIQUE ET CYCLIQUE », thèse de doctorat, Université 20 AOUT SKIKDA, SKIKDA, 2008.
- [23] J.-P. MAGNAN et r MESTAT, *Lois de comportement et modélisation des sols*. Ed. Techniques Ingénieur, 1997.
- [24] K. Nasreddine, « Effect of stress rotation on the behavior of clays », 2004.
- [25] boudaoud Zeineddine, « Etude paramétrique des remblais sur sols compressibles », thèse de doctorat, Université Mohamed Boudiaf, M'sila.
- [26] A. KHENNOUF, « Modélisation du comportement des fondations superficielles dans un massif de sol gonflant, cas de la région de Sefiane », 2021.
- [27] L'expressdz, « Secousse tellurique dans la wilaya de Mila: une faille visible sur un terrain ». Consulté le: 26 décembre 2021. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.express-dz.com/2020/08/07/secousse-tellurique-dans-la-wilaya-de-mila-une-faille-visible-sur-un-terrain/>
- [28] L. Sibille, « Géotechnique pour le technicien IUT Génie Civil et Construction Durable Module MXG5 », 2018.
- [29] Cuisinier Vernet, « - Géotechnique - DUT Génie Civil et construction durable ». Université de Montpellier, IUT Nîmes, 2019. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.youtube.com/watch?v=y8uxm9zW-RE&t=217s>
- [30] mesure Sols, « <http://www.sols-mesures.com/> ». 2019.
- [31] P. Jamsawang, T. Suansomjeen, P. Sukontasukkul, P. Jongpradist, et D. T. Bergado, « Comparative flexural performance of compacted cement-fiber-sand », *Geotext. Geomembr.*, vol. 46, n° 4, p. 414-425, août 2018, doi: 10.1016/j.geotextmem.2018.03.008.
- [32] Y. C. H. Ng, H. Xiao, Y. Armediar, Y. Pan, et F.-H. Lee, « Effect of short fibre reinforcement on the yielding behaviour of cement-admixed clay », *Soils Found.*, vol. 60, n° 2, p. 439-453, avr. 2020, doi: 10.1016/j.sandf.2020.03.009.
- [33] D. Mujah, M. A. Shahin, L. Cheng, et A. Karrech, « Experimental and Analytical Study on Geomechanical Behavior of Biocemented Sand », *Int. J. Geomech.*, vol. 21, n° 8, p. 04021126, 2021.
- [34] M. ShahriarKian, S. Kabiri, et M. Bayat, « Utilization of Zeolite to Improve the Behavior of Cement-Stabilized Soil », *Int. J. Geosynth. Ground Eng.*, vol. 7, n° 2, p. 35, juin 2021, doi: 10.1007/s40891-021-00284-9.
- [35] A. Alnmr et R. P. Ray, « Review of the effect of sand on the behavior of expansive clayey soils », *Acta Tech. Jaurinensis*, vol. 14, n° 4, p. 521-552, mai 2021, doi: 10.14513/actatechjaur.00611.
- [36] A. R. Khoso, M. Fahim, J. Memon, et M. A. Akhund, « Experimental Analysis on Tensile Behaviour of ECC using Polypropylene Fiber ».
- [37] D. Vafaei, R. Hassanli, X. Ma, J. Duan, et Y. Zhuge, « Sorptivity and mechanical properties of fiber-reinforced concrete made with seawater and dredged sea-sand », *Constr. Build. Mater.*, vol. 270, p. 121436, févr. 2021, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2020.121436.
- [38] B. K. Marak et N. Borthakur, « Behaviour of Square Footing on Cement Modified Fibre Reinforced Sand Layer Underlain by Soft Clayey Soil », in *Proceedings of the Indian Geotechnical Conference 2019*, vol. 136, S. Patel, C. H. Solanki, K. R. Reddy, et S. K. Shukla, Éd. Singapore:

- Springer Singapore, 2021, p. 1-11. doi: 10.1007/978-981-33-6444-8_1.
- [39] Y. Omo et A. Kalita, « Energy Absorption Properties of Fly Ash–Cement Treated Soil Reinforced with Bagasse and Glass Fibre Wastes Based on UU Triaxial Tests », *Adv. Sustain. Constr. Mater. Sel. Proc. ASCM 2020*, vol. 124, p. 277, 2021.
- [40] Y. Shen, Y. Tang, J. Yin, M. Li, et T. Wen, « An experimental investigation on strength characteristics of fiber-reinforced clayey soil treated with lime or cement », *Constr. Build. Mater.*, vol. 294, p. 123537, août 2021, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2021.123537.
- [41] T.-O. Ho, W.-B. Chen, J.-H. Yin, P.-C. Wu, et D. C. Tsang, « Stress-Strain behaviour of Cement-Stabilized Hong Kong marine deposits », *Constr. Build. Mater.*, vol. 274, p. 122103, 2021.
- [42] C. Xin, Z. Ze, et L. Dongqing, « Study on Strength Characteristics and Damage Constitutive Model of Cemented Soil », *J. Hunan Univ. Nat. Sci.*, vol. 47, n° 7, 2020.
- [43] N. C. Consoli, M. A. Vendruscolo, A. Fonini, et F. D. Rosa, « Fiber reinforcement effects on sand considering a wide cementation range », *Geotext. Geomembr.*, vol. 27, n° 3, p. 196-203, juin 2009, doi: 10.1016/j.geotexmem.2008.11.005.
- [44] S. S. Kutanaei et A. J. Choobbasti, « Triaxial behavior of fiber-reinforced cemented sand », *J. Adhes. Sci. Technol.*, vol. 30, n° 6, p. 579-593, mars 2016, doi: 10.1080/01694243.2015.1110073.
- [45] A. P. Silva dos Santos, N. C. Consoli, K. S. Heineck, et M. R. Coop, « High-Pressure Isotropic Compression Tests on Fiber-Reinforced Cemented Sand », *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, vol. 136, n° 6, p. 885-890, juin 2010, doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000300.
- [46] S.-S. Park, « Effect of fiber reinforcement and distribution on unconfined compressive strength of fiber-reinforced cemented sand », *Geotext. Geomembr.*, vol. 27, n° 2, p. 162-166, avr. 2009, doi: 10.1016/j.geotexmem.2008.09.001.
- [47] V. Hanco, C. Poilâne, et J. Chen, « Composite lin/époxy: optimisation par plan d'expériences », 2011.
- [48] R. Sabre, « Plans d'expériences-Méthode de Taguchi », 2007.
- [49] J. Goupy et L. Creighton, *Introduction aux plans d'expériences: avec applications*, vol. 117. Dunod, 2009.
- [50] M. Pillet, *Les plans d'expériences par la méthode Taguchi*. Maurice Pillet, 2001.
- [51] B. _ bouzaouit Nadia, « Etude par simulations numériques de la réactivité dans la réaction d'acylation enzymatique de substrats osidiques », Université Badji Mokhtar.
- [52] Minitab, « <https://www.minitab.com/fr-fr/> ».
- [53] « <https://www.itascacag.com/software/FLAC> », 9 juin 2022.
- [54] Plaxis, « Bentley ». 2021. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.bentley.com/en/products/brands/plaxis>
- [55] nasri lamia Medjitna, « Les glissement de terrains en 2d et 3d étude comparative entre flac et plaxis », Magister, Université 20 AOUT, SKIKDA, 2008.
- [56] « https://www.researchgate.net/post/Plaxis_flac_or_Midas », 9 juin 2022.
- [57] Golder Associates Hong Kong Ltd, « Golder and Associates Strengthen One of the World's Largest Subsea TBM Tunnels in Newly Reclaimed Land », Hong Kong, 2015.
- [58] M. Anaokar et S. Mhaskar, « Numerical analysis of lime stabilized capping under embankments based on expansive subgrades », *Heliyon*, vol. 5, n° 9, p. e02473, sept. 2019, doi: 10.1016/j.heliyon.2019.e02473.
- [59] R. B. J. Brinkgreve, S. Kumarswamy, et W. M. Swolfs, « Plaxis material models manual », *The Netherlands Delft University of Technol.*, vol. 2006, 2006.
- [60] J. Gniel et A. Bouazza, « Numerical modelling of small-scale geogrid encased sand column tests », in *Geotechnics of Soft Soils: Focus on Ground Improvement*, CRC Press, 2008, p. 155-162.
- [61] A. B. Ali, « Numerical analysis of staged construction Of an embankment on soft soil », 2020.
- [62] S. Ahmed et S. J. M. Yasin, « Design Charts for Strip Footing on Untreated and Cement

-
- Treated Sand Mat over Underlying Natural Soft Clay », *Int. J. Geotech. Geol. Eng.*, vol. 14, n° 12, p. 389-394, 2020.
- [63] Z. Guetif, M. Bouassida, et F. Tounekti, « Numerical simulation of stone column installation using advanced elastoplastic model for soft soil », 2008, p. 441-446.
- [64] N. A. Tuan, N. T. Dat, et N. D. Anh, « The Application of Sheet Steel Piles Combined with Soil-Cement Piles to Stabilize a Deep Excavation Pit's Wall », *J. Southwest Jiaotong Univ.*, vol. 55, n° 4, p. 13, 2020, doi: 10.35741/issn.0258-2724.55.4.13.
- [65] D. Chan, Y. S. Hsu, et R. Tan, « Research data supporting "Improving semi-analytical predictions of long-term basement heave in over-consolidated clay" », 2021.
- [66] N. H. Yusri et C.-M. Chan, « Numerical Analysis of Senggarang Embankment Constructed Cement-CSP Stabilised Sandy Gravel », *Prog. Eng. Appl. Technol.*, vol. 2, n° 1, p. 444-452, 2021.
- [67] N. Derrick et A. K. Srivastava, « Effect of mesh size on soil-structure interaction in finite element analysis », *Int J Eng Res Technol*, vol. 9, n° 06, 2020.
- [68] S. Hemedi, « Numerical Analysis of Geotechnical Problems of Historic Masonry Structures », *Geotech. Geol. Eng.*, vol. 39, n° 3, p. 2461-2469, mars 2021, doi: 10.1007/s10706-020-01638-2.
- [69] A. Diambra, E. Ibraim, D. Muir Wood, et A. R. Russell, « Fibre reinforced sands: Experiments and modelling », *Geotext. Geomembr.*, vol. 28, n° 3, p. 238-250, juin 2010, doi: 10.1016/j.geotexmem.2009.09.010.
- [70] A. Balasubramaniam, H. Cai, D. Zhu, C. Surarak, et E. Oh, « Settlement of embankments in soft soils », *Geotech. Eng.*, vol. 41, n° 1, p. 61, 2010.

