



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية  
الشعبية



République Algérienne Democratique ET Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur ET de la Recherche Scientifique

جامعة العربي التبسي

Université Larbi tébessi – Tébessa –

Faculté des Sciences ET de la Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme de Master Académique** En :

(Génie Civil)

Spécialité : (Géotechnique)

Par: (TOUALBIA Billal , SAHI Youcef)

Sujet

**ETUDE COMPARATIVE DES RENFORCEMENTS DES  
REMBLAIS SUR SOLS COMPRESSIBLES :  
-INCLUSION RIGIDES - GEOGRILLES  
CAS DE L'EVITEMENT DE LA VILLE DE TEBESSA**

Présenté et soutenu publiquement, le : 15/06/2020, Devant le jury composé de :

M<sup>r</sup> : HOUAM ABDELKADER

Professeur Université Larbi tébessi

Président.

M<sup>r</sup> : FERNANE ALI

Maître - Assistant /A Université Larbi tébessi

Rapporteur.

M<sup>r</sup> : BOUFARH RAFIK

Maître de Conférences /B Université Larbi tébessi

Examineur.

Promotion : 2019/2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



## قال تعالى:

{ يَرْفَعُ اللَّهُ الَّذِينَ آمَنُوا مِنْكُمْ وَالَّذِينَ أُوتُوا الْعِلْمَ دَرَجَاتٍ } . (المجادلة. 11)

{ شَهِدَ اللَّهُ أَنَّهُ لَا إِلَهَ إِلَّا هُوَ وَالْمَلَائِكَةُ وَأُولُوا الْعِلْمِ قَائِمًا بِالْقِسْطِ } . (ال عمران. 18)

## صدق الله العظيم.

وقال رسول الله صلى الله عليه وسلم :

{ مَنْ سَلَكَ طَرِيقًا يَطْلُبُ فِيهِ عِلْمًا سَلَكَ اللَّهُ بِهِ طَرِيقًا إِلَى الْجَنَّةِ ، وَ إِنْ

الْمَلَائِكَةُ لَتَتَّبِعُنَّ لِطَالِبِ الْعِلْمِ رِضًا بِهِ ، وَ إِنَّهُ يَسْتَغْفِرُ لَطَالِبِ الْعِلْمِ مَنْ  
فِي السَّمَاءِ وَ مَنْ فِي الْأَرْضِ حَتَّى الْخُوتِ فِي الْبَحْرِ ، وَ فَضْلُ الْعَالِمِ عَلَى  
الْعَابِدِ كَفَضْلِ الْقَمَرِ عَلَى سَائِرِ النُّجُومِ لَيْلَةَ الْبَدْرِ ، وَ إِنْ الْعُلَمَاءُ وَرَثَةُ الْأَنْبِيَاءِ ،  
إِنَّ الْأَنْبِيَاءَ لَمْ يُورَثُوا دِينَارًا وَ لَا دِرْهَمًا وَ لَكِنْ وَرَثُوا الْعِلْمَ ، فَمَنْ أَخَذَ مِنْهُ  
أَخَذَ بِحِطِّهِ وَافِرٍ } .

صدق رسول الله.

# Dédicaces

*Avec l'aide de DIEU, le tout puissant ce travail est achevé je le dédie :*

*À mes parents, qui m'ont soutenu pendant toute ma vie et mes études, et surtout*

*Dans L'accomplissement de cette recherche.*

*À ma sœur et mes frères, auxquels j'exprime ma gratitude et reconnaissance.*

*À mes oncles et tante, cousins et cousines, vous avez tous contribué à ma formation*

*À mon cher ami « SAH YOUNEF » qui me fait plaisir de son idée.*

*À notre encadreur Dr : FERNANE ALI, qui nous soutenu et orienté pendant*

*Cette recherche, et a contribué à notre formation.*

*À toute ma famille pour son soutien et affection, je veux surtout dédier ce travail*

*À mes très chers camarades de promotion de « Génie civil » Master2 en*

*Géotechnique avec lesquels j'ai passé des moments précieux et inoubliables.*

*À tous mes enseignants qui m'ont apporté leur savoir et tout ce que je connais*

*Maintenant et ont contribué énormément dans mon éducation.*

*À tout ce qui ont participé de loin ou de près à la réalisation de ce travail.*

# Remerciements

*Nous tenons tout d'abord à remercier tous Dieu le tout puissant et Miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.*

*Nous voudrions exprimés notre sincère gratitude à notre encadreur*

*Dr : FERNANE ALI, pour la confiance qu'il nous a témoignée tout*

*Au long de ce projet, son soutien, sa présence et ses conseils avisés nous a*

*Donné le courage de préserver tout au long de notre étude.*

*Nos vifs remerciements vont également aux président et membres du jury pour*

*L'intérêt qu'ils ont porté à notre recherche en acceptant d'examiner notre mémoire*

*De fin d'étude.*

*Aussi nos remerciements s'adressent en particulière le chef de département de*

*Génie civil et tous les enseignants du même département*

## Résumé :

La construction des remblais sur sol compressible posent de nombreux problèmes tels que (Stabilité, tassement, déformation) des ouvrages construits sur ce type de sols.

La méthode utilisée pour le renforcement de ce type de sols par des nappes en géogrilles positionnées à la base du remblai associées à un réseau d'inclusions rigides, représente une alternative économiquement et techniquement intéressante, pour l'objectif de limiter les tassements et diminuer les déplacements horizontaux et les déplacements verticaux du remblai.

Une modélisation numérique est faite sur l'évitement de la wilaya de Tébessa, où un ouvrage d'art sur la voie ferrée au niveau du PK 4+060, a été construit avec un remblai d'accès.

Les simulations numériques à l'aide du logiciel PLAXIS 8.2 visent l'effet de renforcement sur la stabilité et le tassement du remblai.

L'analyse a été faite en utilisant le modèle de Mohr-Coulomb (MCM), les résultats obtenus sont comparés avec ceux de l'analyse analytique.

**Mots clés :** Remblai, sol compressible, renforcement, géogrilles, inclusion rigides.

## Abstract :

The construction of embankments on compressible soil poses many problems such as (stability, settlement, deformation) structures construct on this type of soil.

The method used for the reinforcement of this type of soils by geogrid sheets positioned at the base of the embankment associated with a network of rigid inclusions, represents an economically and technically interesting alternative, for the objective of limiting settlement and reducing the horizontal displacements and the vertical displacements of the embankment.

A numerical modeling is made on the avoidance of the wilaya of Tébessa, where a work of art is in short realization on the railway line at the PK : 4 + 060, with an embankment of access, has constructed with an embankment of access.

The numerical simulations using the PLAXIS 8.2 software target the effect of reinforcement on the stability and settlement of the embankment.

The analysis was done using the Mohr Coulomb model (MCM), the results obtained are compared with those of the analytical analysis.

**Key words** : Embankment, compressible soil, reinforcement, geogrids, rigid inclusion.

## ملخص:

يطرح بناء الردميات على التربة القابلة للانضغاط العديد من المشاكل مثل (الاستقرار، الهبوط، التشوهات) للهياكل المبنية على هذا النوع من التربة.

الطريقة المستخدمة لتقوية هذا النوع من التربة بواسطة صفائح من الأنسجة الاصطناعية مثبتة على قاعدة الردم مرتبطة بشبكة من الأعمدة الصلبة، تمثل بديلاً اقتصادياً وتقنياً مثيراً للاهتمام، بهدف الحد من الهبوط وتقليل الانتقال الأفقي والعمودي للردم.

يتم عمل نموذج عددي على الطريق الجانبي لولاية تبسه، حيث يتم انجاز عمل فني على خط السكة الحديدية على مستوى النقطة الكيلومترية 060+04 والذي تم ربطه بجسر وصول.

إن عمليات المحاكاة الرقمية التي تستخدم برنامج **PLAXIS 8.2** تستهدف التأثير والتعزيز على استقرار وهبوط الردم الترابي.

تمت الدراسة بواسطة استخدام نموذج موهركولومب ( **MCM** )، تقارن النتائج المتحصل عليها مع نتائج الدراسة النظرية.

**الكلمات المفتاحية:** تربة انظغاطية، ردم، تدعيم بصفائح الأنسجة، أعمدة صلبة.



# SOMMAIRE

<b>Chapitre 01 : Introduction générale</b>	
1.1 Introduction	P1
1. 2Problématique	P1
1. 3Objectif	P2
<b>Chapitre 02 : Recherches bibliographiques sur les différents systèmes de renforcement des sols compressibles</b>	
2.1 Introduction	P4
2.2 Généralités sur les sols compressibles	P4
2.3 Les caractéristiques des sols compressibles	P5
2.4 Les types des sols compressibles	P5
2.4.1 Les marnes	P5
2.4.2 Les tourbes	P6
2.4.3 Les vases et les argiles molles	P6
2.4.4 Les sols de sebkha	P7
2.5 Définition d'un remblai	P7
2.6 Les types des remblais	P8
2.6.1 Remblai routier	P8
2.6.2 Remblai ferroviaire	P9
2.7 Matériaux utilisés d'un remblai	P9
2. 7.1 Les matériaux rocheux	P9
2.7.2 Les sols	P10
2.7.3 Les sous-produits industriels	P11
2.8 Description des techniques constructives des remblais	P11
2. 8.1 Construction par étape	P11
2.8.2 Banquette latérale	P12
2.8.3 Surcharge Temporaire	P12
2. 8.4 Remblais allégés	P12
2.8.5 Renforcement par géogrilles	P13
2.9 Problèmes posés par la construction des remblais sur sols compressibles	P14
2.9.1 Les problèmes de stabilité des remblais sur sols compressible	P14
2.9.1.1 Rupture générale par poinçonnement	P14
2.9.1.2 Rupture par glissement (rotationnelle)	P15
2.9.2 Les problèmes de tassement	P16
2.9.3 Mouvements horizontaux	P17
2.9.4 Efforts parasites sur les ouvrages avoisinants	P17
2.10 Les différents systèmes d'amélioration du sol compressible	P18
2.10.1 Renforcement par inclusion	P18
2.10.1.1 Inclusions rigides	P18
2.10.1.2 Inclusions souples	P20
2.10.1.2.1 Plot ballasté pilonné	P21
2.10.1.2.2 Colonne pilonnée	P22
2.10.1.2.3 Vibroflottation	P23
2.10.1.2.4 colonnes ballastées vibrées	P25

2.11 Renforcement par géosynthétiques	P26
2.11.1 Les géotextiles	P26
2.11.2 Les géogrilles	P27
2.12. Technique de préchargement	P28
2.12.1 Principe	P29
2.13 Renforcement par injection	P30
2.14 La Terre Armée	P31
2.14.1 Principe	P31
2.14.2 Applications	P31
2.15 Le clouage	P32
2.15.1 Les différentes phases de la fabrication	P33
Conclusion	P34
<b>Chapitre 03: Principe de fonctionnement des systèmes de renforcement des sols compressibles (inclusions rigides, géogrilles)</b>	
3.1 Introduction	P35
3.2 Renforcement par inclusions rigides	P35
3.2 .1 Généralité	P35
3.2. 2 Types d'inclusion rigides	P36
3.2. 3 Approches de dimensionnement des inclusions	P36
3.2.3 Principe et mode de fonctionnement	P37
3.2.4 Domaine d'application	P38
3.2.5 But d'utilisation	P39
3.6 Dimensionnement des inclusions rigides	P39
3.7 Comportement sismique	P44
3.7.1 Action sismique	P44
3.8 Renforcement par géogrilles	P44
3.8.1 Généralité	P44
3.8.2 Définition des géogrilles	P45
3.8.3 Types des géogrilles	P45
3.8.3.1 Géogrille uni axiale	P45
3.8.3.2 Géogrille bi axiale	P46
3.9 Propriétés des géogrilles utilisées en renforcement	P46
3.10 Principe de fonctionnement de geogrilles	P47
3.11 Frottement latéral et résistance en butée	P48
3.12 Avantages de l'utilisation de géogrille pour le renforcement	P49
3.13 Inconvénients de l'utilisation de géogrille pour le renforcement	P49
3.14 Caractéristique des géosynthétiques	P49
Conclusion	P51
<b>Chapitre 04: Modélisation des remblais sur sol compressibles</b>	
4.1 Introduction	P52
4.2 Généralités	P52
4.3 Méthodes de modélisation en géotechnique	P53
4.3.1 La Méthode des Éléments Finis	P53
4.3.2 La méthode des différences finies	P53
4.4 Présentation du logiciel PLAXIS	P54
4.5 Modélisation du comportement d'un sol en PLAXIS	P55
4.5.1 Modèle élastique linéaire parfaitement plastique Mohr Coulomb	P55

4.6 Les différents modèles des matériaux	P56
4.6.1 Modèle de Mohr-Coulomb	P56
4.6.2 Modèle de sol avec écrouissage	P56
4.6.3 Modèle pour les sols mous	P57
4.6.4 Modèle défini par l'utilisateur	P57
4.6.5 Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model)	P57
4.7 Introduction	P58
4.8 Description du projet	P58
4.9 Description de l'ouvrage :	P58
4.10 Situation	P58
4.11 caractéristiques géotechniques	P66
4.11.1 Introduction	P66
4.11.2 Essais d'investigation de stabilité des remblais au droit des ouvrages d'arts	P66
4.11.2.1 In-Situ	P66
4.11.2.2 Au Laboratoire	P66
a) Essais physiques	P66
b) Essais mécaniques	P66
c) Essais chimiques	P66
4.12 Interprétation des résultats	P67
4.12.1 Sondage	P67
4.12.2 Interprétation des essais au laboratoire :	P68
4.13 Calcul des tassements	P69
4.14 Recommandations Techniques	P70
4.15 Modélisation sans renforcement	P71
4.15.1 Définitions des Données	P71
4.15.2 Propriétés des matériaux utilisés	P71
4.15.3 La géométrie du model utilisé	P72
4.15.4 Génération du maillage	P73
4.15.5 Conditions initiales	P74
4.15.6 Conditions hydrauliques	P75
4.15.7 Contraintes initiales	P76
4.16. Le calcul numérique	P78
4.16.1 Procédure de calcul	P78
4.16.2 Les principaux résultats	P79
4.17 Modélisation avec renforcement	P82
4.17.1 Méthode 01 : Renforcement par les géogrilles	P82
4.17.1.1 Définitions des Données	P82
A) Paramètres du géogrilles	P82
B) La Géométrie du Modèle	P82
4.17.1.2 Maillages utilisés	P83
4.17.1.3 Conditions initiales	P84
A) Conditions hydrauliques	P84
B) Contraintes initiales	P85
4.18 Le calcul numérique	P85
4.18.1 Procédure de calcul	P85
4.18.2 Les principaux résultats	P86
4.18.3 Forme de déformation du geogrille	P90
4.19.1 Méthode 02 : Renforcement avec inclusions rigides	P91

4.19.1.1 Définitions des Données	P91
A) Paramètres d'inclusion rigide	P91
B) La Géométrie du Modèle	P92
4.19.1.2 Maillages utilisés	P93
4.19.1.3 Conditions initiales	P93
A) Conditions hydrauliques	P93
B) Contraintes initiales	P94
4.20 Le calcul numérique	P94
4.20.1 Procédure de calcul	P94
4.20.2 Les principaux résultats	P95
4.21.1 Méthode 03 : Renforcement mixte inclusions rigides+géogrilles	P101
4.21.1.1 La Géométrie du Modèle	P101
4.21.1.2 Maillages utilisés	P102
4.21.1.3 Conditions initiales	P102
A) Conditions hydrauliques	P102
B) Contraintes initiales	P103
4.22 Le calcul numérique	P103
4.22.1 Procédure de calcul	P103
4.22.2 Les principaux résultats	P104
Conclusion	P110
<b>Chapitre 05 : Etude Paramétrique</b>	
5.1 Introduction	P111
5.2 Influence d'espacement entre les nappes des géogrilles	P111
5.2.1 Influence des tassements verticaux des nappes de géogrilles	P111
5.2.2 Influence de l'espacement des nappes de géogrilles sur les valeurs des déplacements horizontaux	P112
5.2.3 Influence de l'espacement des nappes de géogrilles sur valeur de la force axiale de traction dans les géogrilles	P113
5.2.4 : Influence du géogrilles sur les tassements, déplacements et les contraintes	P114
5.3 Influence d'espacement entre les inclusions rigides.	P117
5.3.1 Influence d'espacement entre les inclusions rigides sur les déplacements et contraintes	P117
5.3.2 Influence du nombre des inclusions rigides sur la force axiale, tassement vertical et déplacement horizontal en fonction des espacements.	P118
5.4 Influence des géogrilles et inclusions rigides dans le cas de renforcement mixte	P122
5.4.1. Géogrilles	P122
5.4.2. Inclusion rigides	P124
Conclusion	P130
<b>Chapitre 06 : Conclusion Générale</b>	
6.1 Conclusion générale	P131
6.2 Les recommandations	P132

# LISTE DES FIGURES

N°:de la figure	Désignations des figures	N° de la page
Fig 2.1	Exemples d'un remblai	P7
Fig 2.2	Remblai routier	P8
Fig 2.3	Remblai ferroviaire	P9
Fig 2.4	Etape de construction d'un remblai	P11
Fig 2.5	Banquette du remblai	P12
Fig 2.6	Surcharge temporaire du remblai	P12
Fig 2.7	Remblai allégé	P13
Fig 2.8	Renforcement par géotextiles.	P13
Fig 2.9	Renforcement par géogrilles	P14
Fig 2.10	Rupture par poinçonnement (Magnan et al, 1984)	P15
Fig 2.11	Glissement avec fissuration (Magnan et al, 1984)	P15
Fig 2.12	Glissement sans fissuration (Magnan er al, 1984)	P16
Fig 2.13	Schéma du tassement et du déplacement latéral du sol de fondation	P16
Fig 2.14	Principe de la méthode d'inclusions rigides	P19
Fig 2.15	Réseau d'inclusions soumis à un chargement d'après Berthelot et al	P20
Fig 2.16	Frottement le long des inclusions d'après Berthelot et al (2003)	P20
Fig 2.17	Schéma de principe de la réalisation d'un plot ballasté pilonné	P22
Fig 2.18	Schéma de principe de la réalisation d'une colonne pilonnée	P23
Fig 2.19	Schéma de principe de la vibroflottation	P24
Fig 2.20	Principe de réalisation d'une colonne ballastée par voie sèche et alimentation par le haut	P26
Fig 2.21	Renforcement des sols par géotextiles	P27
Fig 2.22	Renforcement des sols par géogrilles	P28
Fig 2.23	Techniques de préchargement	P29
Fig 2.24	Principe de préchargement pour le contrôle des tassements	P30
Fig 2.25	Injection solide.	P31
Fig 2.26	Terre armée.	P32
Fig 2.27	Le clouage	P33
Fig 2.28	Mise en place d'un clou	P33
Fig 3.1	Principe de la méthode d'inclusions rigides	P38
Fig 3.2	Domaines d'application	P39
Fig 3.3	Détermination de maillage d'inclusions	P42
Fig 3.4	Principe du fonctionnement d'une inclusion isolée	P42
Fig 3.5	Groupe d'inclusions (cas d'un dallage ou radier souple)	P43
Fig 3.6	Renforcement par géogrilles	P45
Fig 3.7	Géogrilles uni axiale.	P46
Fig 3.8	Géogrilles biaxiale	P46
Fig 3.9	Mécanisme de mise en tension des treillis et géogrilles durant le compactage	P48
Fig 4.1	Schéma de principe de la méthode de déférences finies (itesca , 91)	P54
Fig 4.2	Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans le plan de Mohr	P55

Fig 4.3	Modèle élasto-plastique	P56
Fig 4.4	Présentation de l'ouvrage et remblai vue aérien	P59
	Plan parcellaire	P60
	Plan parcellaire	P61
	Profil en longue de remblai	P62
	Profil en longue de remblai	P63
	Coupe élévation de l'ouvrage d'art	P64
	Vue en plan de l'ouvrage d'art	P65
Fig 4.5	Coupe lithologique du sondage (laboratoire des travaux publics de L'Est (L.T.P.E))	P68
Fig 4.6	Schéma d'implantation des essais in situ (laboratoire des travaux publics de L'Est (L.T.P.E) direction régionale d'ANNABA, antenne de Tébessa	P71
Fig 4.7	Modèle numérique.	P73
Fig 4.8	Maillage (modèle type final)	P74
Fig 4.9	Condition initial avant la réalisation du remblai	P75
Fig 4.10	Condition hydrauliques initiales après la création du remblai	P75
Fig 4.11	Contraintes effective avant l'activation de la charge	P77
Fig 4.12	Contraintes effectives totales après l'activation de la charge	P77
Fig 4.13	Coupe A-A des contraintes effectives	P78
Fig 4.14	forme de déformation (déplacements totales)	P79
Fig 4.15	Déplacements verticaux	P80
Fig 4.16	Coupe A-A déplacements verticaux	P80
Fig 4.17	Déplacements horizontaux	P81
Fig 4.18	Coupe A-A déplacements horizontaux	P81
Fig 4.19	Modèle numérique renforcé par géogrilles.	P83
Fig 4.20	Maillage après le calcul (15 nœuds)	P83
Fig 4.21	Maillage PLAXIS (type finale).	P84
Fig 4.22	Condition hydrauliques initiales.	P84
Fig 4.23	Contraintes effective avant l'activation de la charge	P85
Fig 4.24	Contraintes effectives totales après l'activation de la charge	P85
Fig 4.25	forme de déformation (déplacements totales)	P87
Fig 4.26	Déplacements verticaux	P88
Fig 4.27	Coupe A-A déplacements verticaux	P88
Fig 4.28	Déplacements horizontaux	P89
Fig 4.29	Coupe A-A déplacements horizontaux	P89
Fig 4.30	Déplacements horizontaux du géogrille	P90
Fig 4.31	Déplacements verticaux du géogrille	P90
Fig 4.32	Force axiales du géogrille	P91
Fig 4.33	Modèle numérique renforcé par inclusion rigides.	P92
Fig 4.34	Maillage utilisé	P93
Fig 4.35	Condition hydrauliques initiales	P93
Fig 4.36	Contraintes effective avant l'activation de la charge	P94
Fig 4.37	Contraintes effectives totales après l'activation de la charge	P94
Fig 4.38	Forme de déformation (déplacements totales)	P96
Fig 4.39	Déplacement vertical	P96
Fig 4.40	Coupe A-A déplacements verticaux	P97
Fig 4.41	Déplacements horizontaux	P97
Fig 4.42	Coupe A-A déplacements horizontaux	P98

Fig 4.43	Déplacement vertical des inclusions	P98
Fig 4.44	Déplacement horizontal des inclusions	P99
Fig 4.45	Moment fléchissant des inclusions	P99
Fig 4.46	Force axiale des inclusions	P100
Fig 4.47	Modèle numérique renforcé par inclusion rigides plus géogrilles	P101
Fig 4.48	Description de la disposition inclusion rigides plus géogrilles	P101
Fig 4.49	Maillage utilisé	P102
Fig 4.50	Condition hydrauliques initiales	P102
Fig 4.51	Contraintes effective avant l'activation de la charge	P103
Fig 4.52	Contraintes effectives totales après l'activation de la charge	P103
Fig 4.53	Forme de déformation (déplacements totales)	P105
Fig 4.54	Déplacement vertical	P105
Fig 4.55	Déplacements horizontaux	P106
Fig 4.56	Déplacement vertical des inclusions	P106
Fig 4.57	Déplacement horizontal des inclusions	P107
Fig 4.58	Moment fléchissant des inclusions	P107
Fig 4.59	Force axiale des inclusions	P108
Fig 4.60	Déplacement horizontal du géogrille	P108
Fig 4.61	Déplacement vertical du géogrille	P109
Fig 4.62	Force axiale du géogrille	P109
Fig 5.1	La variation du tassement vertical en fonction de l'espacement des différentes nappes de géogrilles	P112
Fig 5.2	Variation du déplacement horizontal en fonction de l'espacement des différentes nappes de géogrilles	P113
Fig 5.3	Variation de la force axiale en fonction de l'espacement des différentes nappes de géogrilles	P114
Fig 5.4	Comparaison des contraintes du sol non renforcé avec le sol renforcé par géogrilles	P115
Fig 5.5	Comparaison des tassements verticaux du sol compressible non renforcé avec le sol renforcé par géogrilles	P116
Fig 5.6	La variation du déplacement horizontal et du tassement vertical en fonction de l'espacement entre les inclusions	P117
Fig 5.7	La variation des contraintes en fonction de l'espacement entre les inclusions rigides	P118
Fig 5.8	La variation de la force axiale en fonction de l'espacement (2, 4,6 m) Entre les inclusions rigides	P120
Fig 5.9	La variation du tassement vertical en fonction de l'espacement (2, 4,6 m) Entre les inclusions	P121
Fig 5.10	La variation de déplacement horizontal en fonction de l'espacement (2, 4,6 m) Entre les inclusions	P122
Fig 5.11	Tassement vertical et déplacement horizontal des différentes nappes de géogrilles	P123
Fig 5.12	Force axiale des nappes de géogrilles	P124
Fig 5.13	Comparaison des tassements verticaux avec inclusions sec et Renforcement Mixte (inclusions et géogrilles)	P125
Fig 5.14	Comparaison des déplacements horizontaux avec inclusions sec et Renforcement mixte (inclusions et géogrilles)	P126
Fig 5.15	Comparaison des forces axiales avec inclusions sec et renforcement Mixte (Inclusions et géogrilles)	P127

Fig 5.16	Comparaison des tassements des différents cas de renforcements Étudiés (Coupe verticale A-A du tassement)	P128
Fig 5.17	Comparaison des contraintes effectives des différents cas de renforcements étudiés (Coupe verticale A-A de la contrainte effective)	P129



# LISTE DES TABLEAUX

N°:du Tableau	Désignations du Tableau	N° de la page
Tableau 2.1	Résumé générale de remblai sur sol compressible	P18
Tableau 3.1	Caractéristiques de quelques géosynthétiques	P50
Tableau 4.1	Récapitulatif des résultats des essais de laboratoire des travaux publics de L'Est (L.T.P.E) direction régionale d'ANNABA, antenne de Tébessa	P68
Tableau 4.2	Récapitulatif des résultats des essais de laboratoire des travaux publics de L'Est (L.T.P.E) direction régionale d'ANNABA, antenne de Tébessa	P70
Tableau 4.3	Caractéristiques des matériaux utilisés	P71
Tableau 4.4	Paramètres caractérisant de sol compressible	P73
Tableau 4.5	Définition du multiplicateur pour la procédure $K_0$	P76
Tableau 4.6	Champ des phases du calcul	P79
Tableau 4.7	Caractéristiques des géogrilles.	P82
Tableau 4.8	Propriété des géogrilles	P82
Tableau 4.9	Les phases de calculs	P86
Tableau 4.10	Méthode de calcul et le modèle plastique	P87
Tableau 4.11	Caractéristiques des inclusions	P91
Tableau 4.12	Caractéristiques des inclusions	P92
Tableau 4.13	Les phases de calculs	P95
Tableau 4.14	Les phases de calculs	P104
Tableau 5.1	Résultats du tassement vertical en fonction de l'espacement des différentes nappes de géogrilles	P111
Tableau 5.2	Résultats du déplacement horizontal des différentes nappes de géogrilles	P112
Tableau 5.3	Résultats obtenus de la force axiale des nappes de géogrilles en fonction de l'espacement.	P113
Tableau 5.4	Résultats des tassements, déplacements et contraintes de géogrilles sur sol compressible	P114
Tableau 5.5	Résultats des déplacements et contraintes en fonction de l'espacement entre les inclusions	P117
Tableau 5.6	Résultats des tassements, déplacements, contraintes, force axiale en fonction de du nombre des inclusions (espacement 2m)	P119
Tableau 5.7	Résultats des tassements, déplacements, contraintes, force axiale en fonction de du nombre des inclusions (espacement 4m)	P119
Tableau 5.8	Résultats des tassements, déplacements, contraintes, force axiale en fonction de du nombre des inclusions (espacement 6m)	P119
Tableau 5.9	Résultats du tassement vertical et déplacement horizontal des différentes nappes de géogrilles	P122
Tableau 5.10	Résultats obtenus des tassements, déplacements, contraintes, force axial en fonction de nombre des inclusions rigides	P124

# LISTE DES SYMBOLES

symboles	significations
<b>E</b>	Module d'élasticité
<b>v</b>	Coefficient de Poisson
<b>c</b>	Cohésion
$\phi$	Angle de frottement
$\psi$	Angle de dilatation
$\gamma$	Poids volumique
$\gamma_{sat}$	Poids volumique humide
$\gamma_{unsat}$	Poids volumique sec
$\gamma_w$	Poids volumique de l'eau
<b>B</b>	Largeur du remblai
<b>Z</b>	Profondeur du remblai
<b>h</b>	Hauteur du remblai
<b>b</b>	Largeur en pied de talus
<b>b'</b>	Largeur en crête de talus
$\sigma'$	Contrainte effective
<b>e</b>	Indice des vides
<b>w</b>	Teneur en eau
<b>Sr</b>	Degré de saturation
<b>W<sub>L</sub></b>	Limite de liquidité
<b>I<sub>P</sub></b>	Indice de plasticité
<b>K<sub>0</sub></b>	Coefficient de poussée des terres au repos
$\sigma'_v$	Contrainte effective verticale initiale
<b>U<sub>y</sub></b>	Déplacement suivant l'axe y
<b>U<sub>x</sub></b>	Déplacement suivant l'axe x
<b>EA</b>	La rigidité normale
<b>EI</b>	La rigidité flexionnelle
<b>I</b>	Coefficient d'influence
<b>J</b>	Raideur de la géogridde
<b>K<sub>x</sub></b>	Perméabilité horizontale
<b>K<sub>y</sub></b>	Perméabilité verticale
<b>St</b>	Tassement total
<b>Si</b>	Tassement immédiat
<b>Sc</b>	Tassement de consolidation (sans déformation latérale)
<b>Ss</b>	Tassement secondaire (sans déformation latérale)
<b>Se</b>	Tassement élastique
$\Delta\sigma$	Contrainte exercée par le remblai
$\epsilon_1$	Déformation Axiale.
$\epsilon_v$	Déformation Volumique
$\tau$	Contrainte de cisaillement.
$\sigma$	Contrainte normale.
$\sigma_1$	Contrainte axiale.
$\sigma_3$	Contrainte de confinement constante
<b>MCM</b>	Modèle de Mohr Coulomb (Mohr Coulomb Model)

# CHAPITRE 01

## **Introduction générale**

## 1.1 Introduction :

L'augmentation du trafic sur les réseaux routiers, autoroutiers ou chemins de fer a conduit dans de nombreux cas les projeteurs à envisager un élargissement des voies existantes par création des remblais sur sol identifié.

Lors de la construction d'un remblai sur un sol compressible, les tassements sous le nouveau remblai induisent la plupart du temps des désordres affectant le corps de l'ancien remblai sur une période de temps prolongée.

Par exemple, le raccordement d'un nouveau tracé à une route existante pose ce type de problème. Ces désordres sont dus à la faible résistance du sol et sa forte compressibilité, qui peuvent entraîner des tassements et déformations importants.

Différentes techniques ont été développées pour limiter ces désordres sont disponibles pour améliorer le comportement géotechnique des remblais sur sol compressible, comme le renforcement par nappes géogrilles à la base du remblai et les inclusions rigides et

Le renforcement mixte associant un renforcement par géogrilles et les inclusions rigides.

Le travail présenté se rapporte à la modélisation numérique d'un remblai sur sol compressible à l'aide du code PLAXIS 2D renforcé par des géogrilles et des inclusions rigides, renforcement mixte géogrilles et inclusions rigides.

Donc le but de ce travail s'inscrit dans le cadre de l'étude de l'effet des renforcements par

Les méthodes sus cités, et leurs influences sur les tassements ainsi que l'évaluation des contraintes effectives et les déformations enregistrées.

## 1.2 Problématique :

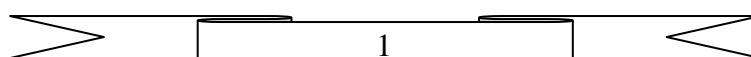
Les remblais construits sur des sols de fondation compressible ont une tendance à s'étendre latéralement à cause des pressions horizontales des terres agissant dans les remblais.

Ces pressions des terres causent des contraintes de cisaillement à la base du remblai qui doit être reprises par le sol de fondation.

Si le sol de fondation n'a pas la résistance adéquate au cisaillement, des ruptures peuvent survenir.

En ce qui concerne leurs propriétés mécaniques en tant que sols de fondation, tous ces sols sont caractérisés par :

- ✓ Une faible résistance au cisaillement à court terme ou cohésion non drainée  $C_u$  ;
- ✓ Une compressibilité importante conduisant, sous charges, à des tassements de grande amplitude qui, compte tenu de la faible perméabilité du sol, ont une durée généralement longue (plusieurs années, voire même des dizaines d'années).



Ces propriétés mécaniques particulières rendent de tels sols inaptes à supporter des fondations d'ouvrages.

Les problèmes posés par le comportement des sols compressibles chargés par des remblais sont de deux types :

- ✓ Problèmes de stabilité qui apparaissent lorsqu'une certaine hauteur du remblai est dépassée, ou lorsque ce remblai est construit avec un coefficient de sécurité trop faible ;
- ✓ Problèmes de tassement et déformations causés par la charge appliquée par le remblai dont l'amplitude est grande et de longue durée.

Pour cela une étude préalable doit permettre de définir la loi de tassement en fonction du temps et de préconiser éventuellement des méthodes pour réduire ou accélérer ce tassement.

### 1.3 Objectifs :

L'objectif de ce travail est plus particulièrement axé sur l'évaluation numérique des paramètres influençant sur la stabilité et le comportement du remblai construit sur un sol compressible, en considérant l'interaction entre la pression apportée par le remblai et celle du potentiel du sol compressible qui constitue une fondation plus ou moins caractérisé par sa faible portance. Dans cette analyse, l'approche cinématique de l'analyse limite va utiliser pour analyser les contraintes et les déplacements des remblais sur sols compressibles, suivies par simulation numérique à l'aide de code plaxis 2D.

➤ **Le plan de ce travail (Mémoire) est présenté en (06) six chapitres :**

- ❖ **Premier chapitre** : Une introduction générale qui présente la problématique et l'objectif de ce travail.
- ❖ **Deuxième chapitre** : Une recherche bibliographique sur les différents systèmes de renforcements des sols compressibles.
- ❖ **Troisième chapitre** : Le principe de fonctionnement des systèmes de renforcements des sols compressibles (géogrilles, inclusion rigides).
- ❖ **Quatrième chapitre** : Modélisation des remblais sur sols compressibles (modélisation en géotechnique, modélisation numérique en plaxis 2D :
  - ❖ Sans renforcement ;
  - ❖ Renforcement avec géogrilles ;
  - ❖ Renforcement avec inclusion rigides ;
  - ❖ Renforcement mixte (inclusion rigides +géogrilles).

- ❖ **Cinquième chapitre** : Etude paramétrique, l'interprétation des résultats fait également appel aux résultats numériques obtenus dans le cadre de ce mémoire sont comparés l'effet des contraintes et déplacements des remblais renforcés sur sols compressibles.
- ❖ **Sixième chapitre** : Conclusions générale concernant les résultats obtenus et les analyses faites.

Finalement, une liste de suggestions est également discutée concernant les futures expériences, que nous estimons utiles.

# CHAPITRE 02

**Recherche bibliographique sur les différents  
Systèmes de renforcement des sols compressibles**

## 2.1 Introduction:

Les sols compressibles posent un problème de stabilité ou déformation des ouvrages en terre.

Pour résoudre ces problèmes, les ingénieurs géotechniciens disposent et développent de nombreuses techniques d'amélioration de sol.

Les sols compressibles, sont des sols qui tassent lorsqu'on les soumet à une charge verticale, la notion de compressibilité n'est donc significative que si l'on fait référence aux déformations admissibles induites par l'ouvrage projeté, ces déformations amplitude et vitesse dépendent de la nature du sol support et de l'importance des charges appliquées.

Les sols compressibles de mauvaise qualité ont toujours existé, mais la raréfaction des sols de bonne qualité pour développer les réseaux routiers, autoroutiers et ferroviaires entraîne la nécessité de mettre en œuvre des techniques de renforcement des sols compressibles.

La construction des remblais sur sols compressibles pose de nombreux problèmes, qui sont associés d'une part à la faible résistance de ces sols, qui entraîne des difficultés à assurer la stabilité des remblais, et d'autre part à leur forte compressibilité, qui se traduit par des tassements et déformations importants des ouvrages.

Pour construire tout de même les ouvrages désirés, on peut procéder au renforcement ou à l'amélioration du sol de fondation ou du remblai.

Les techniques employées permettent soit d'améliorer la stabilité du remblai, soit d'accélérer le processus de consolidation, ou encore de diminuer le tassement final ou de résoudre les deux problèmes à la fois.

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

## 2.2 Définition des sols compressibles :

Les sols compressibles sont généralement de formation récente, inaptes à supporter un ouvrage d'art, mais pouvant, moyennant certaines précautions, servir de fondation à un remblai.

Les remblais routiers, tout au moins ceux qui ont une hauteur importante, sont souvent édifiés sur des sols très compressibles.

Ils sont en effet le plus souvent, construits dans des zones de dépression comportant de grandes épaisseurs de tels sols, soit que le remblai serve lui-même à la traversée de la vallée, soit qu'il s'agisse du remblai d'accès à un ouvrage franchissant une rivière.



Tous les sols sont compressibles, c'est-à-dire qu'ils tassent lorsqu'on leur applique une charge verticale, l'amplitude et la vitesse de ce tassement varient dans de grandes tous les sols sont compressibles, c'est-à-dire qu'ils tassent lorsqu'on leur applique une proportion suivant le type de sol considéré.

### 2.3 Les caractéristiques des sols compressibles:

Ces sols se caractérisent par les aspects comportementaux:

- Une déformabilité élevée, fonction de la charge appliquée et du temps ;
- Une faible perméabilité, qui varie avec les déformations du sol ;
- Une résistance au cisaillement très faible, qui croît en général avec la profondeur ;
- Une nature le plus souvent argileuse avec une teneur en matières organiques ;
- Une teneur en eau très forte, et un faible poids spécifique apparent ;
- Une forte compressibilité se traduisant, même sous faible charge, par des amplitudes de tassement notables.

### 2.4 Les types des sols compressibles :

- Les marnes ;
- Les tourbes ;
- Les vases et les argiles molles ;
- Les sols de sebkha.

#### 2.4.1 Les marnes :

On considère selon leur composition, trois grandes catégories :

- Les marnes argileuses qui contiennent 5 à 35 % de carbonate de calcium.
- Les marnes proprement dites et les calcaires marneux avec des taux respectivement de 35 à 65 % et 65 à 95 %.

Comme pour les argiles, les marnes argileuses présentent notamment l'inconvénient de craqueler sur une certaine profondeur en cas de sécheresse.

Les marnes ont souvent fait l'objet en carrières à ciel ouvert ou en souterrain pour donner respectivement de la chaux avec les marnes argileuses, de la chaux hydraulique avec les marnes proprement dites, et du ciment avec les marnes calcaires ou calcaires marneux.

Elles ont également été utilisées pour amender les terres des exploitations agricoles.

D'une façon générale, les marnes sont une assise de fondations bonne à moyenne en l'absence de gypse.

En revanche elles sont médiocres, voire dangereuses lorsqu'elles sont très argileuses en affleurement ou lorsqu'elles se situent au-dessus d'une masse de gypse, avec risque de formation de fontis.

### 2.4.2 Les tourbes :

Les tourbes résultent de l'accumulation de végétaux décomposés en milieu aqueux, sous l'action de champignons et des bactéries.

Elles sont caractérisées par une capacité de rétention d'eau pouvant varier de 100 à 4000 %. Le tassement de la tourbe ne suit généralement pas les lois classiques de la consolidation des argiles :

- La pression de pré consolidation est généralement difficile à déterminer, bien qu'il s'agisse vraisemblablement de sols normalement consolidés ;
- La phase de consolidation est généralement très courte ;
- La compression secondaire est souvent prédominante.

### 2.4.3 Les vases et les argiles molles :

les vases sont des dépôts formés en eau douce ou salée, constituées de grains très fins (inférieurs à 200  $\mu\text{m}$ ) avec un pourcentage important de particules inférieures à 2  $\mu\text{m}$ , de nature minéralogique variable, disposés en flocons (structure dite en nids d'abeilles ).

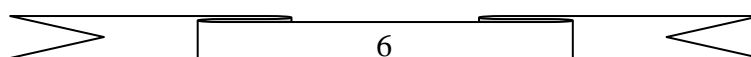
La proportion d'eau retenue est assez forte.

En se consolidant, la vase perd une partie de son eau, la structure se détruit, et elle se transforme en une argile ou une marne d'autant moins molle que la consolidation est plus importante.

En fait, du point de vue géotechnique, on confond souvent vase et argile molle.

Pour le géotechnicien, ces sols se caractérisent par :

- Un état normalement consolidé ;
- Une teneur en eau qui est généralement voisine de la limite de liquidité, et un faible poids spécifique sec  $\gamma_d$  (souvent inférieur à 10 kN/m<sup>3</sup>) ;
- Un état normalement consolidé ;
- Une teneur en matière organique de 2 à 10 % environ ;
- Une forte compressibilité donnant lieu à des tassements secondaires importants ;
- Une faible cohésion non drainée  $c_u$  (de l'ordre de 15 KPa en moyenne) ;
- Une faible perméabilité.



### 2.4.4 Les sols de sebkha :

Les sols de sebkha sont des dépôts côtiers et intérieurs salins en zones climatiques arides qui consistent essentiellement en des particules de silt sableux et d'argile silteuse faiblement cimentées, ces sols contiennent invariablement une quantité appréciable de matériau organique et ils sont caractérisés par une forte compressibilité.

Les différents types de sebkha dépendent de leur milieu de formation.

Mais toutes les sebkhas ont un point commun, il s'agit de zones proches de la nappe phréatique. La déflation joue jusqu'à ce que soit atteint le niveau hydrostatique.

Par capillarité, l'eau de la nappe subit une aspiration due à sa propre évaporation en surface. Se faisant, elle dépose successivement des sels dissous de carbonate de calcium ( $\text{CaCO}_3$ ), de gypse ( $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ), d'anhydrite ( $\text{CaSO}_4$ ) et de chlorure de sodium ( $\text{NaCl}$ ), qui précipitent pour donner une croûte imperméable et parfois très épaisse d'évaporites.

### 2.5 Définition d'un remblai :

Un remblai est un ouvrage en terre qui provient de la mise en place de matériaux pour rehausser ou niveler le terrain naturel.

Il doit pouvoir supporter les sollicitations ultérieures (trafics routier ou ferroviaire, bâtiments, super-structures...) sans déformation préjudiciable (tassements, glissements...).

La qualité d'un remblai dépend de la nature des matériaux qui le compose et de leur mise en œuvre.

Les matériaux, issus des déblais (Consiste à abaisser le niveau du terrain par enlèvement des terres du site ou d'un emprunt, doivent être mis en place à une teneur en eau correcte (pour assurer une portance suffisante) et compactés (pour garantir leur stabilité).



Figure 2.1 : Exemples d'un remblai.

## 2.6 Les types des remblais :

Il existe plusieurs types de remblai :

### 2.6.1 Remblai routier :

Un remblai routier est un ouvrage en terre construit pour modeler la topographie naturelle du terrain d'une manière à assurer la géométrie imposée à la plate-forme sur laquelle la chaussée sera construite.



**Figure 2. 2 : Remblai routier.**

En principe un remblai routier doit donc avoir acquis une géométrie figée dès la fin de sa construction, mais certaines tolérances peuvent être admises suivant le contexte Technico- économique des chantiers considérés, cette exigence impose que :

- La stabilité interne du corps de remblai vis à vis d'éventuelles ruptures soit assurée.
- Les risques de déformations plastiques de la plate-forme, résultant notamment des tassements différentiels, soient maîtrisés pour rester compatibles avec le type de structure de chaussée adoptée et le niveau de service visé.

La construction des remblais routiers chaussée adoptée et le niveau de service visé.

La construction des remblais routiers requiert des volumes importants de matériaux dans le cas d'autoroutes.

De ce fait, il est presque toujours nécessaire, pour réaliser un ouvrage d'une certaine ampleur, d'utiliser des matériaux d'origines différentes, présentant des caractéristiques mécaniques et des comportements différents.

Cette hétérogénéité est la cause principale des difficultés de construction de ces ouvrages car chaque classe de matériaux est tributaire de modalités de mise en œuvre qui lui sont propres et qui doivent être respectées sous peine de livrer un ouvrage potentiellement déformable, voire instable à court ou long terme.

### 2.6.2 Remblai ferroviaire :

Un remblai ferroviaire est un ouvrage de grande taille, sa réalisation implique le déplacement de quantités considérables de terre (de bonne qualité) et d'importantes surfaces d'encombrement à la base.

Cela entraîne des frais pour la collectivité, liée aux expropriations mais aussi pour l'impossibilité d'utiliser autrement la surface occupée par ces ouvrages.

Pour limiter les frais, il est possible soit de réaliser des ouvrages avec des pentes abruptes, soit conserver la même géométrie en utilisant des matériaux moins chers, dont les caractéristiques mécaniques sont de mauvaise qualité.

L'emploi des géogrilles permet de réaliser des talus avec des inclinaisons extrêmes (jusqu'à 80° - 85° à l'horizontal), tout en garantissant la sécurité de l'ouvrage.

Pour dimensionner l'ouvrage, il faut considérer toutes les forces auxquelles.

Il est soumis (la surcharge ou d'éventuels risques sismiques).

Il est également possible d'utiliser tout type de terrain disponible sur place, cela permet de faire des économies en termes de coût et de réalisation de l'ouvrage.



**Figure 2. 3 : Remblai ferroviaire.**

### 2.7 Matériaux utilisés d'un remblai :

Les matériaux utilisés pour les corps de remblai se répartissent en trois catégories :

Les matériaux rocheux, les sols et les sous-produits industriels.

#### 2.7.1 Les matériaux rocheux :

Nous pouvons distinguer deux types de matériaux :

**Les matériaux sains** : qui se caractérisent par le fait que leur granulat peut être considérée comme travaux ou au cours de la vie de l'ouvrage, comme matériaux rocheux non évolutifs, définitive une fois l'extraction réalisée.

**Les matériaux rocheux évolutifs** : le caractère évolutif du matériau est caractérisé par le changement de structure sous l'effet des engins au cours des travaux ou au cours de la vie de l'ouvrage, comme matériaux rocheux non évolutifs, nous pouvons citer le granite et le basalte, et comme matériaux évolutifs, nous pouvons citer les marnes et la craie.

Il faut toutefois être conscient qu'il existe le plus souvent une transition continue entre matériaux sains et matériaux évolutifs.

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

### 2.7.2 Les sols :

Les sols sont des matériaux naturels provenant de la destruction mécanique ou physicochimique des roches.

Ils sont constitués de grains de dimensions très variables, de quelques micromètres à quelques décimètres, pouvant être séparés aisément par simple trituration ou éventuellement sous faction d'un courant d'eau.

Les sols sont de nature et d'origines géologiques très diverses : alluvions, matériaux meubles sédimentaires, dépôts glaciaires, ébouais de pentes.

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

Dans la classification des sols utilisés pour les corps de remblais [GTR, septembre 1992], les paramètres retenus pour caractériser la nature du sol sont la granularité ( $D_{max}$ , Tamisât à 80 mm, tamisât à 2 mm), l'argilosité (indice de plasticité IP, valeur de bleu de méthylène).

Pour caractériser l'état hydrique du sol, trois paramètres ont été retenus dans la classification des sols.

Ce sont le rapport de la teneur en eau naturelle ( $W_n$ ) à la teneur en eau à l'optimum Proctor Normal ( $W_{opt}$ ), l'indice de consistance (Ic) et l'Indice Portant Immédiat ( $I_{PI}$ ).

### 2.7.3 Les sous-produits industriels :

Ce sont des matériaux particuliers dont l'emploi en remblai peut dans certains cas se révéler intéressant du point de vue technique et économique, à condition de ne pas nuire à l'environnement.

Toutefois, les critères au travers desquels il convient d'examiner chaque famille de matériaux entrant dans cette catégorie, pour en déduire ses possibilités d'emploi sont à la fois divers et spécifiques à la famille de matériaux considérée.

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

### 2.8 Description des techniques constructives des remblais :

Il existe cinq techniques principalement utilisées :

- Construction par étape ;
- Banquettes latérales ;
- Surcharge temporaire ;
- Remblais allégés ;
- Renforcement par géotextiles ou géogrilles.

#### 2.8.1 Construction par étape :

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.

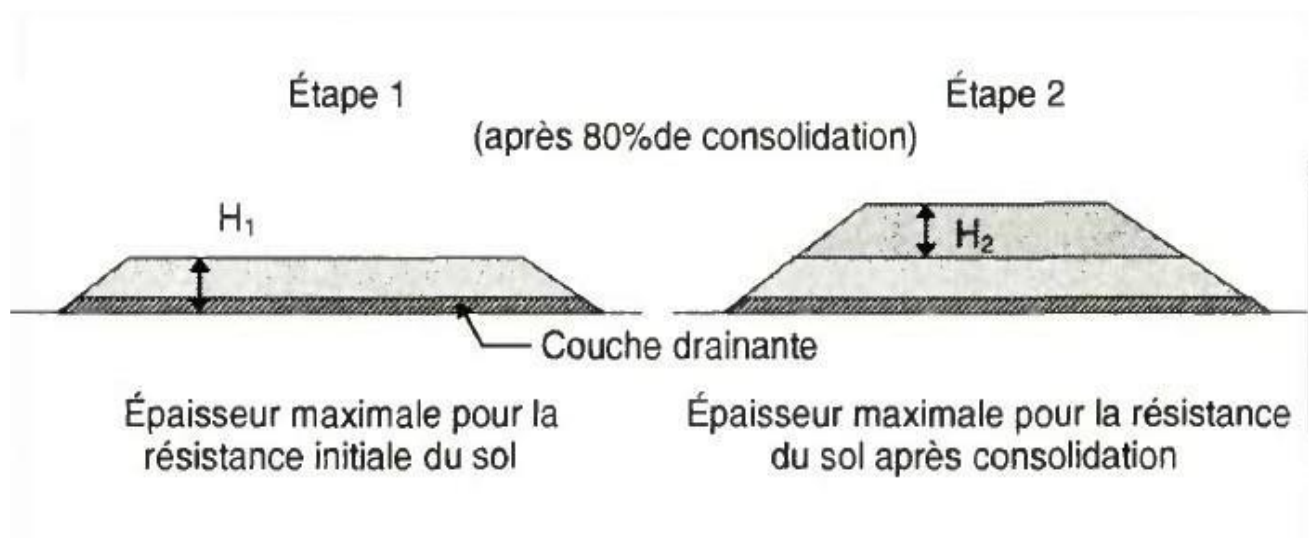


Figure 2. 4 : Etape de construction d'un remblai.

### 2.8.2 Banquette latérale :

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 et améliorent également la stabilité au poinçonnement.

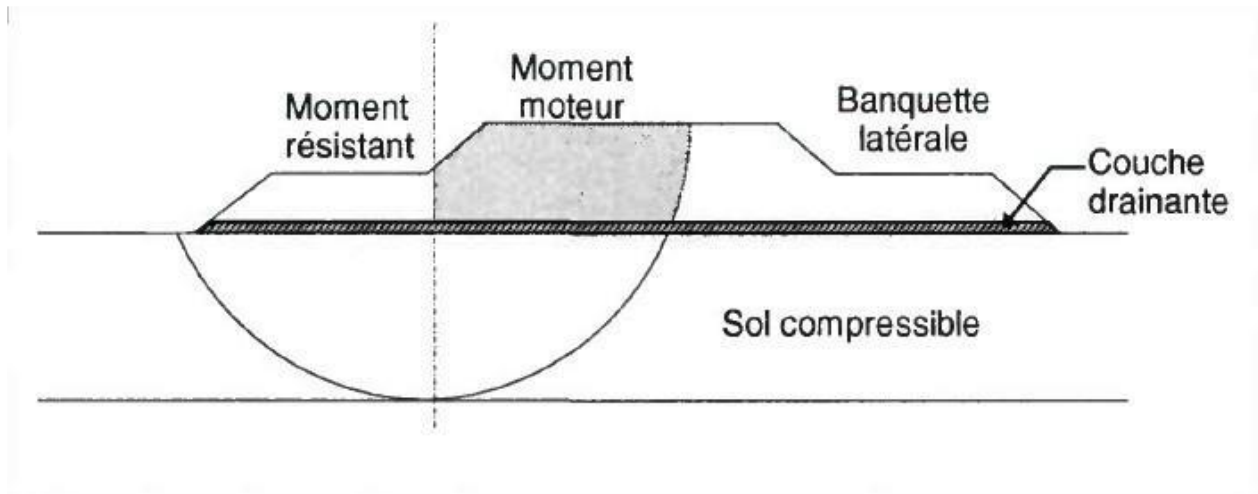


Figure 2. 5 : Banquette du remblai.

### 2.8.3 Surcharge Temporaire :

L'application d'une surcharge temporaire permet de diminuer le tassement postérieur à la mise en service du remblai.

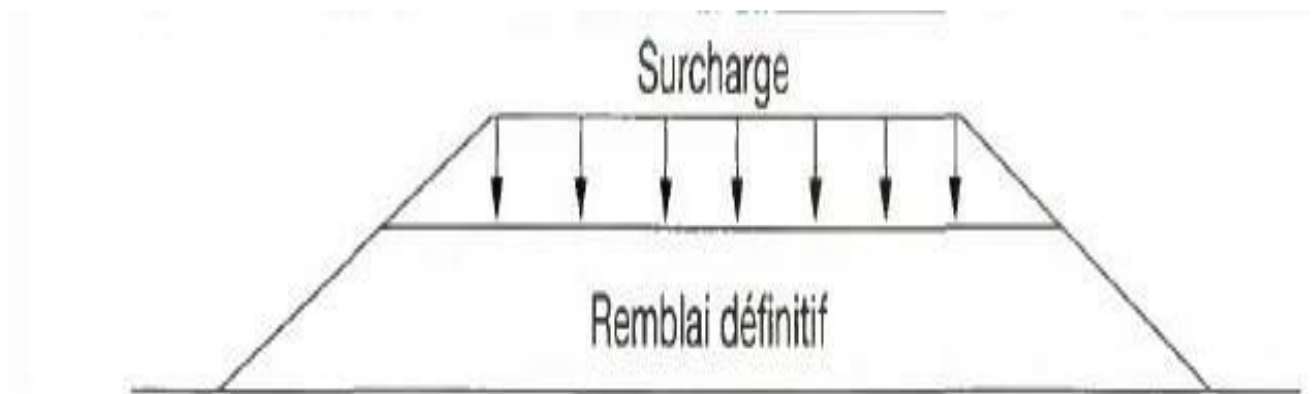


Figure 2. 6 : Surcharge temporaire du remblai.

### 2.8.4 Remblais allégés :

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

Le choix des matériaux est lié à l'allégement désiré, qui dépend de l'analyse géotechnique du site.





**Figure 2.7 : Remblai allégé.**

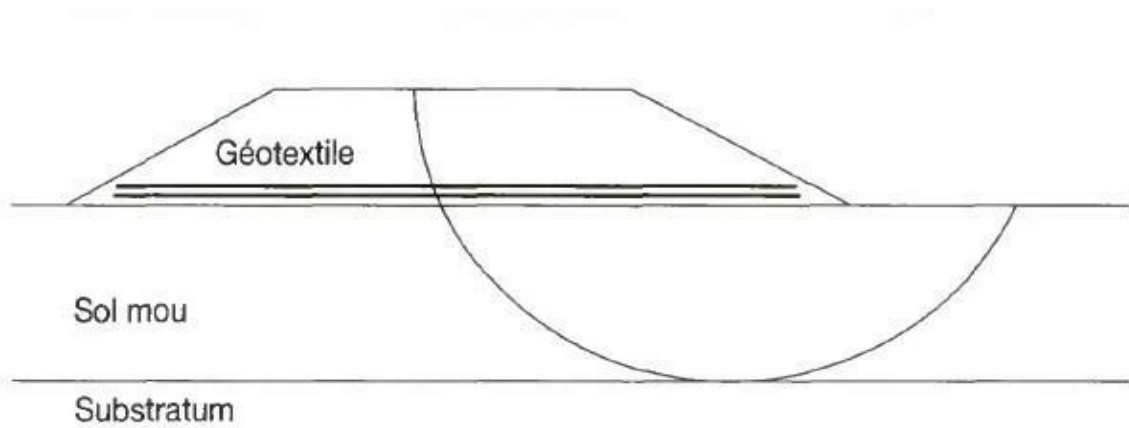
### 2.8.5 Renforcement par géotextiles ou géogrilles:

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 (voir figures 2.8 et 2.9).

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



**Figure 2.8 : Renforcement par géotextiles.**



**Figure 2.9 : Renforcement par géogrilles.**

## **2.9 Problèmes enregistrés à la construction des remblais sur sols compressibles :**

La construction des remblais sur sols compressibles pose souvent des problèmes difficiles. Il faut d'abord éviter de provoquer la rupture du sol porteur qui peut compromettre la suite de la construction et créer des dommages importants sur les structures avoisinantes.

Il se pose ensuite le problème de tassements, aux effets plus lents mais tout aussi néfastes. Lorsque ces tassements sont importants et qu'ils n'ont pas été pris en considération dès le début de la construction, ils peuvent :

- ✓ Entraîner une déformation du remblai le rendant inapte à son usage initial ;
- ✓ Provoquer des poussées parasites sur des structures enterrées proches (pieux, palplanches, etc.....) jusqu'à leur rupture.

### **2.9.1 Les problèmes de stabilité des remblais sur sols compressible :**

La mise en place d'un remblai sur sol compressible , entraîne une augmentation des contraintes au sein de ce sol.

Si cet accroissement des contraintes dépasse un seuil critique qui dépend des caractéristiques mécaniques du sol, 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 du sol porteur qui se traduisent par des soulèvements importants du terrain naturel autour du remblai.

#### **2.9.1.1 Rupture générale par poinçonnement :**

Dans le cas où la croûte superficielle surmontant le sol mou est inexistante, 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 et par la suite le poinçonnement de la couche molle.

Il s'ensuit la formation de bourrelets de part et d'autre du talus.

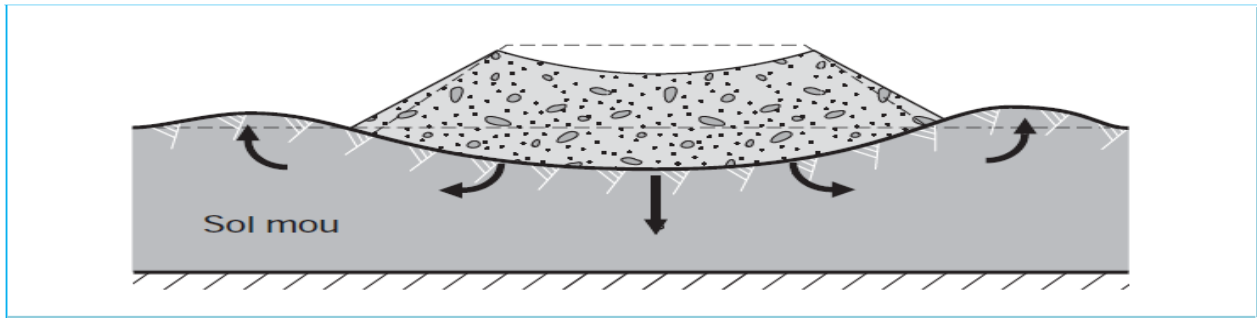


Figure 2.10 : Rupture par poinçonnement (Magnan et al, 1984).

### 2.9.1.2 Rupture par glissement (rotationnelle) :

- **Avec fissuration :**

Lorsque la croûte 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 (voir figure 2.11).

(Qu'on rencontre dans le cas d'un remblai cohérent).

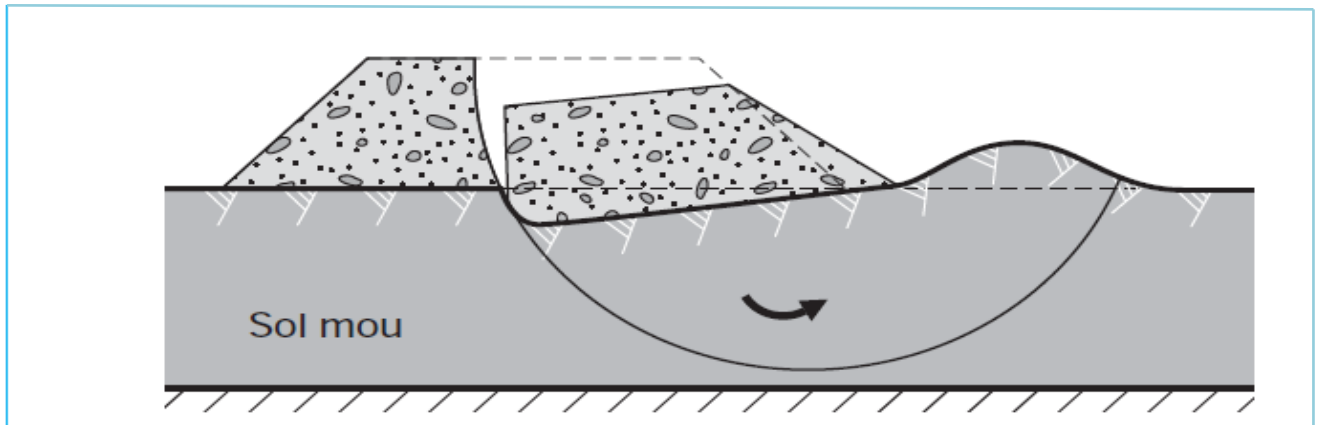
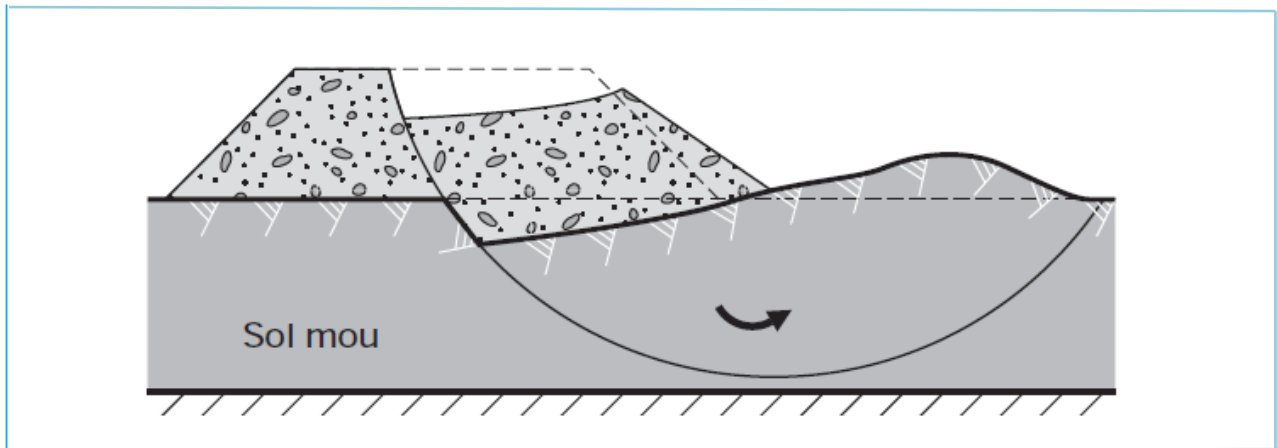


Figure 2.11 : Glissement avec fissuration (Magnan et al, 1984).

- **Sans fissuration :**

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 (voir figure 2.12).

C'est le cas d'un remblai purement pulvérulent.

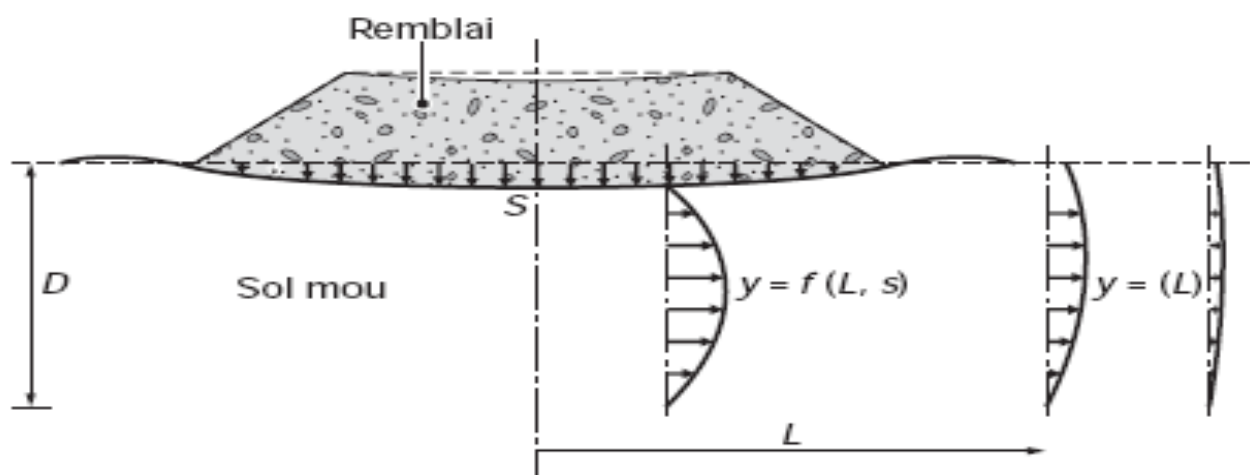


**Figure 2.12 : Glissement sans fissuration (Magnan et al, 1984).**

### 2.9.2 Les problèmes de tassement :

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:

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



**Figure 2.13 : Schéma du tassement et du déplacement latéral du sol de fondation.**

Les déplacements verticaux ont couramment une amplitude de plusieurs dizaines de centimètres.

Pour les couches très molles ou de forte épaisseur, cette amplitude peut atteindre plusieurs mètres.

Ces déplacements sont plus importants dans l'axe du remblai que vers les crêtes de talus, ce

qui provoque une déformation de la plate-forme.

Les déplacements horizontaux sont généralement plus faibles que les déplacements verticaux, le rapport entre les deux étant notamment fonction du coefficient de sécurité, de la géométrie du remblai et de l'épaisseur des sols mous.

Néanmoins, des déplacements horizontaux de plusieurs dizaines de centimètres ont été observés.

La vitesse des tassements est variable, en fonction de la nature des sols compressibles, de leur épaisseur et de la présence des couches drainantes.

### 2.9.3 Mouvements horizontaux :

L'amplitude maximale des déplacements horizontaux des sols compressibles sous les remblais représente en général 15% de l'amplitude du tassement.

Ces déplacements conservent la même forme pendant la consolidation, ce qui facilite leur prévision et leur contrôle par des mesures inclinométriques.

Les mouvements horizontaux peuvent être plus importants pendant la construction du remblai (conditions non drainées).

On peut les limiter en améliorant les conditions de drainage du sol.

Les mouvements horizontaux des sols compressibles sous les remblais, sont l'une des causes principales des efforts parasites sur les ouvrages avoisinants.

### 2.9.4 Efforts parasites sur les ouvrages avoisinants :

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

D'autre part, les mouvements horizontaux du sol exercent aussi des efforts « parasites » horizontaux sur ces pieux.

Ces efforts supplémentaires doivent être pris en compte dans le calcul des fondations profondes. Ils peuvent être limités, voire pratiquement supprimés, si le remblai est construit suffisamment à l'avance.

Les mouvements verticaux et horizontaux du sol peuvent également produire des efforts supplémentaires sur les ouvrages de soutènement situés en contrebas.

Enfin, la construction d'un remblai sur sol compressible provoque un tassement de la surface du sol sur une certaine distance (fonction de l'épaisseur des sols compressibles) au-delà du pied des talus du remblai.

Ce tassement peut provoquer la fissuration d'ouvrages fondés superficiellement dans la zone d'influence du remblai.

En particulier, l'élargissement des remblais sur sols compressibles est une opération complexe qui doit être étudiée avec soin.

Problème	Facteur de difficulté	Traitement de problème (solution)	
		Intervention sur sols compressibles	Intervention sur le remblai
Remblais sur sols compressible	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Stabilité de remblais</li> <li>- Déformation de sol</li> <li>- Effort par site sur les ouvrages voisins</li> <li>- Perturbation de l'écoulement de l'eau.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Construction par étape.</li> <li>- Banquette latérales.</li> <li>- Surcharge temporelle.</li> <li>- Remblai allège.</li> <li>- Renforcement par géogrilles.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Substitution du mauvais sol</li> <li>- Drains verticaux</li> <li>- Consolidation atmosphérique</li> <li>- Plots ballastés pilonnés</li> <li>- Injection solide</li> <li>- Colonnes de mortier sol-ciment, réalisées par jet (technique souvent appelée « jet grouting »)</li> <li>- Colonnes de sol traité à la chaux ou au ciment</li> <li>- Remblai sur inclusions rigides</li> <li>- Electro-osmose</li> </ul>

**Tableau 2. 1 : Résumé générale de remblai sur sol compressible.**

## 2.10 Les différents systèmes d'amélioration du sol compressible :

Les méthodes d'amélioration des sols compressibles, sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de stabilité ou de déformations qu'il rencontre lors de l'élaboration d'un projet.

De nombreuses techniques ont été développées par les ingénieurs géotechniciens, au cours du 20ème siècle.

Elles permettent l'amélioration des caractéristiques géotechniques et les propriétés mécaniques des terrains, et sont jugées efficaces.

Certaines de ces méthodes sont très anciennes, comme le battage de pieux de bois dans les sols de faible portance, d'autres sont plus récentes, comme les méthodes d'injection, de pilonnage ou de congélation.

Elles ont connu, depuis une vingtaine d'années, un développement considérable et sont maintenant utilisées comme un élément à part entière des projets.

### **2.10.1 Renforcement par inclusion :**

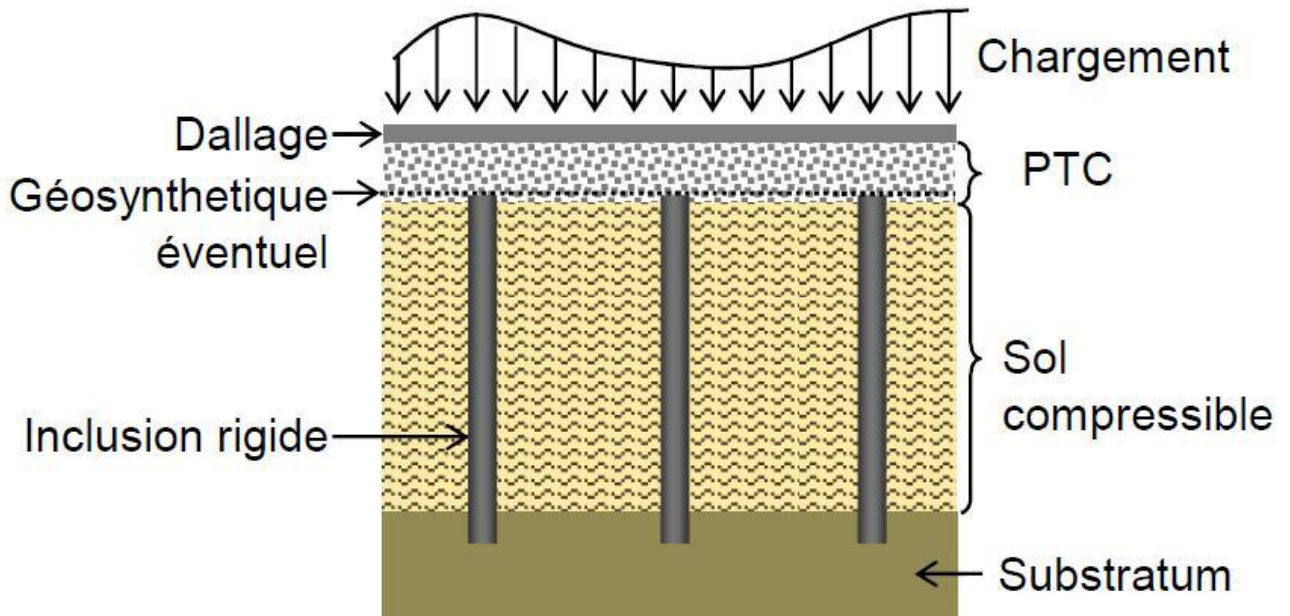
#### **2.10.1.1 Inclusions rigides :**

Les inclusions rigides (ou semi-rigides) **INCLUSOL**, sont un procédé de renforcement de sol dont l'objectif est d'améliorer les caractéristiques mécaniques des sols en place par l'incorporation d'un maillage d'éléments verticaux cylindriques de diamètre 250 à 600mm,

Constitués d'un matériau à base de liant hydraulique (mortier, coulis, béton,...).

Suivant les cas, il peut être nécessaire d'associer ces inclusions à la mise en place d'une épaisseur de matériau noble intercalé entre la structure et les inclusions.

C'est le matelas de répartition.



**Figure 2.14 : Principe de la méthode d'inclusions rigides.**

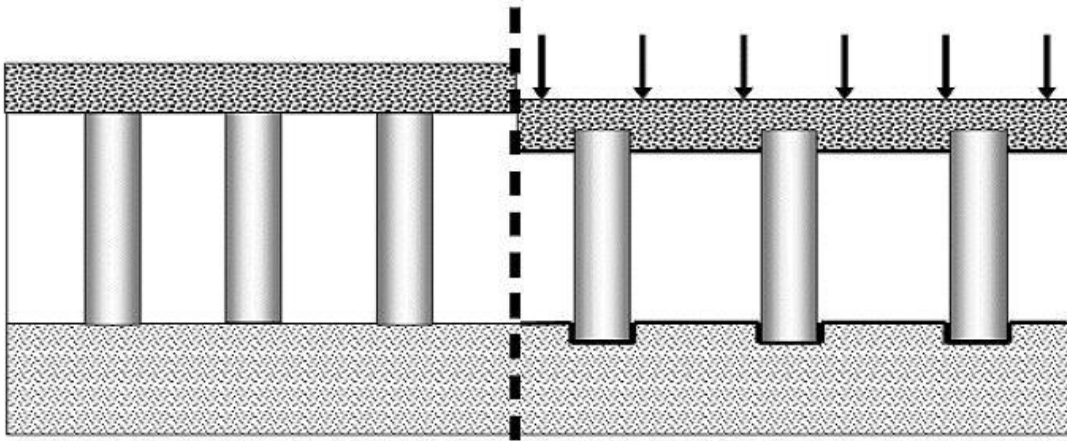
Le frottement le long des inclusions participe également aux mécanismes de transfert de charge.

La (Figure 2.15) présente le comportement d'un réseau d'inclusions soumis à un chargement.

Au niveau de la partie supérieure des inclusions, le sol compressible tasse plus que les inclusions et entraîne du frottement négatif le long de l'inclusion, ce qui contribue au report de la charge sur les inclusions, ainsi le sol de fondation participe aux mécanismes.

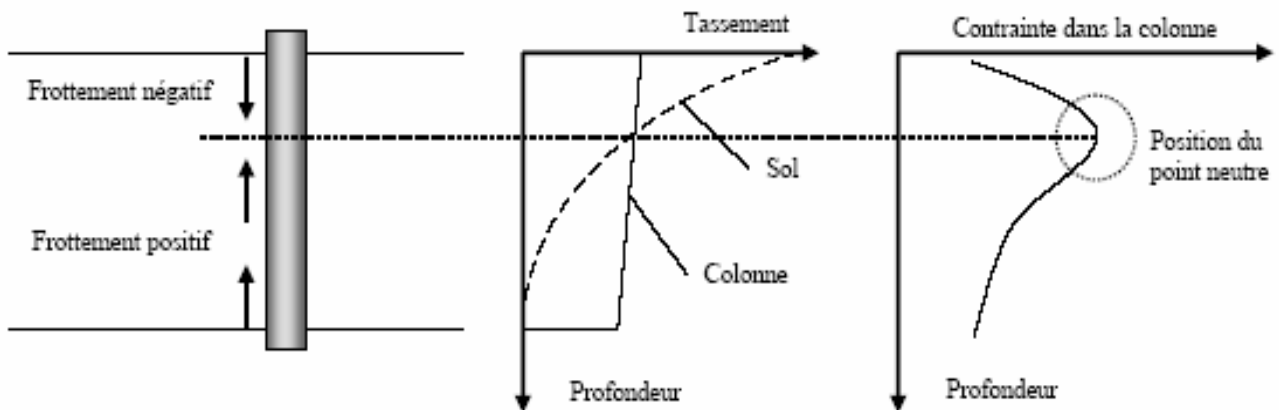
Au niveau de la partie inférieure, les inclusions poinçonnent le substratum qui n'est jamais parfaitement rigide, ce qui entraîne du frottement positif.

Au niveau de la base de l'inclusion se développe un effort de pointe.



**Figure 2.15 : Réseau d'inclusions soumis à un chargement d'après Berthelot et al.**

La (Figure 2.16) illustre le chargement d'une inclusion soumise à du frottement négatif et du frottement positif, comme cela est proposé par la méthode de dimensionnement de Combarieu (1988), complétée et développée par Simon (2001) et Berthelot et al (2003).



**Figure 2.16 : Frottement le long des inclusions d'après Berthelot et al (2003).**

### 2.10.1.2 Inclusions souples :

Les inclusions souples, au sens le plus large du terme, ont été élaborées afin de permettre l'amélioration des sols de mauvaises qualités géotechniques.

Le fait d'incorporer et de compacter un matériau ayant des caractéristiques géotechniques supérieures au sol en place entraîne un renforcement de ce dernier.

Les différentes méthodes d'amélioration répondent à des contraintes techniques liées aux caractéristiques géotechniques des sols en place.

Les objectifs généraux qui sont attendus d'une amélioration de sols par inclusions souples sont :

- ✓ L'augmentation de la capacité portante du sol ;
- ✓ L'augmentation de sa résistance au cisaillement ;



- ✓ La diminution des tassements ;
- ✓ L'obtention d'un drainage radial efficace assurant la consolidation.

L'amélioration de sol par inclusions souples, doit prendre en compte de nombreux paramètres intervenant dans le dimensionnement, la mise en œuvre, le comportement mécanique à la fois des inclusions mais aussi de la structure.

En effet, on ne peut concevoir une amélioration de sol sans se préoccuper du mode de chargement qui sera réellement mis en place.

Il existe plusieurs techniques pour la réalisation d'inclusions souples (Dhouib et Blondeau, 2005) que ce soit par la chute libre d'énormes masses (plots ballastés pilonnés), par fonçage ou battage d'un tube obturé provisoirement ou ouvert à sa base (colonnes pilonnées), ou par la descente d'un vibreur en utilisant un fluide (air ou eau) de lançage (colonnes vibrées).

Ces techniques permettent, soit d'excaver une partie du sol en place, soit de le refouler latéralement afin d'améliorer globalement ou ponctuellement ses caractéristiques géotechniques.

Ces principales techniques de mise en œuvre, classées dans les catégories ci-après, sont fonction des conditions géotechniques autorisant leur utilisation ainsi que des améliorations souhaitées :

- ✓ Plot ballasté pilonné ;
- ✓ Colonne pilonnée ;
- ✓ Vibroflottation ;
- ✓ Colonne vibrée.

#### **2.10.1.2.1 Plot ballasté pilonné :**

Le principe de cette technique (figure 2.17) est le renforcement du sol cohérent compressible par la création de colonnes, jusqu'à environ 8 m de profondeur, de 2 à 3 mètres de diamètre, en matériaux frottants très compactés.

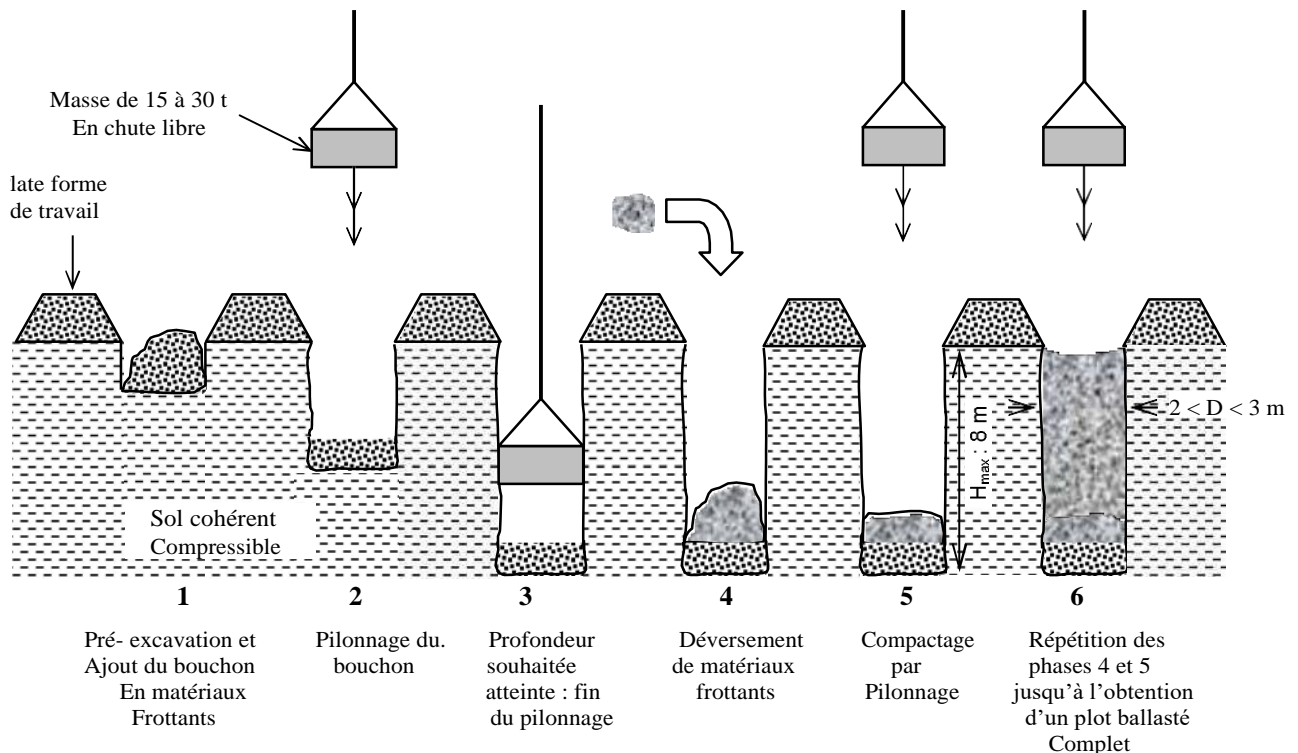
Les colonnes ainsi formées sont appelées plots ballastés pilonnés.

La mise en œuvre s'effectue à l'aide de grues à chenilles, proches de celles utilisées pour le compactage dynamique réservé aux sols pulvérulents.

Les plots ballastés vont pénétrer dans le sol par pilonnage, à l'aide d'une masse de 15 à 30 tonnes, en chute libre de 10 à 30 mètres.

L'emplacement du plot est préparé par une pré-excavation qui va être partiellement remplie d'un bouchon de matériaux que le pilonnage fera descendre à la profondeur voulue.

Le plot est ensuite rechargé puis compacté par phases successives.



**Figure 2.17 : Schéma de principe de la réalisation d'un plot ballasté pilonné.**

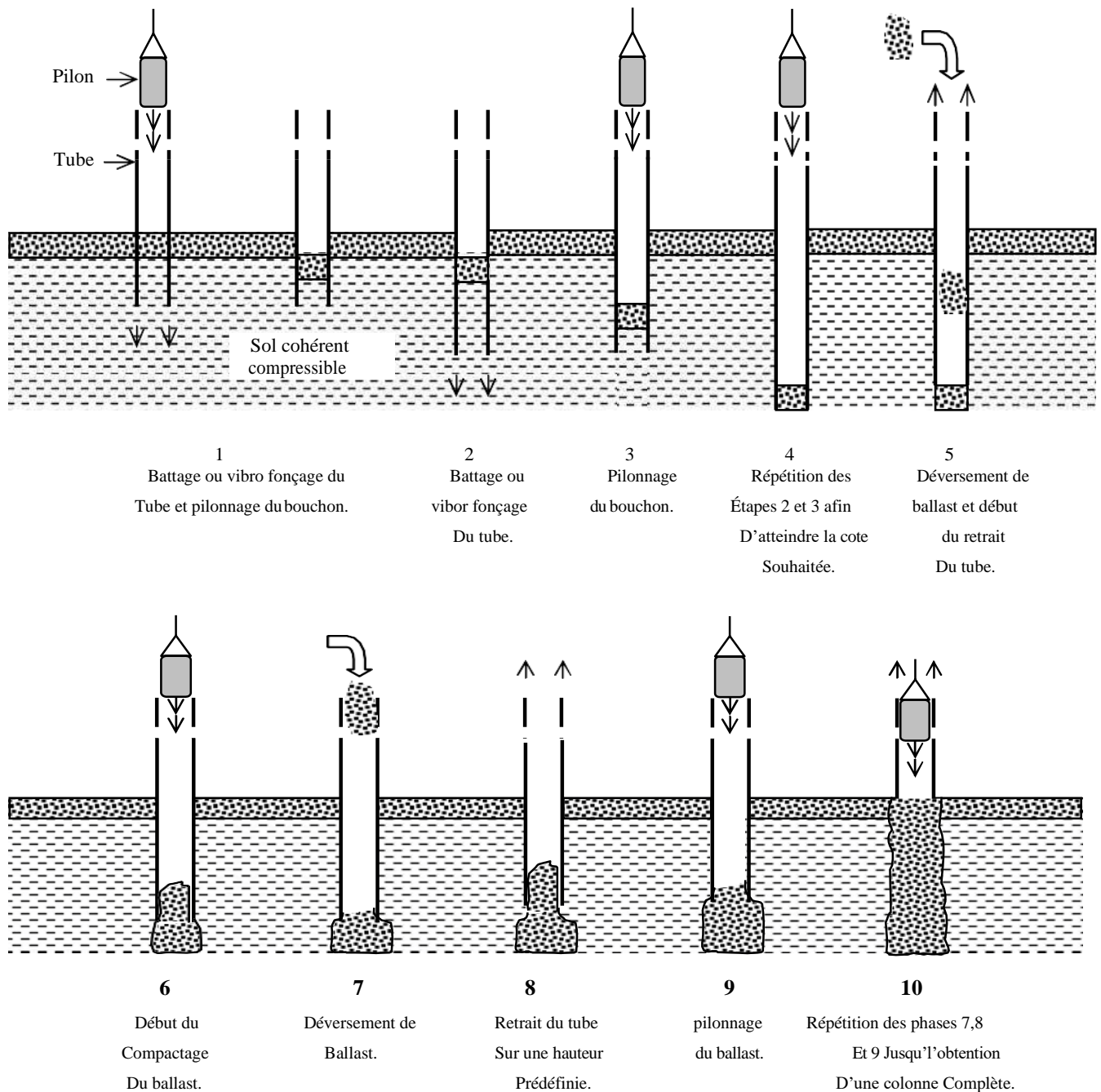
### 2.10.1.2.2 Colonne pilonnée :

Ce type de colonne fait appel à une technique utilisée pour les colonnes de sable, largement employées dès leur origine au Japon (Tanimoto, 1960 in Aboshi et al 1991, Barksdale 1981, Barksdale et Takefumi, 1991).

La procédure de construction (figure 2.18) consiste à faire pénétrer dans le sol par battage, fonçage ou vibro-fonçage, un tube métallique, provisoirement obturé ou ouvert à sa base, puis à compacter, en utilisant un pilon, un mélange de sable et de ballast préalablement déversé dans le tube.

Si le tube est fermé à sa base, le terrain est alors refoulé lors de la pénétration du tube, sinon, le terrain doit être extrait par forage avant l'introduction et le pilonnage du ballast. L'effet bénéfique de ce mode de mise en œuvre des colonnes provient du fait que le trou formé ne peut s'affaisser compte tenu de la présence permanente du tube.

Cependant, les vibrations induites lors du battage ou fonçage du tube et du pilonnage du ballast ne permettent pas l'utilisation de cette méthode de construction dans des argiles sensibles.



**Figure 2.18 : Schéma de principe de la réalisation d'une colonne pilonnée.**

**2.10.1.2.3 Vibroflottation:**

Le terme vibroflottation est à associer aux termes anglais de vibroflotation ou vibro-compaction, car ce procédé est employé afin de densifier les sols pulvérulents lâches.

En effet, sous l'action de la vibration du vibreur (rotation de poids excentriques alimentés par un moteur électrique ou de manière hydraulique), les sols pulvérulents lâches vont se liquéfier et après la dissipation de l'excès de pression interstitielle engendré par l'introduction du vibreur, les grains vont se réarranger en un état plus dense.

Le maillage des points de compactage dépend des caractéristiques initiales du sol et des objectifs à atteindre.

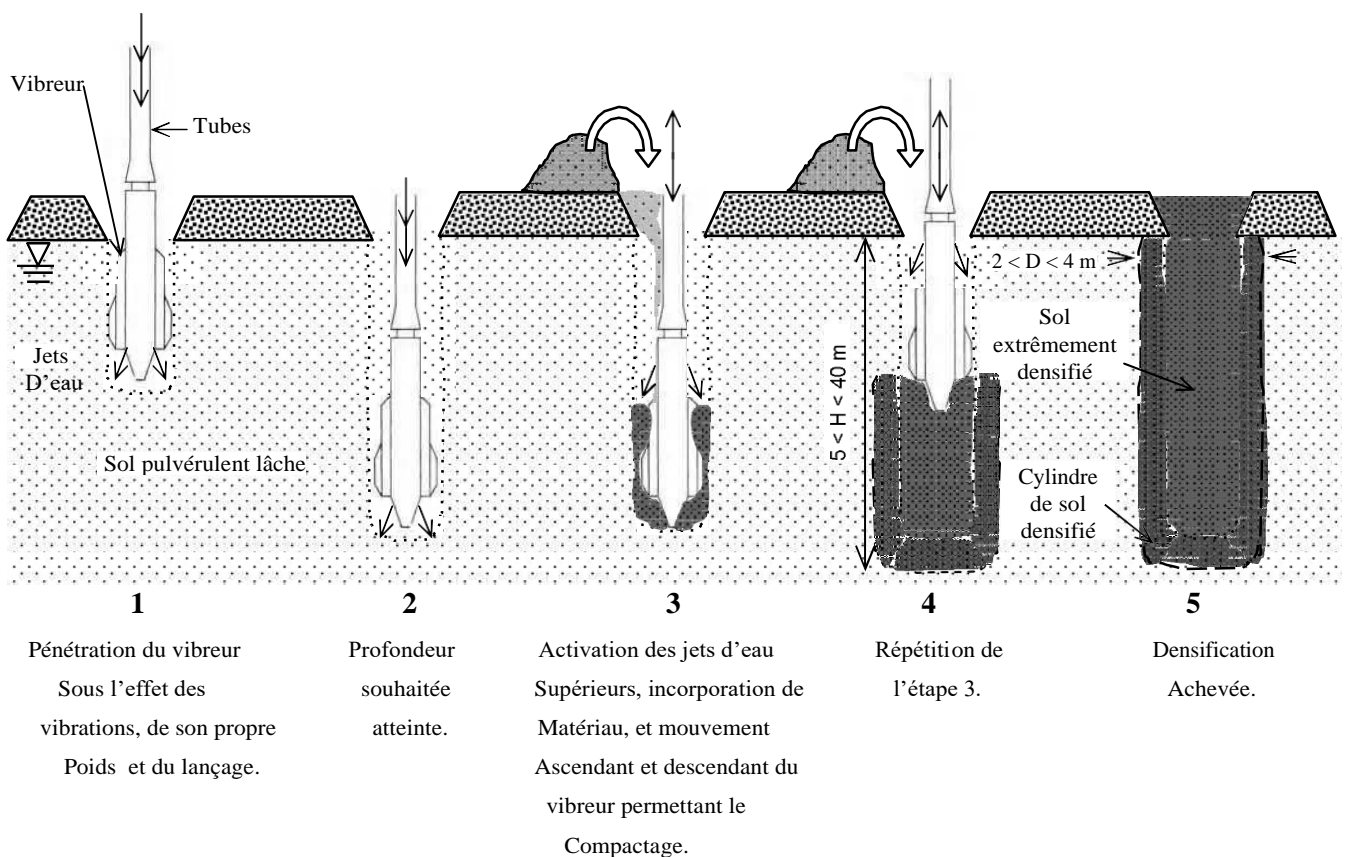
Cette technique est réservée aux sols pulvérulents ayant moins de 10 à 15% de fines car au-delà de ces pourcentages, les fines diminuent le phénomène de liquéfaction et donc de densification, on lui préfère alors la technique des colonnes ballastées vibrées.

La figure 2.19 présente le principe de réalisation de la vibroflottation, le vibreur est descendu jusqu'à la profondeur souhaitée sous l'action des vibrations, de son propre poids et de celui du train de tubes, ainsi que par l'utilisation d'un fluide de lançage (air ou eau) qui aide à la déstructuration du sol à l'aplomb du vibreur.

L'utilisation de l'eau à la place de l'air comme fluide de lançage, produit une désagrégation du sol au voisinage du vibreur plus importante.

Les vibrations engendrent une liquéfaction provisoire du sol et permettent aux particules de se réarranger en un état plus dense après dissipation de l'excès de pression interstitielle.

Un matériau pulvérulent sableux est généralement déversé du sommet de la plate forme de travail et incorporé au sol lors du processus afin de compenser la diminution de volume due à la densification du sol.



**Figure 2.19 : Schéma de principe de la vibroflottation .**

#### 2.10.1.2.4 Colonnes ballastées vibrées :

Le terme de colonne ballastée vibrée est à associer au terme anglais de vibrated stone column Ou vibro stone column.

Cette technique est employée afin d'introduire un matériau granulaire (ballast) dans des sols cohérents car le ballast a de meilleures caractéristiques mécaniques que le sol.

Par ailleurs, ce dernier ne peut pas être densifié sous la seule action de la vibration.

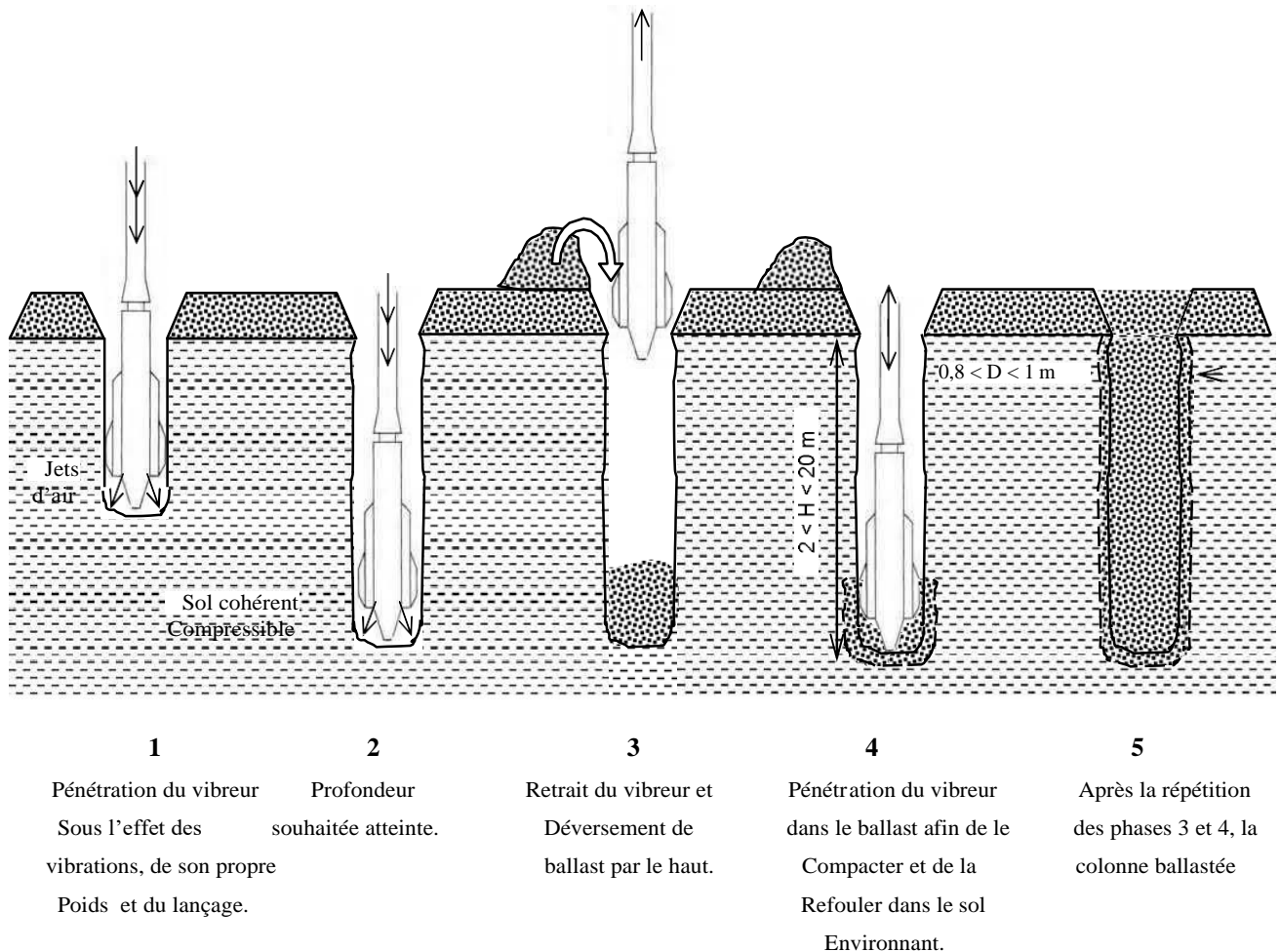
Les colonnes sont constituées de matériaux granulaires, non cohérents, mis en place par refoulement dans le sol et compactés par passes successives remontantes.

Il existe plusieurs modes de construction des colonnes ballastées vibrées en tenant compte du fluide de lançage, air ou eau, et du mode d'alimentation du ballast, soit par le haut, soit par la base du vibreur :

- Colonne ballastée par voie sèche et alimentation par le haut ;
- Colonne ballastée par voie humide et alimentation par le haut ;
- Colonne ballastée par vibreur à sas, voie sèche ou humide et alimentation par la base.

L'eau est utilisée comme fluide de lançage, lorsque le sol est pulvérulent et avec une nappe haute, ou si le sol est cohérent mais que l'auto-stabilité de la paroi de l'orifice n'est pas assurée.

L'air est utilisé dans les autres cas.



**Figure 2.20 : Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie sèche et Alimentation par le haut.**

### 2.11 Renforcement par géosynthétiques :

Le nom « géosynthétique » désigne les nappes synthétiques utilisées en contact avec le sol. Mis en application depuis une vingtaine d'années dans le domaine du génie civil, les géosynthétiques sont principalement utilisés sous la forme de nappes pour assurer aussi bien un rôle de drain, de filtre, de séparation ou de renforcement.

Ils permettent, lorsqu'ils sont incorporés dans la structure, de diminuer la quantité de matériaux utilisés, d'utiliser des matériaux de qualité limitée, d'empêcher l'interpénétration de deux couches, de renforcer en grande déformation un remblai sur sol mou.

#### **2.11.1 Les géotextiles :**

Sont des produits tissés, non tissés, ou tricotés, perméables, fabriqués à base de polymère et utilisés dans les domaines de la géotechnique et du génie civil.

La fonction du géotextile dans le sol peut être la séparation, la filtration, et aussi le renforcement.



**Figure 2.21 : Renforcement des sols par géotextiles.**

Les géosynthétiques sont constitués principalement de fibres synthétiques pour des raisons de coût et de résistance aux actions chimiques et biologique des sols.

Ces fibres sont obtenues par filage puis étirage de structures macromoléculaires appelées aussi polymères.

Les polymères les plus couramment rencontrés dans les nappes géosynthétiques sont les suivants :

- Les vinyliques, tels que le chlorure de polyvinyle (PVC), très résistants à l'eau et à l'attaque de nombreux produits chimiques ou micro-organismes, ils sont très utilisés comme drains ;
- Les acryliques sont utilisés dans les géosynthétiques sous forme de résine ou d'émulsion pour les consolider ;
- Les polyamides (PM ex : Nylon) sont très sensibles à l'eau et donc peu utilisés ;
- Les polyesters (PS) possèdent des propriétés mécaniques élevées et une inertie aux acides et aux micro-organismes qui les rendent très intéressants ;

Ils sont cependant attaqués en surface par les bases.

- Les polyoléfines telles que le polyéthylène (PE) ou le polypropylène (PP) sont également très utilisés du fait de leur forte insensibilité chimique et de leur bonne propriété mécanique et de leur faible coût.

### 2.11.2 Les géogrilles :

Sont des géosynthétiques dont la fonction est le renforcement des sols.

Une géogrille est une structure plane à base de polymère, constituée par un réseau ouvert et régulier d'éléments résistants à la traction et pouvant être assemblés par extrusion, par collage ou par entrelacement, dont les ouvertures ont des dimensions supérieures à celles des constituants et permettant le confinement du sol.

La grandeur des mailles doit être suffisante pour permettre la pénétration des gros éléments du sol, et la création d'un effet d'imbrication de ces constituants dans la géogrille.



**Figure 2.22 : Renforcement des sols par géogrilles.**

**Les géomembranes** sont des géosynthétiques de faible perméabilité, manufacturés sous la forme de feuilles, qui peuvent être synthétiques, bitumineuses ou composées de bentonite, utilisées en géotechnique ou dans des applications d'ingénierie de l'environnement, hydraulique ou du transport.

**Les géocomposites** résultant quand deux matériaux ou plus, sont combinés dans le processus de fabrication des géosynthétiques.

Ils peuvent être des composés des géotextiles-géonets, des géotextiles-géogrilles, des géotextiles-géomembranes, des géomembranes-géonets, des noyaux géotextiles-polymères, et des mêmes structures polymères à trois dimensions de cellules.

Il n'y a presque aucune limite à la variété de géocomposites qui sont possibles et utiles.

Ils peuvent être utilisés, soit en géotechnique (fonctions de séparation et renforcement), soit pour les couches de roulement (fonction de renforcement, particulièrement en réfection).

### **2.12 Technique de préchargement :**

Cette méthode est utilisée sur des terrains dont le tassement va se prolonger durant plusieurs Années.

On applique généralement ces méthodes sur des mauvais terrains de composition Principalement argileuse.



Le principe consiste à surcharger le terrain afin qu'il se tasse naturellement.

Le préchargement des sols s'opère selon les mêmes principes dans le cas des sols fins ou grenus.

Le mode de réalisation est le même, mais la perméabilité élevée des sols grenus permet d'obtenir l'amélioration souhaitée dans des délais beaucoup plus brefs que les sols fins et surtout argileux.

Préchargement en essayant d'obtenir par avance une partie au moins des déformations de fluage.

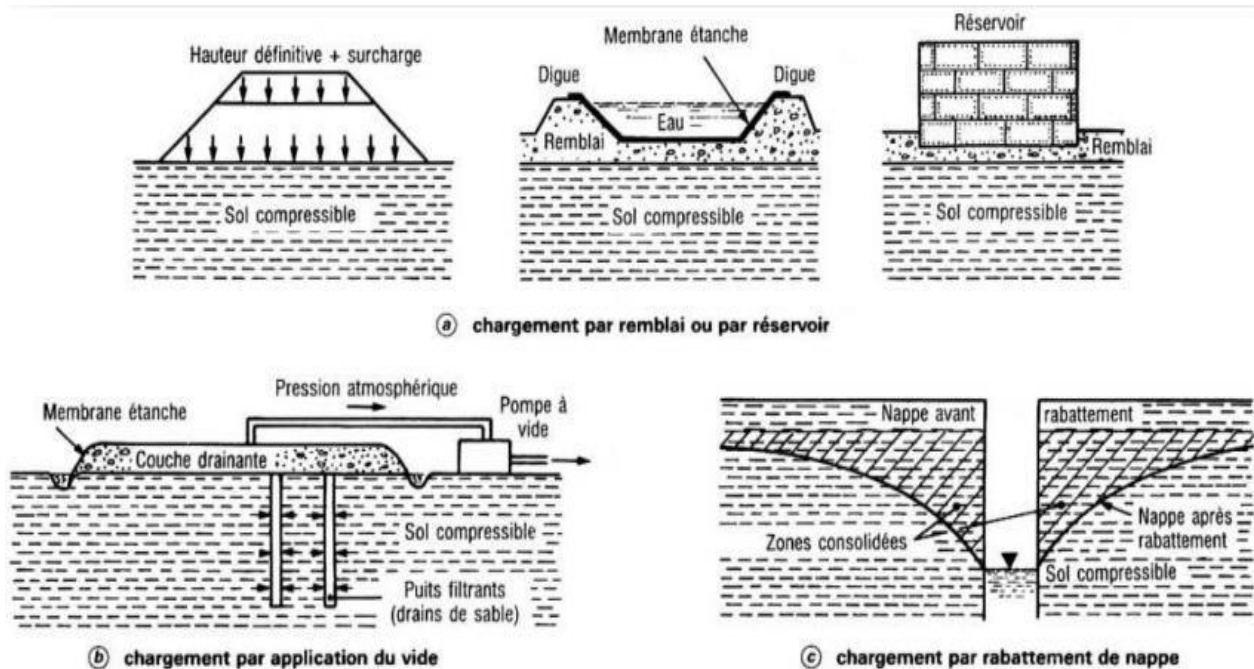
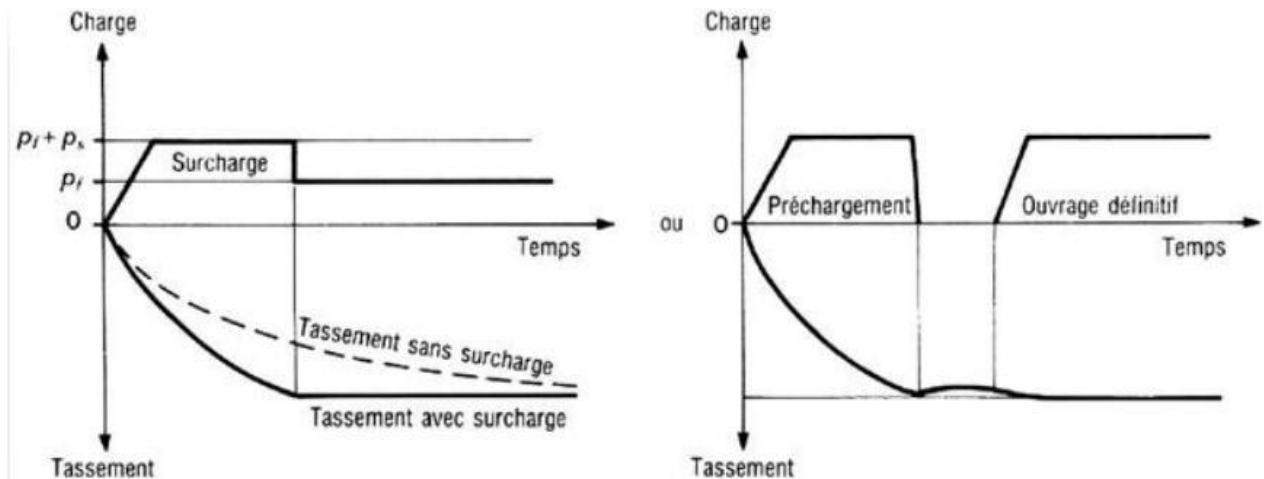


Figure 2.23 : Techniques de préchargement.

### 2.12.1 Principe:

Cette technique consiste à placer sur le terrain une charge égale à la charge définitive  $P_f$ , augmentée éventuellement d'une surcharge  $P_s$ , qui assure tout ou partie des effets suivants :

- Produire un développement rapide des tassements de consolidation primaire et accélérer l'apparition et le développement des tassements de consolidation secondaire, on peut rendre ainsi le sol traité plus rapidement constructible, sans redouter à moyen ou à long terme des tassements absolus ou différentiels importants ;
- Augmenter la résistance au cisaillement et la capacité portante du massif de sol.



**Figure 2.24: Principe de préchargement pour le contrôle des tassements.**

### 2.13 Renforcement par injection :

L'application des injections, il y a quelques années était limitée aux terrains très perméables (Graviers et sables) ou aux roches fracturées, pour :

- Améliorer les caractéristiques mécaniques des sols fins ou grenus ;
- Consolider ;
- L'étanchement des sols ;
- La réfection des ouvrages.

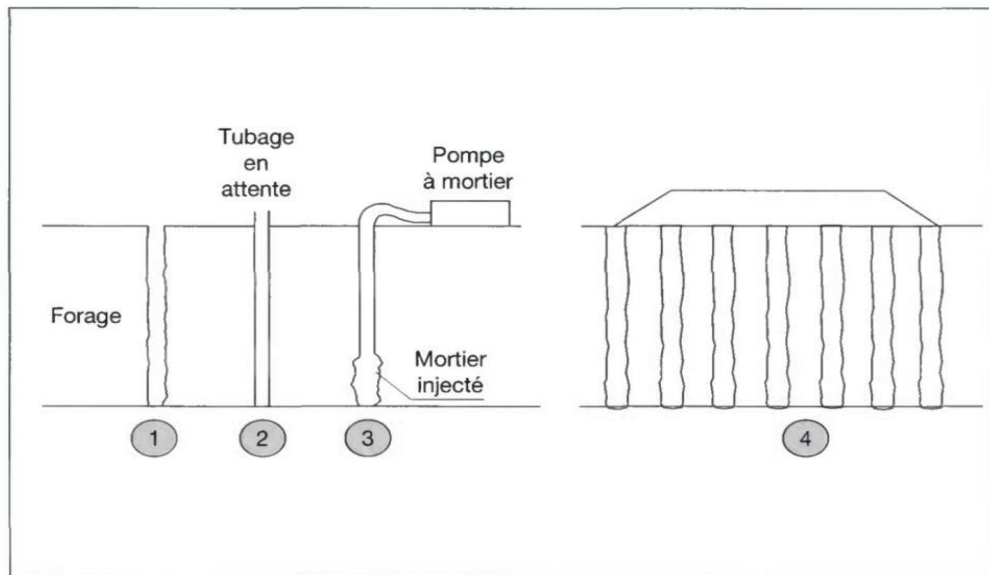
Le matériel d'injection normalement utilisé consistait en un mélange eau-ciment, éventuellement stabilisé avec de l'argile ou de la bentonite.

Aujourd'hui avec l'aide de nouvelles technologies d'injections sous pression et de nouveaux Mélanges, il est possible de traiter des terrains de perméabilité moyenne-basse (jusqu'aux Sables fins).

Ces évolutions récentes des techniques d'injection, l'utilisation de nouveaux coulis et la maîtrise du contrôle des travaux ouvrent de nouvelles possibilités aux concepteurs.

Quelques types d'injection appliquée, selon la classe du sol à traiter (sols fins ou grenus):

- Injection de consolidation ;
- Injection d'étanchéité ;
- Injection de bourrage et de collage ;
- Injection de comblement ;
- Injection solide.



**Figure 2.25 : Injection solide.**

### 2.14 La terre armée :

La terre armée est une grande innovation française qui est venue révolutionner la technique Des murs de soutènement dans les années 60.

Le procédé principal, la technologie de renforcement des sols ou Terre Armée, a été inventée par Henri Vidal en 1963.

Ensuite, la technologie a été développée mondialement par les sociétés de Terre Armée Internationales.

Le principe de ce système consiste à disposer des armatures métalliques à intervalles réguliers Dans le remblai.

C'est pourquoi les efforts de frottement qui se développent entre les armatures et le sol créent un lien permanent entre ces deux matériaux.

#### **2.14.1 Principe :**

La terre armée est une méthode de construction basée sur l'association d'un remblai compacté Et d'armatures (métalliques ou synthétiques) liées à un parement.

L'alternance de couches de remblai pulvérulent et de bandes d'armatures bien réparties horizontalement conduit au développement d'efforts d'interaction ,et donne naissance à un matériau composite à part entière apte à résister à son propre poids ,et aux actions qui lui sont appliquées au long de la durée de service de l'ouvrage.

Les applications les plus courantes sont les murs de soutènement, les rampes d'accès à ouvrage d'art et les culées de pont.

Chacun des éléments d'une structure en terre armée à une influence directe sur sa stabilité et

Ses performances.

### 2.14.2 Applications :

L'application de la terre armée dans :

- Routes et autoroutes ;
- Voies ferrées ;
- Ponts Ouvrages hydrauliques ;
- Exploitation minière ;
- Industrie et énergie.



**Figure 2.26 : Terre armée.**

### 2.15 Le clouage :

Le clouage des sols, c'est une technique de renforcement des sols in situ, en y installant dans le terrain à l'aide des inclusions (appelées aussi clous ou armatures), rigides et passives, Éléments linéaires travaillant à la traction et au cisaillement, qui ont pour effet de limiter les Déformations du sol, Ces éléments (barres, cornières, tubes, etc.) peuvent être soit mis en Place par fonçage ou battage, soit mis en place dans des forages et scellés par un coulis.



**Figure 2.27 : Le clouage.**

### 2.15.1 Les différentes phases de la fabrication :

La construction d'un mur en sol cloué appliquée au soutènement de fouille, est généralement Construits en plusieurs étapes se fait par phases successives de haut en bas et il implique les Étapes suivantes :

- a. Une excavation ;
- b. Mise en place des clous ;
- c. Enfin Une couche de béton.



**Figure 2.28 : mise en place d'un clou.**

**Conclusion :**

Les sols compressibles sont des sols qui tassent lorsqu'on les soumet à une charge, parmi les caractéristiques des sols compressibles on trouve une déformabilité élevée et une résistance limitée.

Il existe plusieurs problématiques des remblais sur sols compressibles mais des techniques sont utilisées, ces techniques ont pour objectif de palier à ce phénomène très préjudiciable pour les constructions.

Les techniques de renforcement de sols compressibles par le système d'inclusion rigides ou géogrilles sont très importantes, l'application d'une de ces méthodes nécessite une bonne connaissance du sol à traité (granulométrie, composition, teneur en eau...ext), pour résoudre les problèmes de stabilité des ouvrages sur sols compressibles.

Il existe un grand de procédés différents, le but est de trouver la solution la plus efficace et la plus économique.

Les traitements peuvent avoir un caractère définitif ou provisoire pendant la phase chantier. Ces techniques restent assez onéreuses car il faut des entreprises spécialisées.

# CHAPITRE 03

**Principe de fonctionnement des systèmes de  
Renforcement des sols compressibles par  
(Inclusions rigides, géogrilles)**

### 3.1 Introduction :

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

Magnan (1994) présente un bilan des méthodes permettant de réduire les tassements des remblais édifiés sur sols compressibles.

Les diverses méthodes ainsi que les principales conclusions sont reportées. Gue et Tan (2001) exposent les solutions géotechniques pour l'édification de remblais ferroviaires sur sols compressibles.

Elles consistent à modifier les caractéristiques d'un sol, parmi toutes ces méthodes, on observe depuis quelques années le développement du renforcement des sols par des inclusions rigides verticales, qui peut concerner des domaines d'application un peu différents des méthodes « Traditionnelles », les géogrilles aussi sont classées parmi les produits géosynthétiques.

Elles se présentent sous la forme de grilles monolithiques, tissées ou à fils soudés dont la maille peut avoir des formes diverses.

Les méthodes d'amélioration et renforcement des sols sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de stabilité ou de déformations.

Elles consistent à modifier les caractéristiques d'un sol, ces modifications n'étant pas continues sur l'ensemble du sol traité, elles ne seront considérées techniquement comme des techniques d'amélioration ou de stabilisation.

De nombreuses techniques ont été développées par les ingénieurs géotechniciens au cours du 20ème siècle.

### 3.2 Renforcement par inclusion rigides :

#### **3.2.1 Généralité :**

Le renforcement des sols compressibles par des inclusions rigides verticales constitue une solution intéressante sur le plan économique et technique.

Leur grand intérêt réside dans une réduction importante des tassements tout en conservant le sol compressible en place, ce qui constitue un avantage économique et environnemental non négligeable (Combarieu, 1988 ; Briançon et al, 2004 ; Jenck et al, 2005 ; Simon et Schlosser, 2006).



La technique de renforcement par inclusions rigides consiste à mettre en place un réseau d'inclusions à travers l'horizon compressible, afin de transférer les charges vers un horizon plus rigide.

L'utilisation des inclusions rigides en zones à risque sismique présente un concept intéressant. Vis-à-vis d'un chargement sismique, ce système de renforcement s'apparente à un système d'isolation à la base de l'ouvrage.

Le matelas de transfert de charge constitue une zone de dissipation d'énergie transmise entre la structure et les éléments rigides du renforcement et vis versa réduisant l'effet inertiel de la superstructure (Pecker et Garnier, 1999 ; Pecker et Salençon, 1999 ; Dorby et al, 2003).

Ce type de renforcement a été mis en œuvre pour le pont Rion-Antirion (Pecker et Teyssandier, 1998).

### 3.2.2 Types d'inclusions rigides :

De nombreux types d'inclusions rigides peuvent être envisagés suivant les propriétés mécaniques et la géométrie de la couche compressible.

Les inclusions peuvent être préfabriquées ou construites in situ, leur module de déformation varie entre 20 MPa (colonne de soil mixing) et 200 GPa (pieu métallique).

➤ Parmi les inclusions préfabriquées se retrouvent tous les types de pieux mis en place par Battage ou fonçage (pieux bois, pieux métalliques, pieux en béton armé ou précontraint).

L'avantage des pieux préfabriqués est qu'ils sont constitués d'un matériau manufacturé.

Par contre leur mise en place peut être source de nuisances sonores ou vibratoires et dans certains cas le refoulement latéral du sol peut affecter les structures voisines.

➤ Parmi les inclusions construites in situ on distingue essentiellement les pieux forés, les Pieux battus tubés (pieux en béton armé), les pieux de type « Vibro Concrete Column » (VCC), les colonnes à module contrôlé (CMC, Liausu et Pezot, 2001), les colonnes par Mélange d'un liant avec le sol (jet grouting, Lime Cement Columns, etc.).

Les techniques de réalisation de ces inclusions sont décrites par Briançon (2002) et Kempfert (2003).

La mise en œuvre des inclusions in situ est plus souple que les inclusions préfabriquées, avec peu de refoulement du sol adjacent et une longueur qui peut s'adapter aux horizons géologiques du site.

### 3.2.3 Approches de dimensionnement des inclusions :

➤ Les inclusions sont supposées reprendre la totalité des charges appliquées par le matelas, Le remblai et l'ouvrage en surface, plus particulièrement dans le cas de la mise en place

D'une nappe de renforcement géosynthétique en base du remblai qui transfère aux Inclusions toutes les charges qui n'ont pas été transférées par effet de voûte.

Dans ce cas la contribution du sol de fondation est négligée (Collin et al. 2005).

➤ Le système peut être optimisé en tenant compte du support partiel apporté par le sol de Fondation, même en présence d'un géosynthétique (Habib et al. 2002 ; Russel et Pierpoint, 1997 ; Rogbeck et al. 1998).

Cependant les tassements de consolidation du sol compressible doivent être pris en compte.

### 3.3 Principe et mode de fonctionnement :

Le principe du renforcement est illustré par la Figure 3.1, la charge appliquée en surface est transmise à un substratum rigide par l'intermédiaire de la combinaison d'un réseau d'inclusions rigides et d'un matelas de transfert de charge.

❖ Les inclusions rigides sont mises en place à travers l'horizon compressible et permettent de transférer les charges vers le substratum par le développement d'un effort de pointe et de frottements le long de l'inclusion. des dalles peuvent être mises en place au niveau des têtes d'inclusion afin d'augmenter la surface de reprise des charges.

❖ Le matelas de transfert de charge est disposé entre le sol compressible renforcé par les Inclusions et l'ouvrage en surface.

Sa fonction est de réduire et d'homogénéiser les tassements sous l'ouvrage en assurant le transfert des charges vers les têtes d'inclusion, le matelas de transfert de charge est constitué de sol granulaire.

Le tassement différentiel en base du matelas entre les inclusions rigides et le sol compressible induit du cisaillement dans le sol granulaire et donc la formation de voûtes qui assurent le transfert des charges vers les têtes d'inclusion, l'homogénéisation et la réduction des tassements en surface.

La présence de ce matelas différencie cette technique de celle des pieux, car les inclusions sont désolidarisées de l'ouvrage en surface.

❖ Afin d'augmenter le report des charges vers les inclusions, une nappe de renforcement Géosynthétique peut être disposée en base du matelas.

Le tassement différentiel entre les têtes d'inclusion et le sol compressible induit la mise en tension de la nappe qui contribue au report de charge par effet membrane.

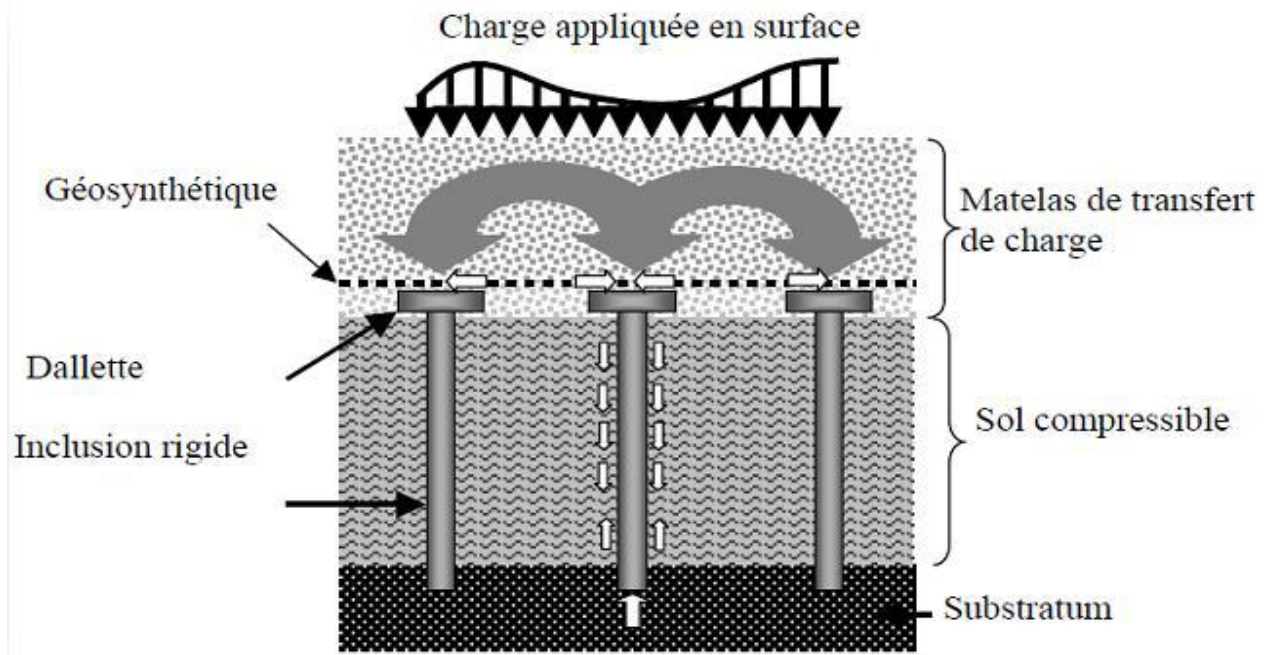


Figure 3.1 : Principe de la méthode d'inclusions rigides.

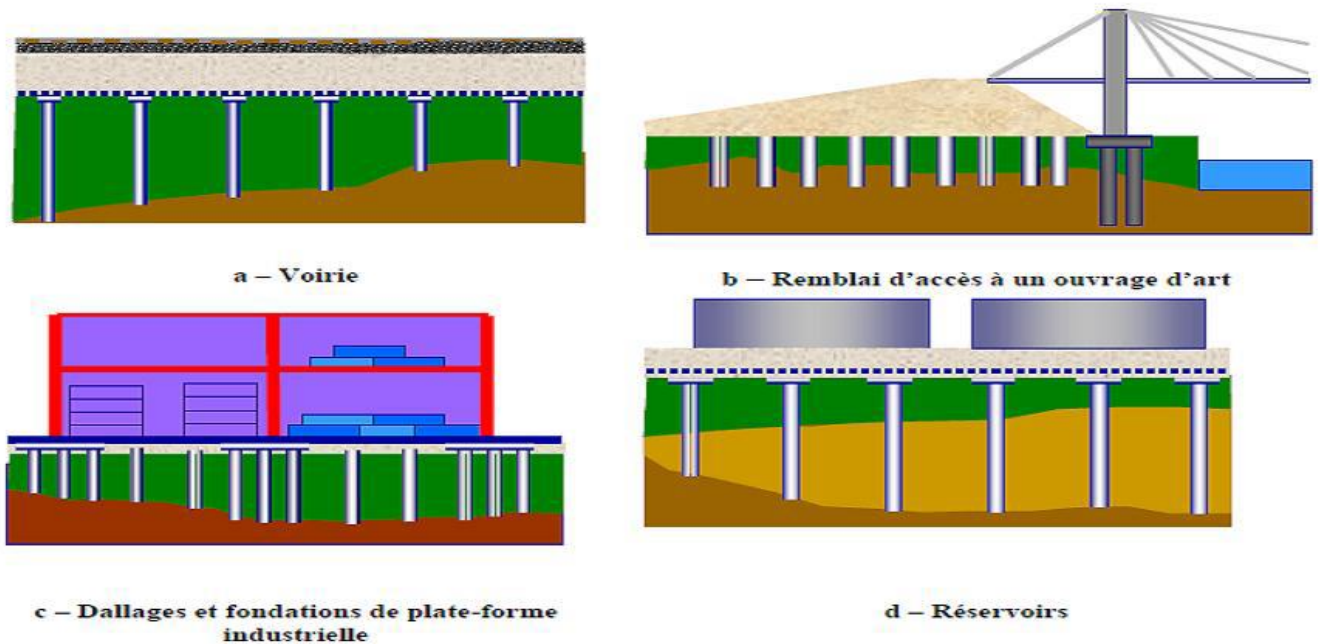
### 3.4 Domaine d'application :

La technique du renforcement des sols compressibles par des inclusions rigides verticales a connu un grand essor depuis les années 70 mais son utilisation en France n'est courante que depuis une dizaine d'années.

En augmentant la capacité portante du sol et en réduisant sa compressibilité, l'inclusion rigide peut permettre l'économie de pieux et d'un plancher porté, la Figure 3.2 présente différents domaines d'application.

Ce renforcement de sol trouve une application dans tous les domaines de la construction (Bâtiments de logements, industriels et commerciaux, ouvrages génie civil, éoliennes, Remblais routiers et ferroviaires, plateformes portuaires).

Le domaine d'application s'étend à l'ensemble des sols compressibles, à partir de la compressibilité initiale du sol, la densité du renforcement est adaptée en fonction des déformations admissibles pour l'ouvrage à construire.



**Figure 3.2 : Domaines d'application.**

### 3.5 But d'utilisation :

- Homogénéiser les sols pour réduire le risque de tassement différentiel ;
- Diminuer le potentiel de déformation volumique des sols ;
- Stabiliser le remblai ;
- Améliorer la stabilité d'un talus existant ;
- Réduire la gélivité ;
- Augmenter sa résistance en place, pour augmenter sa capacité portante ;
- Diminuer la compressibilité des sols en place ;
- Arrêter le mouvement d'une pente instable pour permettre des travaux de confortement permanent ;
- Accélérer la consolidation d'un dépôt d'argile.

### 3.6 Dimensionnement des inclusions rigides :

Des méthodes analytiques ont été développées afin de déterminer le transfert de charge dans le matelas granulaire en cas d'une force statique verticale.

Certaines de ces méthodes prennent en considération un renforcement par géosynthétique du matelas.

Des nombreux travaux ont été consacrés à comprendre les mécanismes régissant le transfert de charge au sein du matelas de transfert de charge afin de déterminer la répartition des charges entre ce qui est transmise directement à la couche compressible et ce qui transite par

les inclusions.

Des méthodes analytiques ont été proposées pour le mécanisme de transfert de charge ; elles sont basées sur les concepts suivants :

- Le concept de Marston et Anderson (1913) ;
- La théorie de Terzaghi (1943) ;
- Les modèles analytiques de voûte ;
- Le frottement négatif.

L'annexe (A) donne une synthèse des méthodes analytiques proposées pour le dimensionnement Des inclusions rigides.

On décrit ci-dessous le principe de la méthode proposée par Combarieu (1974, 1988).

Combarieu (1988) considère des éléments fictifs surmontant les têtes des inclusions, ayant la même section et traversant le remblai.

Ces éléments sont chargés par un frottement négatif mobilisé par le fait que le sol compressible tasse moins que les inclusions.

La charge totale en tête d'une inclusion est la somme du poids de l'élément fictif et du frottement négatif mobilisé.

La charge est répartie comme suit :

$$Q = \pi.R^2.\gamma_r.h_r+F_{nr} \dots\dots\dots(Eq 1.1)$$

Avec R : rayon de l'inclinaison.

$\gamma_r$  ;  $h_r$  : Poids volumique ; hauteur du remblai.

$F_{nr}$  : Frottement négatif développé sur le fût de rayon (R) et sur une hauteur ( $h_r$ )

La fraction des contraintes appliquées par le poids du matelas sur la couche compressible est estimée en tenant compte de l'effet d'accrochage :

$$q'_o = \frac{\gamma_r}{m_r} * (1 - e^{-m_r * h_r}) \dots\dots\dots(Eq 1.2)$$

$m_r$  : Fonction du maillage et relié au coefficient numérique  $\mu_r$  par la formule :

$$\mu_r = m_r * \frac{R}{k * \text{tang } \emptyset_r} \dots\dots\dots(Eq 1.3)$$

Ou : K : coefficient de poussée de terre actives.

Le coefficient  $\mu_r$  est déterminé à l'aide d'un abaque développé pour les pieux.

Ce coefficient est relié à la valeur  $\lambda_r$  du coefficient d'accrochage  $\lambda$  correspondant aux caractéristiques du remblai.

Il est déterminé également à l'aide du rapport  $b/R$  définissant le maillage du réseau d'inclusions ( $b$  étant le rayon efficace d'une inclusion).

La charge transmise en tête des inclusions est égale à la différence entre la charge totale induite par le poids du matelas et celle appliquée à la surface de la couche compressible :

$$Q = \pi \cdot b^2 \cdot \gamma_r \cdot h_r - \pi (b^2 - R^2) q'_0 \dots \dots \dots \text{(Eq 1.4)}$$

Combarieu (1988) définit un critère de tassement admissible dans la couche compressible, ce critère peut être respecté en se fixant une valeur limite du paramètre  $\alpha$ :

$$\alpha = \frac{q'_0}{\gamma_r * h_r} \dots \dots \dots \text{(Eq 1.5)}$$

Pour une faible valeur de ( $\alpha$ ), et pour un remblai caractérisé par sa hauteur ( $h_r$ ) et par le terme ( $K \tan \phi_r$ ), le maillage peut être déterminé avec l'abaque de la figure 31.

Afin de calculer les tassements des sols compressibles par la méthode des tranches, il faut déterminer la contrainte moyenne  $q_{moy}$  à chaque profondeur ( $z$ ).

Cette contrainte est donnée par :

$$q_{moy}(z) = q'_0 + \gamma' * z - \left( q'_0 + \gamma' * z - q(z, R) \right) * \frac{m_0}{m_\lambda} \dots \dots \dots \text{(Eq 1.6)}$$

Où :

$\gamma'$  : Poids volumique déjaugé de la couche compressible.

$q(z, R)$  : Contrainte verticale le long du fût de l'inclusion.

Elle est donnée par :

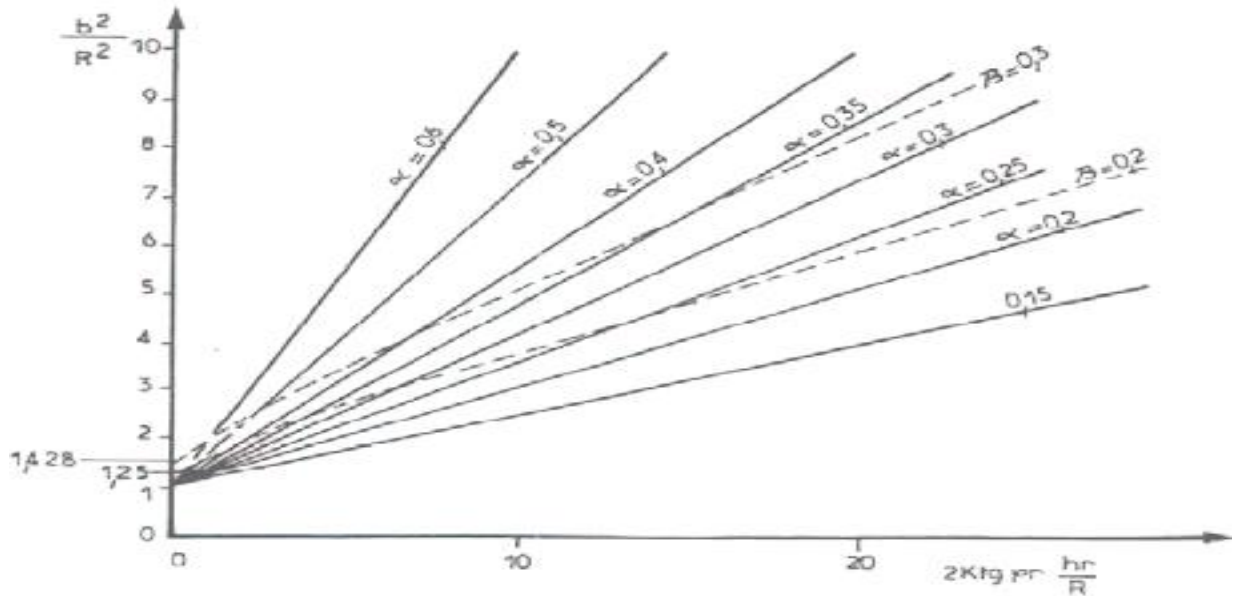
$$q(z, R) = \frac{\gamma'}{m_\lambda} + \left( q'_0 - \frac{\gamma'}{m_\lambda} \right) e^{-m_\lambda * z} \dots \dots \dots \text{(Eq 1.7)}$$

$m_0$  : valeur de coefficient ( $m$ ) pour ( $\lambda=0$ ) et pour le maillage  $b/R$ .

$m_\lambda$  : valeur du coefficient ( $m$ ) pour la valeur de ( $\lambda$ ) dans la couche compressible et toujours pour le maillage  $b/R$ .

Les valeurs des coefficients ( $m_0, m_\lambda$ ) sont déterminées à partir de l'abaque qui fournit le coefficient ( $\mu$ ). La relation entre ( $m$  et  $\mu$ ) est donnée par:

$$\mu = m * \frac{R}{k * \text{tang } \delta} \dots\dots\dots (\text{Eq 1.8})$$

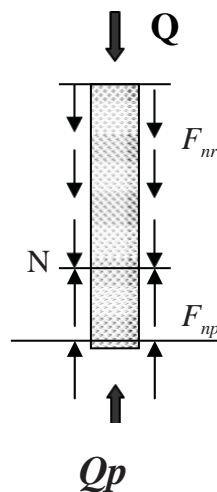


**Figure 3.3 : Détermination de maillage d'inclusions.**

Chaque inclusion est soumise en tête à la force  $F = F_{nr} + \pi.R^2.\gamma_r.h_r$ . Sur le fût, l'inclusion est chargée par un frottement négatif dû aux tassements de la couche compressible jusqu'au point neutre, les deux derniers efforts sont appelés efforts moteurs.

Des efforts résistants sont également développés, ces efforts résultent du frottement positif en dessous du point neutre, et de résistance de pointe à la base de l'inclusion.

Les différents efforts sont illustrés sur La figure 3.4.



**Figure 3.4 : Principe du fonctionnement d'une inclusion isolée.**

Si la position du point neutre et les efforts  $Q$ ,  $F_{nr}$  sont connus, il convient de vérifier l'équilibre des efforts moteurs et des efforts résistants.

L'inclusion est généralement dimensionnée de sorte que sa résistance de pointe soit légèrement inférieure à sa charge de fluage ( $Q_c$ ).

Il faut vérifier également la résistance intrinsèque des inclusions sous les différentes actions.

Dans la pratique, on trouve que des plaques horizontales de rayon  $R_1 > R$ . Elles fournissent une amélioration de l'effet de pointe à la base du matelas et une réduction du coût d'inclusions dont le diamètre courant est surabondante.

Le terme  $Q$  est alors calculé à partir de  $R_1$  ; le terme  $F_{ns}$  est réduit par la présence de cette plaque. Il est calculé en considérant le rapport  $b/R$  est une contrainte moyenne en tête  $q_0''$  :

$$q_0'' = q_0' \frac{b^2 - R_1^2}{b^2 - R^2} \dots\dots\dots (Eq 1.9)$$

Pour les groupes d'inclusions (dallage ou radier souple), on utilise la méthode exposée ci-dessus avec une adaptation (figure 3.5) pour les cas suivants :

(i) Matelas de répartition d'appauvrie de cohésion.

$$q_0' = p \cdot e^{-mr \cdot hr} + \frac{\gamma_r}{m_r} (1 - e^{-mr \cdot hr}) \dots\dots\dots (Eq 1.10)$$

(ii) Matelas de répartition avec une forte cohésion (matériau traité aux liants hydrauliques ou en incorporant des géosynthétiques).

$$q_0' = p \cdot e^{-mr \cdot hr} + \left( \frac{\gamma_r}{m_r} - \frac{C_r}{k \cdot \tan \phi_r} \right) \cdot (1 - e^{-mr \cdot hr}) \dots\dots\dots (Eq 1.11)$$

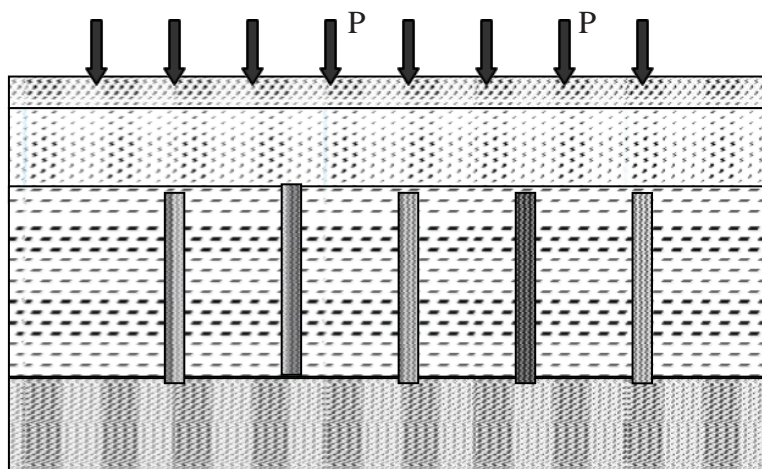


Figure 3.5 : Groupe d'inclusions (cas d'un dallage ou radier souple).



### 3.7 Comportement sismique :

L'étude du comportement des inclusions rigides sous chargement sismique nécessite la résolution d'un problème d'interaction sol-structure prenant en compte les différents éléments du système de renforcement par inclusions rigides, à savoir le sol, les inclusions, le matelas de répartition et la structure.

#### **3.7.1 Action sismique :**

Deux approches sont utilisées pour la modélisation de l'action sismique :

- Une approche temporelle qui donne la variation temporelle des sollicitations à partir des enregistrements réels ou de la modélisation ;
- Une approche par spectres, qui donne les caractéristiques spectrales des mouvements sismiques.

### 3.8 Renforcement par géogrilles :

#### **3.8.1 Généralité :**

Le géosynthétique agit comme élément de renforcement au sein d'une masse de sol ou en combinaison avec le sol pour produire un composite ayant des propriétés en déformation et résistance améliorées par rapport à un sol non renforcé.

Par exemple, des géotextiles et géogrilles sont utilisés pour augmenter la résistance à la traction d'une masse de sol afin de créer des pentes verticales ou subi verticales (murs en sol renforcé).

Le renforcement permet la construction de remblais sur sols de fondation très mous ,et la réalisation de pentes de talus de remblais plus raides qu'avec des sols non renforcés.

Des géosynthétiques (habituellement des géogrilles), sont également utilisés pour le franchissement de cavités qui peuvent se développer sous des couches support en matériau granulaire (routes et voies ferrées), ou sous les systèmes de couverture dans les installations de stockage de déchets.



**Figure 3.6 : Renforcement par géogrilles.**

### 3.8.2 Définition des géogrilles :

Les géogrilles sont classées parmi les produits géosynthétiques, elles se présentent sous la forme de grilles monolithiques, tissées ou à fils soudés dont la maille peut avoir des formes diverses.

En particulier, on peut distinguer les géogrilles uni-axiales ayant une résistance à la traction plus élevée dans une direction que dans la direction perpendiculaire et dont la maille est allongée, et les géogrilles bi-axiales ayant la même résistance dans les deux directions du maillage qui dans ce cas est carré.

D'autre part, le mode d'action des géogrilles n'est pas le même que pour les géotextiles classiques.

En effet, les éléments du sol s'introduisent dans la structure ouverte des géogrilles ce qui permet d'obtenir une transmission de contraintes non seulement par frottement sol-géogrille mais aussi par auto blocage entre la grille et le remblai comme le montre.

### 3.8.3 Types des géogrilles :

Il existe deux types de géogrilles :

#### 3.8.3.1 Géogrille uni- axiale :

La résistance à la traction est plus importante dans un sens (longitudinal ou transversal) que dans l'autre.



**Figure 3.7 : Géogrilles uni-axiale.**

### **3.8.3.2 Géogrille bi- axiale :**

La résistance à la traction est sensiblement équivalente dans le sens Longitudinal et transversal.



**Figure 3.8 : Géogrilles bi-axiale.**

Il est important de noter qu'une grille à mailles souples et déformables favorise l'imbrication des grains (interlocking) dans le maillage et donc augmente sensiblement la capacité d'ancrage du produit (dans certaines conditions de granulométrie difficile à déterminer précisément).

Le comportement mécanique dépend surtout du matériau constitutif de la géogrille.

D'une manière générale, peu d'essais et de préconisations correspondent au contexte des sols à forte granulométrie.

### **3.9 Propriétés des géogrilles utilisées en renforcement :**

- Les géogrilles ont des taux de travail très élevés, car les matières premières à haut module

Ont un faible fluage.

- Les géogrilles sont disponibles avec différentes résistances à la traction (entre 20 kN/m et 1000 kN/m) et différentes ouvertures de mailles.

- Pour des utilisations spéciales, nous pouvons réaliser des résistances à la traction de plus de 1000kN/m.

- Les caractéristiques de traction et d'allongement des géogrilles ne varient que faiblement sous des variations importantes de température et sous des contraintes permanentes.

- Les géogrilles sont conditionnées de manière standard, ceci afin de réduire au mieux les Recouvrements.

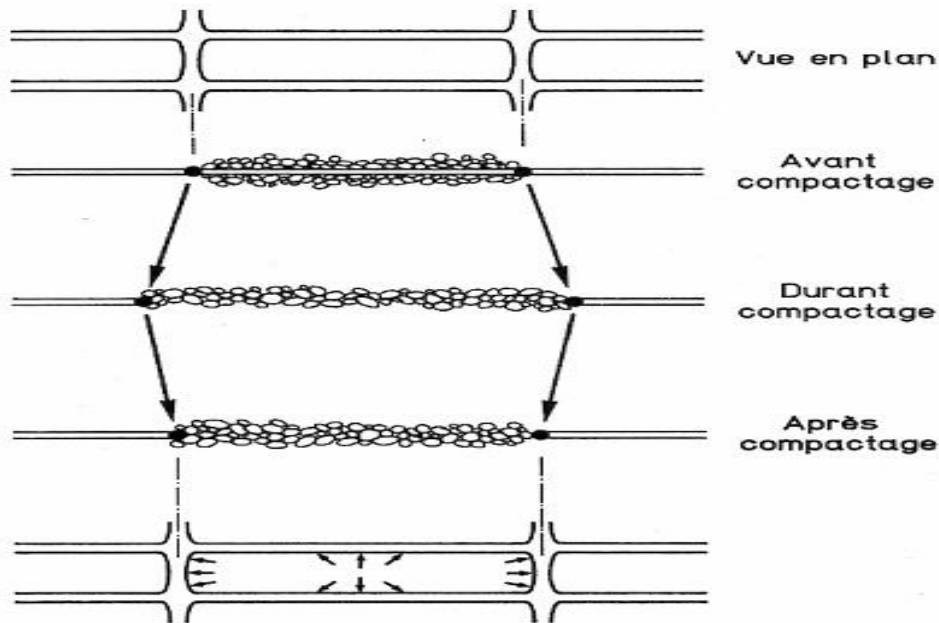
- Les géogrilles sont faciles à manier et à mettre en œuvre, car elles peuvent être déroulées et pliées.

- Elles peuvent être facilement découpées aux dimensions voulues et n'ont pas de bord coupant pouvant entraîner des blessures.

### **3.10 Principe de fonctionnement de géogrilles :**

Les (nappes de géotextiles, grilles, etc.) ne possèdent pas en général de rigidité à la flexion. Dans le cas des géogrilles, qui sont classées comme produits apparentés aux géotextiles, l'interaction entre le sol et le renforcement est de deux types frottement latéral le long des éléments longitudinaux, c'est à-dire des éléments orientés dans le sens de la traction, et résistance en butée le long des éléments transversaux.

Il est à noter que, la mise en place dans un remblai s'accompagne d'une mise en traction partielle sous l'effet du compactage, dont il faut tenir compte dans le dimensionnement, ce mécanisme est bien défini dans la figure 3.9.



**Figure 3.9 : Mécanisme de mise en tension des treillis et géogrilles durant le compactage.**

### 3.11 Frottement latéral et résistance en butée :

Pour les géogrilles et les treillis, les mécanismes de frottement latéral et de résistance en butée sont intimement mêlés.

Pour le dimensionnement aux états limites ultimes, ils sont le plus souvent regroupés dans le terme de frottement latéral unitaire Dont :

$$Q_s = \sigma_v \cdot u$$

$Q_s$  : Le frottement latéral unitaire ;

$u$  : Coefficient de frottement réel ;

$\sigma_v$  : Contrainte verticale due au poids des terres.

La valeur de la résistance en butée dépend de nombreux facteurs, notamment Géométriques, avec une influence importante de la dimension de la maille et de l'épaisseur des éléments transversaux par rapport à la taille des grains du sol.

Par contre, aux états de service, le déplacement relatif du sol avec l'inclusion, nécessaire pour mobiliser le frottement latéral maximal le long des éléments longitudinaux, est de l'ordre de quelques millimètres.

Il est très inférieur à celui nécessaire pour mobiliser la résistance en butée le long des éléments transversaux, qui peut être de plusieurs centimètres.

Dans le cas des nappes en géotextile et produits apparentés (géogrilles), qui sont relativement extensibles, l'angle de frottement est le plus souvent déterminé en laboratoire dans un essai à la boîte de cisaillement, car les essais d'arrachement en place sont difficiles à réaliser et à interpréter pour de tels matériaux.

Pour les treillis métalliques, par contre, on réalise de préférence des essais d'arrachement en place.

### 3.12 Avantages de l'utilisation de géogrille pour le renforcement :

- Amélioration des caractéristiques mécaniques des sols;
- Réduction de l'interpénétration des matériaux d'apport avec les sols en place et Diminution des mouvements de terre ;
- Réduction du mélange indésirable de terres et diminution des exigences de transfert de matériau ;
- Modification des structures routières et ferroviaires pour augmenter les capacités ;
- Création de merlons antibruit d'aspect naturel ;
- Augmentation de la sécurité et de la stabilité des remblais ;
- Bonne résistance à l'endommagement.

### 3.13 Inconvénients de l'utilisation de géogrille pour le renforcement :

- Peu de souplesse en flexion ;
- Recouvrement important conseillé (Tensar préconise 1,5 m) .

### 3.14 Caractéristique des géosynthétiques :

Les géosynthétiques sont définis par des caractéristiques physiques, mécaniques et hydrauliques selon des essais normalisés, identifiés pour l'essentiel par des normes internationales de type ISO ou européennes de type EN.

Le tableau suivant présente quelques caractéristiques de trois types de géosynthétiques :

Caractéristiques	Unité	Géomembrane		Géotextile		Géogrille	
		min	max	min	max	min	max
Epaisseur	mm	1,5	1,59	0,7	1,6	0,6	0,9
Masse surfacique	g/m <sup>2</sup>	1380	1463	150	380	125	380
Masse volumique	g/m <sup>3</sup>	0,939	0,953	-	-	-	-
Taux de noire de carbone	%	2	3	-	>2	2	4
Résistance à la traction	kN/m	-	-	8,1	30,1	12	19
Déformation à l'effort parallèle	%	16,7	18,5	50	55	24	28
Résistance au seuil d'écoulement	kN/m	13	15	0,67	1,5	-	-
Déformation au seuil d'écoulement	kN/m	10	11,8	0,4	1,4	-	-
Perméabilité normal au plan	mm/s	imperméable		-	80	105	250
Ouverture de filtration	µm	-	-	70	90	400	540

**Tableau 3.1 : Caractéristiques de quelques géosynthétiques.**

**Conclusion :**

Le principe de fonctionnement du système de renforcement des sols compressibles par inclusion rigides et géogrilles sont très importantes et plus efficaces, l'application d'une de ces méthodes nécessite une bonne connaissance du caractéristique mécaniques du sol.

L'utilisation des géogrilles est aujourd'hui très répandue dans le domaine du génie civil surtout en géotechnique.

Les géogrilles sont mis en application depuis plus d'une trentaine d'années dans des domaines d'emploi variés : drainage, filtrage, séparation, renforcement des talus et de chaussées, protection contre l'érosion,...etc.

Aussi le développement du renforcement des sols par des inclusions rigides verticales, qui peut concerner des domaines d'application un peu différents des méthodes « traditionnelles ».

Le principal avantage de cette méthode est sa mise en place rapide, en plus d'une importante réduction des tassements.

Cette technique permet de conserver le sol compressible en place, ce qui constitue un avantage économique et environnemental non négligeable.



# CHAPITRE 04

**Modélisation des remblais sur sols compressibles**

## Modélisation en géotechniques :

### 4.1 Introduction :

La modélisation géotechnique ici se limite à la modélisation numérique, et parmi les méthodes existantes actuellement, on peut citer la méthode des éléments finies, celle des différences finies et celle des éléments distincts. Pour chacune d'entre elles, nous n'évoquerons que les caractéristiques principales car il existe de nombreux ouvrages spécialisés qui en détaillant les principes et les algorithmes, dans un premier temps, nous tenterons donc de définir succinctement ces méthodes, leurs spécificités et leurs domaines d'application habituels.

### 4.2 Généralités :

La modélisation numérique en géotechnique a pour but de décrire, d'expliquer ou prédire le comportement d'une structure naturelle sur la base des lois physiques qui relient les variations des contraintes aux déformations et aux déplacements.

D'une façon plus précise, ce type de modélisation d'inspiration rhéologique peut prétendre expliquer :

Les directions, les amplitudes et les évolutions des déplacements constatés.

✓ Le changement intervenu dans les propriétés des roches, des sols ou des matériaux susceptibles de modifier les conditions d'équilibre ou du moins le comportement global de la structure étudiée.

✓ L'influence des facteurs naturels (propriétés initiales des matériaux, discontinuités, hétérogénéités, présence d'eau, séismes,) et des particularités géométriques.

La forme mathématique que prennent les liaisons entre les grandeurs mécaniques (contraintes ou forces) dépend de leur domaine de variation.

L'élasticité linéaire par exemple permet de rendre compte des petites déformations (d'un ordre de grandeur inférieure à  $10^{-2}$ ) dans de nombreux matériaux comme l'acier, le béton ou les roches intactes, tandis que les déformations plus importantes (d'un ordre de grandeur inférieure à  $10^{-1}$ ) qui concernent généralement les sols, les roches molles, les roches fissurées, les failles, les joints ou les fissures elles-mêmes peuvent généralement être représentés par l'une des variantes du comportement plastique.

Les modèles proprement dits, que l'on réalise dans le domaine de la géotechnique, se distinguent donc fondamentalement par :

✓ Le choix des lois rhéologiques attribuées aux matériaux ;

✓ Le choix des critères de passage d'une phase de comportement à une autre ;

✓ Le traitement réservé aux discontinuités, lorsqu'elles sont prises en compte dans le modèle. Les différents outils de calcul qui existent actuellement, et qui permettent de réaliser ces modèles présentent d'autre part, des degrés de sophistication différentes qui pèsent évidemment sur la performance des modèles réalisés.

### 4.3 Méthodes de modélisation en géotechnique:

#### 4.3.1 La Méthode des Éléments Finis :

La méthode des éléments finis est la seule permettant l'estimation a priori de ces déformations.

Il est néanmoins nécessaire d'avoir recours à des modèles constitutifs adaptés afin de les évaluer de manière correcte.

Au début des années 1980, la rencontre de la méthode des éléments finis (qui arrive à Maturité), des Théories plastiques appliquées aux sols avec plusieurs ouvrages de W.F.Chen, de techniques Algorithmiques appropriées (Simo & Hughes) et l'apparition des ordinateurs personnels vont provoquer la migration vers des logiciels jusqu'alors confinés aux "mainframes" (superordinateurs), et l'apparition de logiciels-métiers dédiés à la géomécanique. En font partie: FLAC (P. Cundall, en différences finies), ZSOIL (Th.Zimmermann), ELFEN (Swansea), PLAXIS (P.Vermeer), DIANA (R. de Borst), tous encore largement utilisés aujourd'hui.

Dans cette méthode, il est nécessaire à un moment donné de résoudre d'importants systèmes linéaires dont la forme matricielle s'écrit :  $[U]=[K]^{-1}[F]$  ; [U] : la matrice globale des déplacements aux nœuds.

[F] : La matrice globale des forces nodales ;

[K] : La matrice globale du système dit de (raideur).

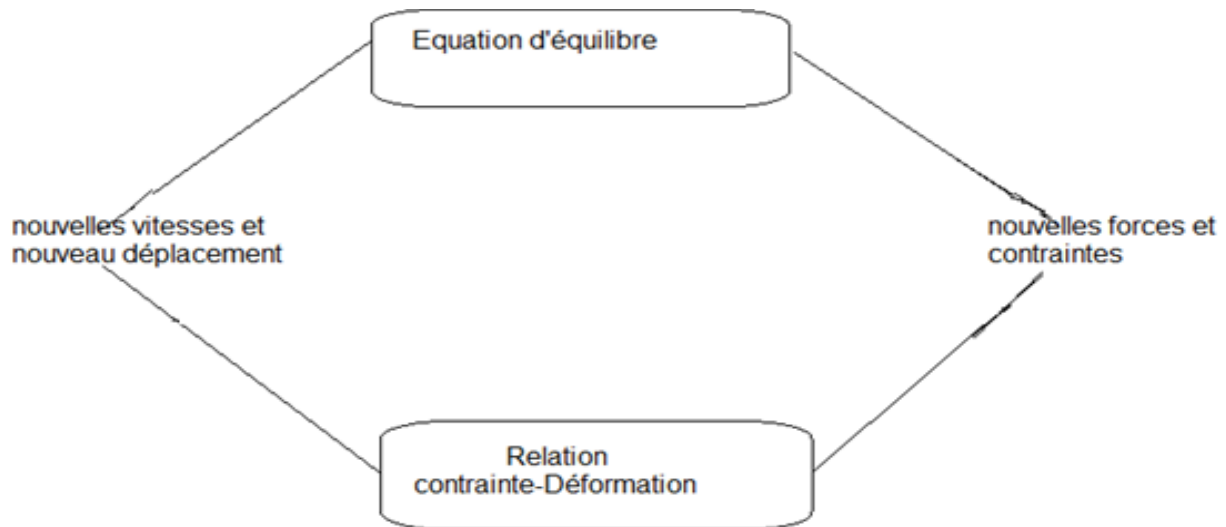
A la base de la méthode des éléments finis on trouve donc des calculs d'inversion de matrices et de produit matricielles, dont les résultats changent dès lors qu'un seul coefficient est modifié ; PLAXIS que nous avons utilisé est un code de calcul basé sur la méthode des éléments finis.

#### 4.3.2 La méthode des différences finies :

La méthode des différences finies est peut-être la plus ancienne de techniques numériques utilisées pour résoudre des équations différentielles.

comme la méthode des éléments finis , elle passe par la discrétisation du domaine modélisé en éléments dont les sommets constituent les nœuds du maillage mais à la différence de la méthode des éléments finis pour laquelle les variables d'espace (contraintes et déplacement ) varient à travers chaque élément au moyen d'une fonction d'interpolation , dans la méthode

des différences finies , ces variables ne sont définies qu'aux nœuds du maillage (Itasca, 1991), quant à la technique de résolution utilisée pour résoudre l'ensemble des équations algébriques la méthode de différences finies procède à une résolution locale pas à pas , concernant un élément et ses proches voisins , d'équations jugées indépendantes dans la mesure où le pas de calcul (pas de temps) est suffisamment petit pour que la conséquence d'un résultat ne puisse physiquement pas se propager d'un élément à un autre , durant ce pas de calcul, et ce procédé porte le nom de résolution explicite .



**Figure 4.1 : Schéma de principe de la méthode de différences finies ( Itasca ,1991).**

#### **4.4 Présentation du logiciel PLAXIS :**

Le logiciel PLAXIS ,est un programme d'éléments finis conçu au départ pour les problèmes en deux dimensions (2D) , puis étendu à ceux de trois dimensions (3D) spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour plusieurs modes d'applications géotechniques.

Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique.

Le modèle utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique, et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows.

Pour se familiariser rapidement avec l'utilisation de cette interface et avec les caractéristiques principales du logiciel, l'utilisateur est invité à s'exercer grâce aux exemples de calculs décrits dans le Tutorial Manuel.

## 4.5 Modélisation du comportement d'un sol en PLAXIS :

### 4.5.1. Modèle élastique linéaire parfaitement plastique Mohr Coulomb :

C'est le modèle utilisé pour modéliser le comportement du remblai qui constitué d'un matériau granulaire frottant.

Cette loi de comportement se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke ( $\mathbf{E}$ ,  $\mathbf{v}$ ), une surface de charge  $F$  ( $\sigma_{ij}$ ) et un potentiel plastique  $G$  ( $\sigma_{ij}$ ).

C'est un modèle à 5 paramètres dont 2 paramètres élastiques :  $\mathbf{E}$  et  $\mathbf{v}$  et 3 paramètres de rupture ( $\mathbf{C}$ ,  $\Phi$  et  $\Psi$ ) tels que :

- ✓ Le module d'élasticité :  $\mathbf{E}$  ;
- ✓ Le coefficient de Poisson :  $\mathbf{v}$  ;
- ✓ La cohésion :  $\mathbf{C}$  ;
- ✓ L'angle de frottement :  $\Phi$  ;
- ✓ L'angle de dilatation :  $\Psi$ .

Dans le plan de Mohr, la forme de la courbe enveloppe de ce critère est une droite appelée droite de coulomb d'équation :  $\tau = c + \sigma_n \operatorname{tg}(\varphi)$

Où :  $\sigma_n$  et  $\tau$  correspondent respectivement à la contrainte normale et à la contrainte de cisaillement sur une facette donnée.

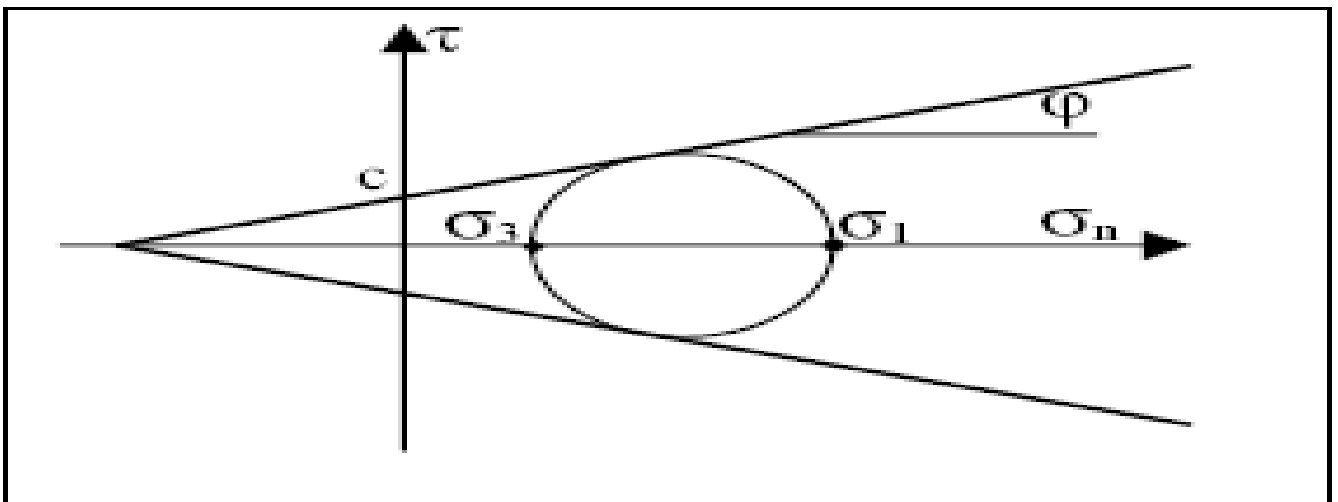


Figure 4.2 : Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans le plan de Mohr.

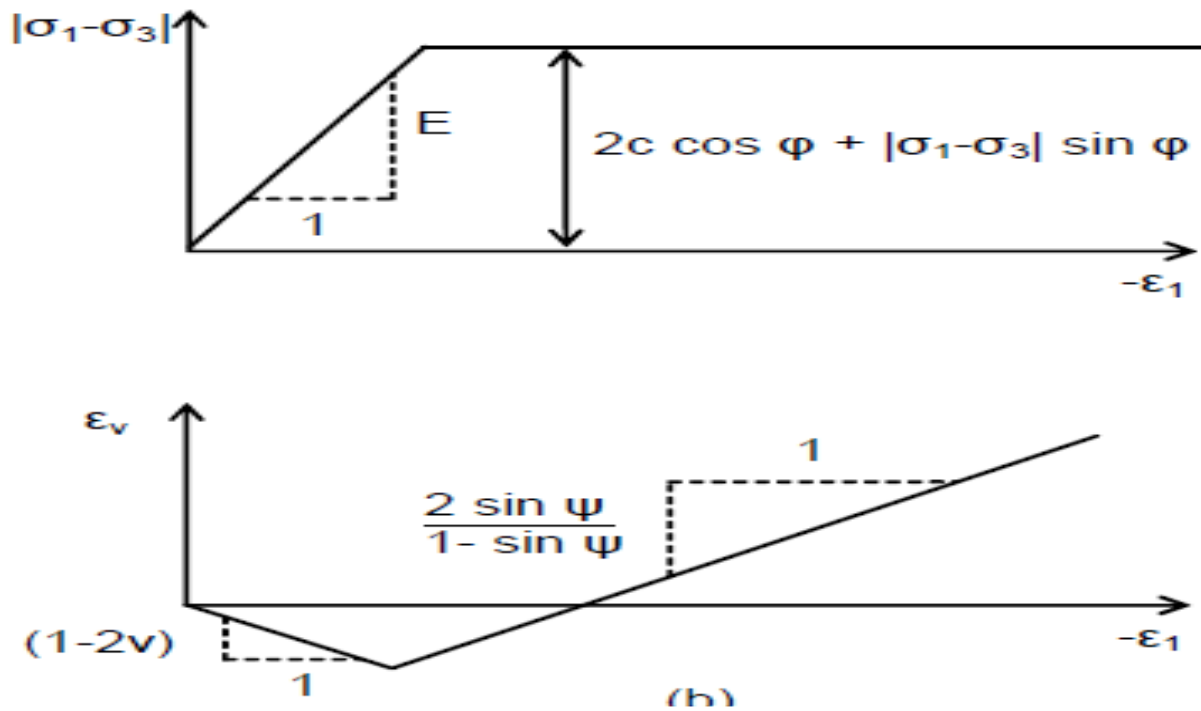


Figure 4.3 : Modèle élasto-plastique.

#### 4.6 Les différents modèles des matériaux :

PLAXIS propose différents modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol, les modèles et leurs différents paramètres sont décrits en détail dans le manuel, un commentaire rapide sur les modèles disponibles est donné ci-dessous :

##### 4.6.1 Modèle de Mohr-Coulomb :

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol.

Ce modèle comporte cinq paramètres : le module de Young  $E$ , le coefficient de Poisson  $\nu$ , la cohésion  $C$ , l'angle de frottement  $\varphi$ , et l'angle de dilatance  $\psi$ .

##### 4.6.2 Modèle de sol avec écoulement :

C'est un modèle hyperbolique de type élastoplastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écoulement en cisaillement.

De plus, ce modèle prend en compte l'écoulement en compression pour simuler le compactage irréversible d'un sol sous son premier chargement en compression.

Ce modèle du deuxième ordre permet de simuler le comportement des sables, des graves, mais aussi des sols plus mous comme les argiles et les limons.

#### 4.6.3 Modèle pour les sols mous :

C'est un modèle de type Cam-Clay qui permet de simuler le comportement de sols mous comme des argiles normalement consolidées ou de la tourbe.

Ce modèle s'applique très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante.

#### 4.6.4 Modèle défini par l'utilisateur :

Cette option permet de définir et d'utiliser des lois de comportement autres que les modèles standards de PLAXIS.

Pour une description plus détaillée de cette option, veuillez-vous reporter au manuel des modèles de matériaux.

#### 4.6.5 Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model):

C'est un modèle élastoplastique anisotrope, pour lequel le cisaillement plastique peut se produire seulement dans un nombre limité de directions de cisaillement.

Ce modèle peut être utilisé pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées.

## Modélisation Numérique :

### 4.7 Introduction :

Cette partie est dédiée à la présentation des différentes étapes du travail numérique effectué pour implanter le modèle géotechnique, dit de référence dans le code de calcul PLAXIS. Nous nous intéressons particulièrement aux des remblais renforcés sur des sols compressibles. Nous étudions les tassements, les déplacements pour cela on propose à réaliser une modélisation numérique avant le renforcement et après le renforcement en utilisons le logiciel PLAXIS 2D. Il sera utilisé comme base de comparaison, lors de l'étude paramétrique des résultats expérimentaux déduits à l'aide de modèle physique avec les résultats du modèle numérique obtenu avec le logiciel PLAXIS 2D.

### 4.8. Description du projet :

L'évolution de la demande du transport générale par le développement et l'extension du tissu urbain dans la wilaya de Tébessa à conduit a la nécessité de concevoir de nouvelles routes, c'est dans ce contexte que l'évitement de la ville de Tébessa à été réalisé sur **16 Km et 665 m**, pouvant jouer le rôle d'un périphérique interurbain en prenant en charge le trafic de transit.

### 4.9 Description de l'ouvrage :

C'est un ouvrage d'art construit avec un remblai d'accès traversant la voie ferrée au niveau du **PK : 04+060** à l'évitement de Tébessa se situé entièrement dans la ville.

Le tracé débute à son extrémité ouest sur la **RN10**, s'achemine vers l'est et franchit des oueds aux : **PK : 04+600** et au **PK : 14+133** par des ouvrages d'art, trois carrefours plans ont été aménagés à son croisement avec :

- ✓ La **RN16** reliant Tébessa à Annaba au **PK : 4+735**.
- ✓ La **RN10** reliant Tébessa à Constantine au **PK : 166**.
- ✓ La **RN82** reliant Tébessa à Ouenza au **PK : 11+250**.

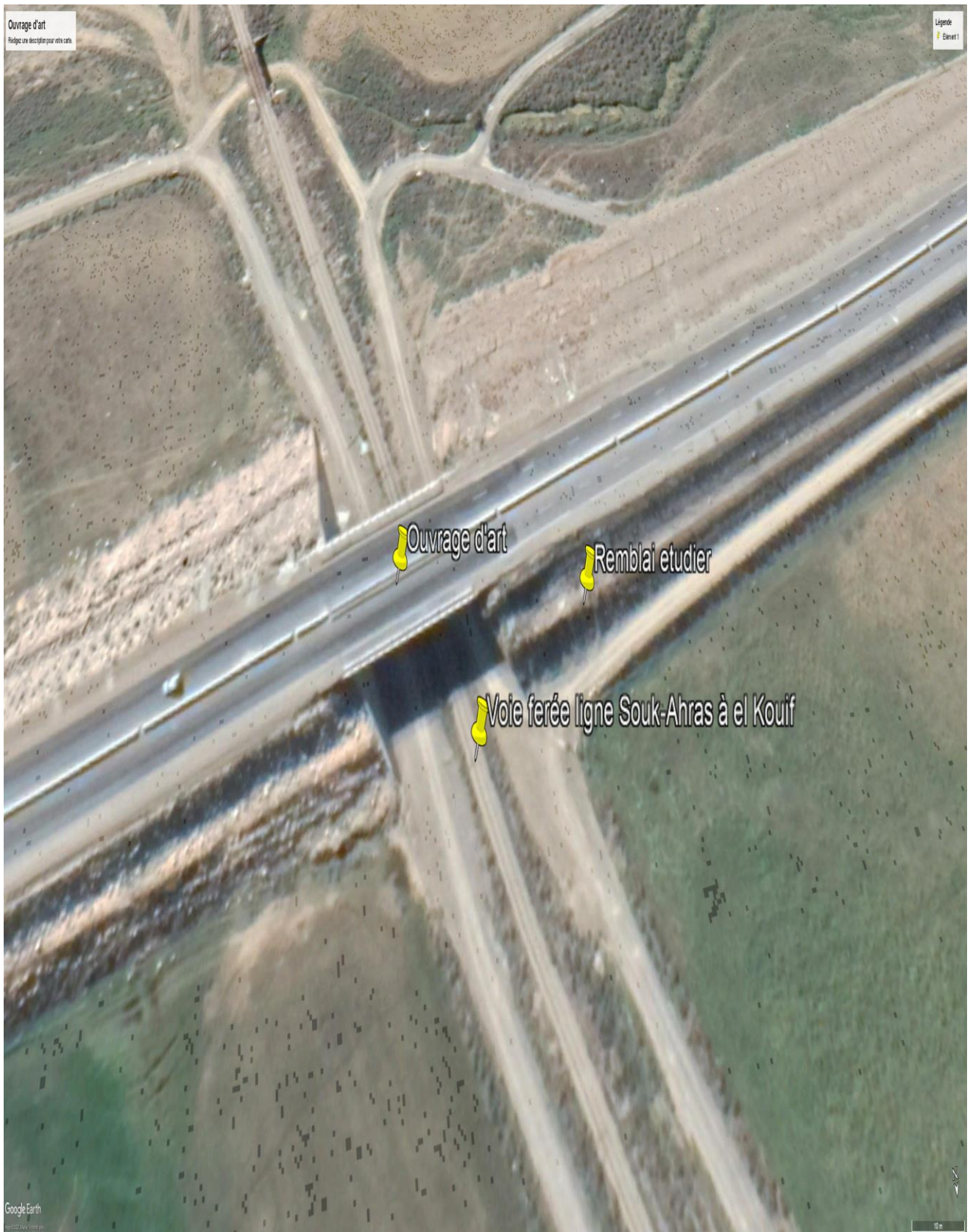
### 4.10 Situation :

La ville de Tébessa est située au nord du Djebel Doukkane et à **830 m** d'altitude.

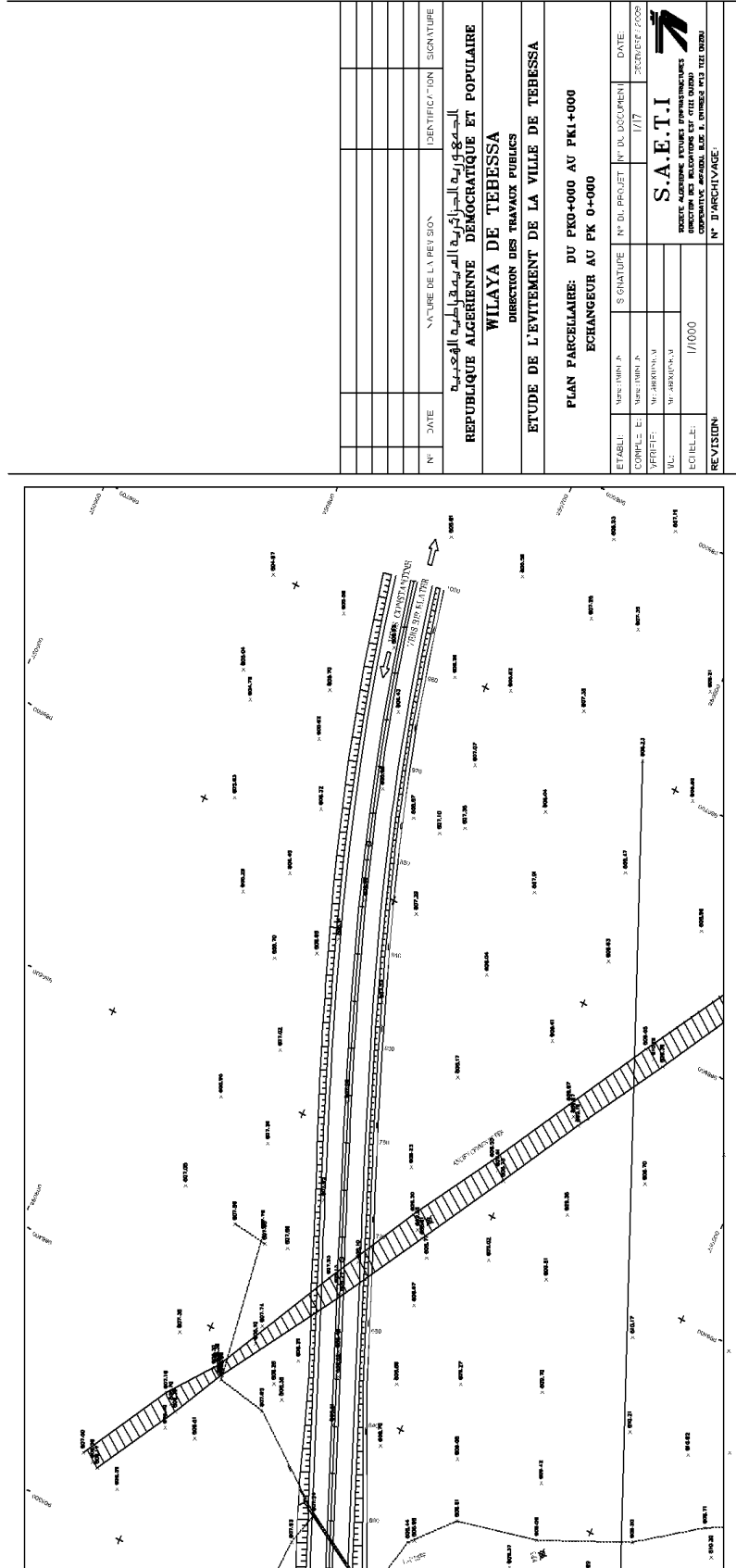
Le climat dans cette région est de type continental avec des étés lourds et secs et des hivers très froids et humides; les précipitations annuelles sont estimées entre **350 mm**, et **400 mm** d'où son classement dans la zone climatique **II**.

L'implantation de l'ouvrage est au **ROUTE NATIONAL (RN16)**, au **PK : 01+800**

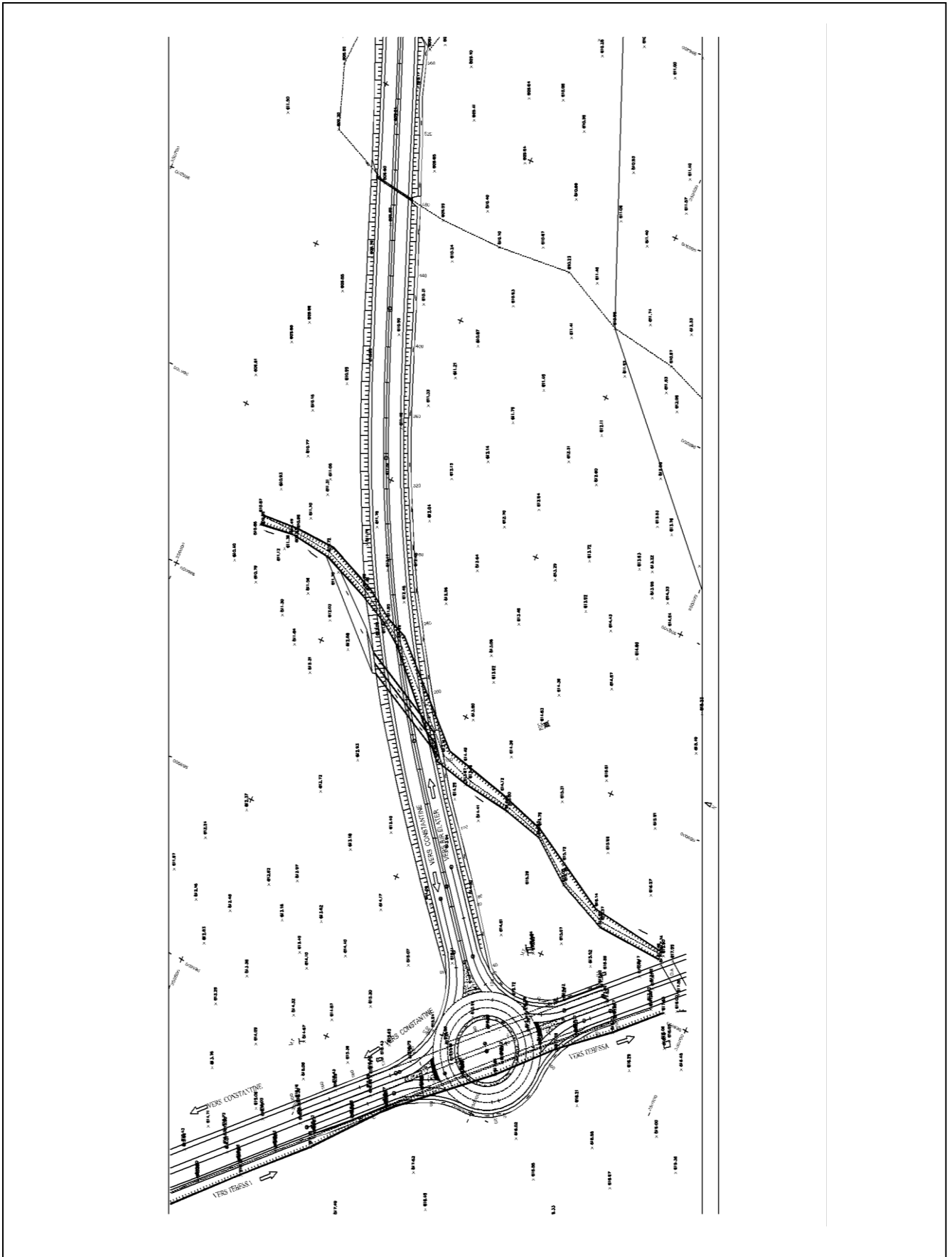




**Figure 4.4 : Présentation de l'ouvrage et remblai (vue aérien).**

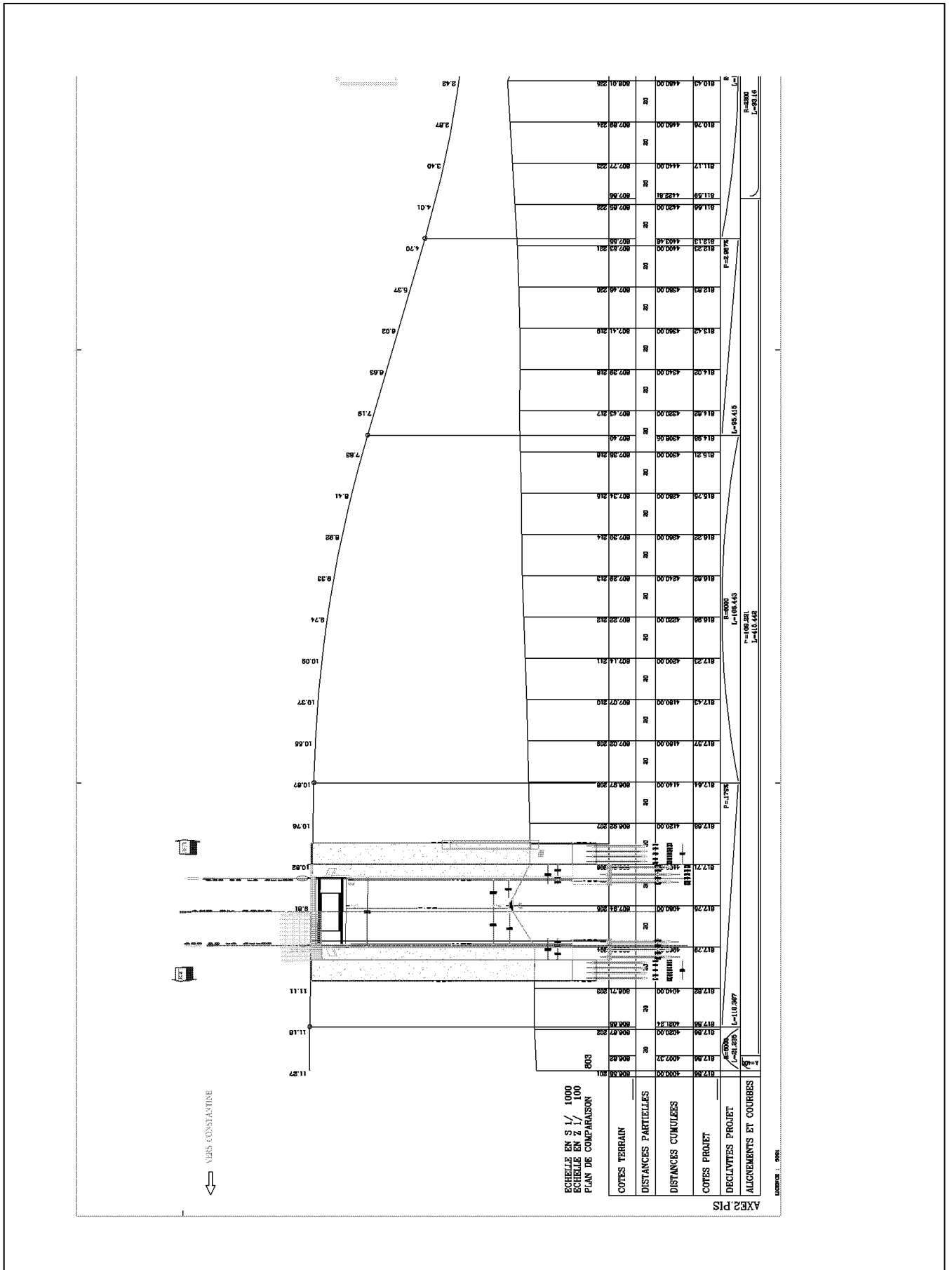


Plan parcellaire



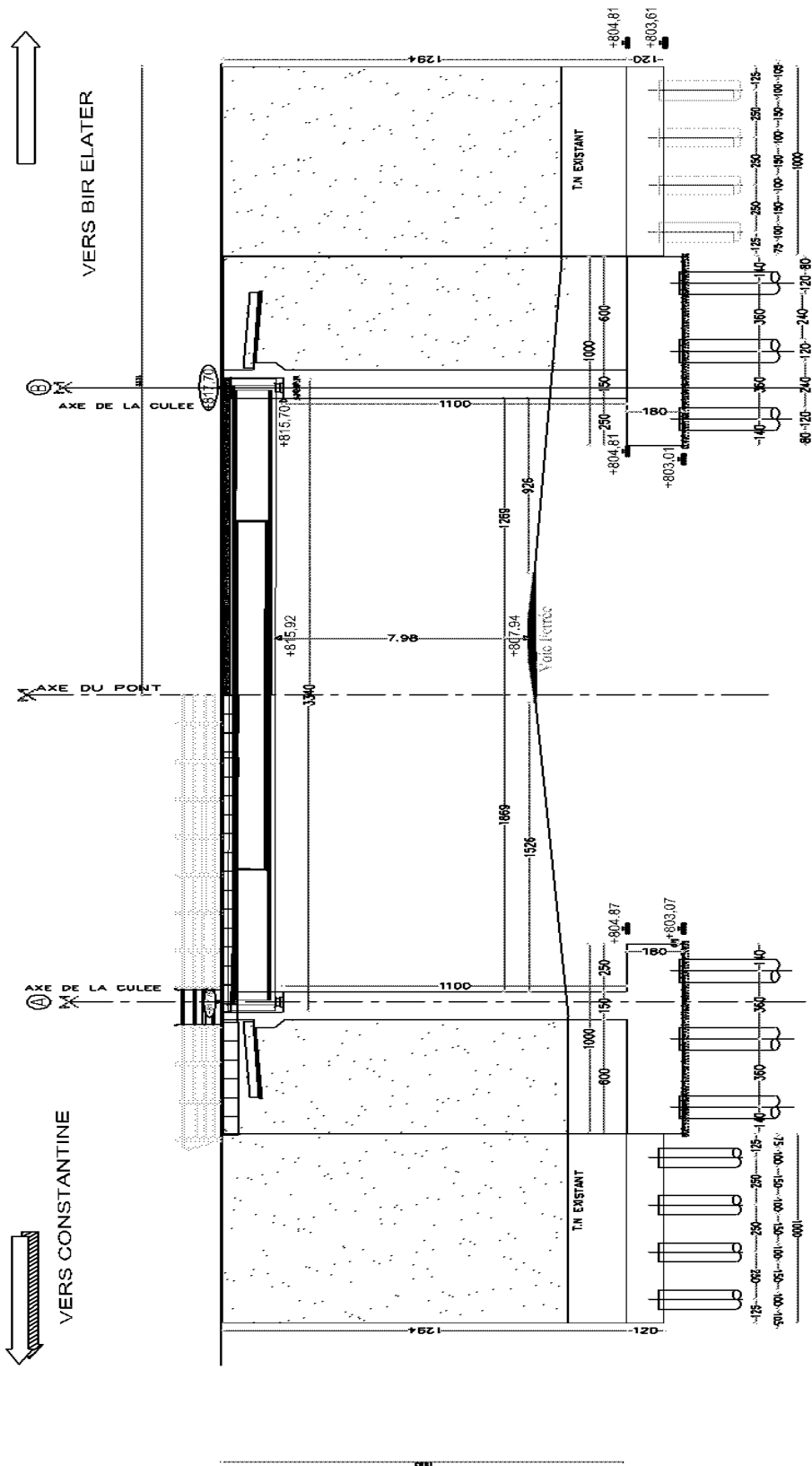
Plan parcellaire.



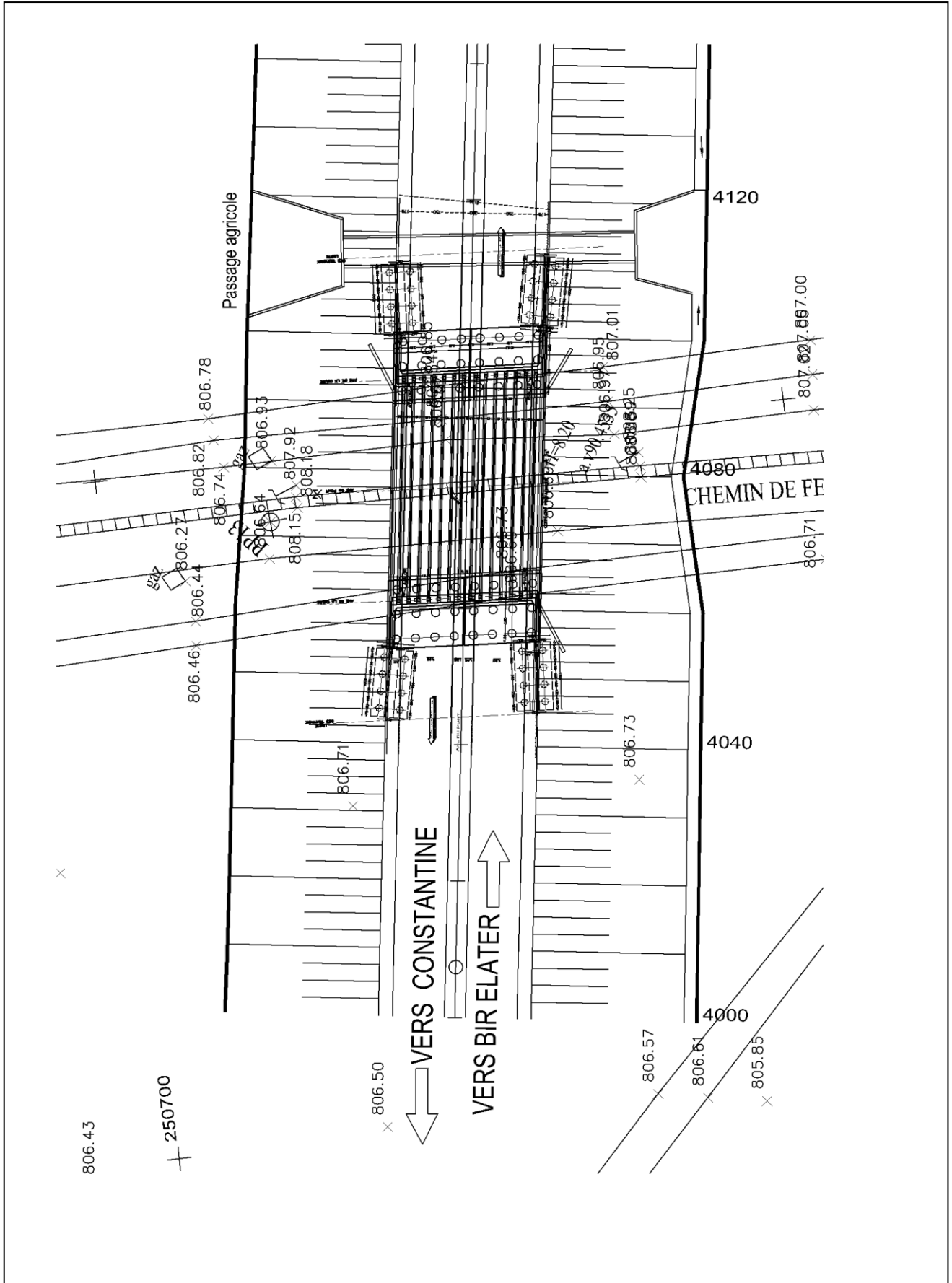


Profil en long de remblai.

1. 1/2 coupe en elevation  
2. Ech: 1/100



Coupe en élévation de l'ouvrage d'art.



Vue en plan de l'ouvrage d'art.

## 4.11 Caractéristiques Géotechniques :

### 4.11.1 Introduction :

Les données géotechniques ont été prises du rapport de Laboratoire des Travaux Publics de L'Est (L.T.P.E) qui a été réalisé suite à la demande de la DTP Tébessa (bon commande du 25/12/07).

Le (L.T.P.E), direction régionale de Annaba, Antenne Tébessa à effectué les travaux de Reconnaissance géotechnique du terrain servant pour la construction des remblais d'accès au niveau de **PK : 3+680** au **PK : 4+240** à l'évitement de la wilaya de Tébessa.

### 4.11.2 - Essais d'investigation de stabilité des remblais au droit des ouvrages d'arts :

#### 4.11.2.1 In-Situ :

##### \* Sondages :

Le L.T.P.EST, a réalisé deux sondages de dix sept (**17**) mètres de profondeur à l'aide d'une Sondeuse hydraulique Toreda, en vue d'établir la nature géologique de l'assiette et aussi de Pouvoir disposer d'une quantité suffisante d'échantillons remaniés et paraffinés pour la Réalisation des essais au laboratoire.

#### 4.11.2.2. Au Laboratoire :

Les échantillons récupérés ont été soumis aux essais physico mécaniques et chimiques suivant :

##### a) Essais physiques :

- ✓ Identification physique;
- ✓ Analyse granulométriques;
- ✓ Limites d'ATTERBERG.

##### b) Essais mécaniques

- ✓ Essais de cisaillement rectiligne à la boîte ;
- ✓ Essai de compressibilité à l'odomètre.

##### c) Essais chimiques:

- ✓ Détermination de la teneur en gypse ;
- ✓ Détermination de la teneur en sulfate ;
- ✓ Détermination de la teneur en carbonate ;
- ✓ Détermination des insolubles.



### 4.12 Interprétation des résultats :

L'objet de ce rapport est de présenter :

- 1- Les résultats de la reconnaissance géologique;
- 2- Les valeurs des caractéristiques mécaniques des sols obtenues grâce aux essais géotechniques réalisés en laboratoire;
- 3- Les calculs et interprétations basées sur l'application des théories généralement admises en mécanique des sols, de manière à faciliter le travail du demandeur.

#### **4.12.1 sondage :**

La lithologie de l'assiette est formée généralement par des argiles marneuses brunâtres à Verdâtres surmontées par des argiles limoneuses brunâtres, voir la coupe suivante :

**SONDAGE:** (profondeur: 0.00-17.00m PK 3+820)

Profondeur (m)	Description lithologique	Ø	OBS
0.00	Terre Végétale.		
0.60			
	Argile		
7.00			
	Marne		
17.00			
		Forage non destructif Ø 116	sondage

**Figure 4.5 : Coupe lithologique du sondage (laboratoire des travaux publics de L'Est (L.T.P.E) direction régionale d'ANNABA, antenne de Tébessa).**

#### 4.12.2 Interprétation des essais au laboratoire :

Toutes les caractéristiques physiques et chimiques sont insérées dans les tableaux récapitulatifs ci-après :

PARAMETRES		SONDAGE SC (1) PK :3+820	
		Argile	Marne
PROFONDEUR (m)		0,60 -7,00	7,00 - 17,00
TENEUR EN EAU $\omega$ (%)		21,17	20,17
POIDS VOLUMIQUE SEC $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )		16,10	16,90
DEGRE DE SATURATION $S_r$ (%)		84	91
POIDS VOLUMIQUE HUMIDE $\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )		19,50	20,40
ANALYSE GRANULOMÉTRIE	5 mm	100	100
	2 mm	98,60	98,80
	0,080 mm	93,40	93,80
LIMITES D'ATTERBERG	$\omega_L$ (%)	39	40
	$I_p$ (%)	23	26
	$\varphi'$ (°)	10	10
CARACTERISTIQUES OEDOMETRIQUES	$P_c$ (kPa)	-	200
	$C_t$	-	0,215
	$C_g$	-	0,064

**Tableau 4.1 : Récapitulatif des résultats des essais de laboratoire des travaux publics de L'Est (L.T.P.E) direction régionale d'ANNABA, antenne de Tébessa.**

#### **4.13 Calcul des tassements:**

Le sol est décomposé en couche et les contraintes appliquées sont calculées dans le plan moyen des couches.

Dans le cas d'une couche d'épaisseur  $h$  chargée sur toute la surface, l'amplitude du tassement est la suivante :

$$\Delta h_i = H \frac{Cc}{1 + e_0} \log \frac{\sigma_{0+\Delta\sigma}}{\sigma_0}$$

- ( $\sigma = \sigma_c$  pour les sols sur consolidés)
- ( $\sigma = \sigma_0$  pour les sols normalement sous consolidés) Avec :
- $\Delta h_i$  = Tassement exprimé en (cm) .
- $H$  : Hauteur de la couche considérée en (cm) .
- $e_0$  : Indice des vides correspond à  $\sigma_0$ .
- $Z$  : Point où l'on calcule le tassement.
- $\Delta \sigma$  : Différence de contrainte due au chargement.
- $\sigma_c$  : Contrainte de pré consolidation de couche.

Les tassements absolus auraient les valeurs suivantes pour un taux de travail de 3.00 bars et un ancrage de 4.00 mètres.

### SONDAGE : 1

Prof (m)	Hi m	Zi m	Cc	$\sigma_c$ bars	$\sigma_0$	$\Delta \sigma$	$\sigma_0 + \Delta \sigma$	$\Delta h_i$
07.00-17.00	7.00	10.50	0.215	2.000	2.07	0.767	2.83	13.70cm

**Tableau 4.2 : Récapitulatif des résultats des essais de laboratoire des travaux publics de L'Est (L.T.P.E) direction régionale d'ANNABA, antenne de Tébessa.**

Les tassements sont de l'ordre de 13.70 cm.

#### 4.14 Recommandations Techniques:

Le terrain réservé pour la construction d'un ouvrage d'art sur voie ferrée au niveau du PK 4+060 à l'évitement de la wilaya de Tébessa., est moyennement porteur ;

La nature géologique du terrain est représentée par des marnes surmontées par des argiles.

Il serait possible d'adopter un système de fondation ancré à partir de 5.00 mètres de profondeur et travaillant à 1.60 bars

Concernant la sensibilité à l'eau de ces sols, il est conseillé d'entreprendre les travaux en période sèche, et afin d'éviter la stagnation des eaux pluviale lors de la réalisation des fonds de fouilles, de protéger la construction des venues d'eaux par l'installation d'un système d'assainissement et de drainage adéquat ;

Concernant le remblai il est nécessaire de décaper la terre végétale, et la réaliser avec des couches en matériau non évolutive.

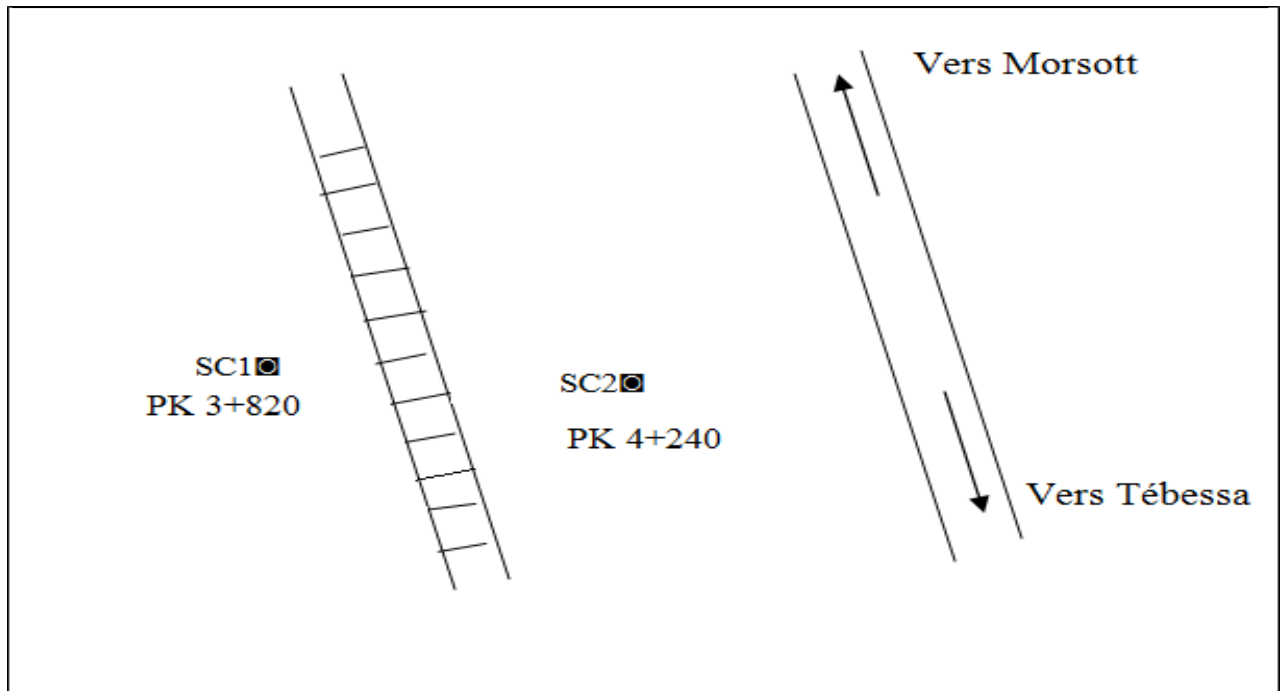


Figure 4.6 : Schéma d'implantation des essais in situ (laboratoire des travaux publics de L'Est (L.T.P.E) direction régionale d'ANNABA, antenne de Tébessa).

#### 4.15 Modélisation sans renforcement :

##### 4.15.1 Définitions des Données :

Pour que le logiciel PLAXIS puisse faire les calculs correctement et complètement, on doit lui saisir toutes les données des projets suivantes :

##### 4.15.2 Propriétés des matériaux utilisés :

Concernant, les propriétés des matériaux constituant le remblai et la structure, nous les avons regroupées dans le tableau suivant (Tableau 4.3).

Propriétés des matériaux	Sols saturés	l'état Sec	Angle de frottement interne	Cohésion	Module d'élasticité	Modul e de Poisson	Angle de dilatation
	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{unsat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\varphi$ (°)	$c$ (KN/m <sup>2</sup> )	$E$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\nu$	$\psi$
TVC	6,70	2,20	41	1	30000	0,350	0
Argile	19.16	16,10	10	38	20000	0,330	0
Marne	18.58	16,90	10	38	20000	0,300	0

Tableau 4.3 : Caractéristiques des matériaux utilisés.

### 4.15.3 La géométrie du model utilisé:

Un modèle géométrique consiste en des points, des lignes et des couches.

Les points et les lignes sont définis par l'utilisateur, alors que les couches sont générées par le programme.

En plus de ces composants de base, des éléments de structure et des conditions spéciales peuvent être ajoutés au modèle géométrique pour simuler le renforcement.

Il est recommandé de commencer la création du modèle géométrique par le dessin du contour.

L'utilisateur peut de plus spécifier les limites de couches, les éléments de structure, les lignes séparant les étapes de construction, les charges et les conditions aux limites.

Le modèle géométrique doit non seulement comporter la situation initiale, mais aussi les éventuelles étapes de construction à considérer dans les phases ultérieures.

La géométrie du modèle s'étend **80.00m** horizontalement et **29.00m** verticalement, ces limites étaient supposées suffisantes pour équilibrer le modèle.

Donc nous avons une couche de sol de **17m** d'épaisseur et de **80.00 m** de largeur.

On obtient donc un rectangle de **17m x80m**, le remblai étudié est de largeur en pied de talus **50 m** et de largeur en crête de talus **25 m**, la pente des talus étant de **41 °** a la hauteur **h = 12 m**.

La charge est définie comme la charge que l'un essieu d'un véhicule des transferts à la route.

Une charge d'essieu standard en Algérie est définie comme étant un seul essieu portant une charge de **80 kN/m<sup>2</sup>**, la figure suivante montre le graphique final de la géométrie du modèle numérique et leur condition aux limites.

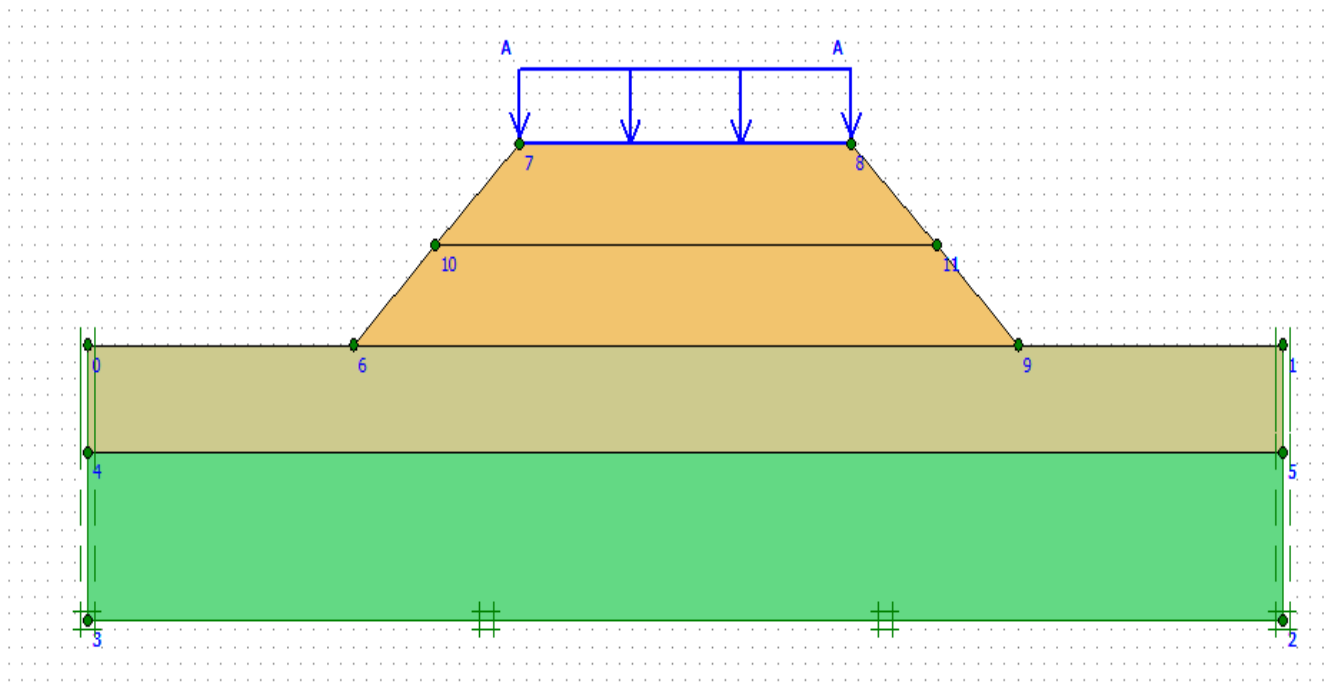


Figure 4.7 : Modèle numérique.

Mohr-Coulomb - argile I

General		Parameters		Interfaces	
<b>Stiffness</b>					
$E_{ref}$ :	<input type="text" value="2,000E+04"/>	kN/m <sup>2</sup>			
$\nu$ (nu) :	<input type="text" value="0,330"/>				
<b>Strength</b>					
$c_{ref}$ :	<input type="text" value="38,000"/>	kN/m <sup>2</sup>			
$\phi$ (phi) :	<input type="text" value="10,000"/>	°			
$\psi$ (psi) :	<input type="text" value="0,000"/>	°			
<b>Alternatives</b>					
$G_{ref}$ :	<input type="text" value="7518,797"/>	kN/m <sup>2</sup>			
$E_{oed}$ :	<input type="text" value="2,963E+04"/>	kN/m <sup>2</sup>			
<b>Velocities</b>					
$V_s$ :	<input type="text" value="67,650"/>	m/s			
$V_p$ :	<input type="text" value="134,300"/>	m/s			
<input type="button" value="Advanced..."/>					
<input type="button" value="Next"/>		<input type="button" value="Ok"/>		<input type="button" value="Cancel"/>	
<input type="button" value="Help"/>					

Tableau 4.4 : Paramètres caractérisant de sol compressible.

#### 4.15.4 Génération du maillage :

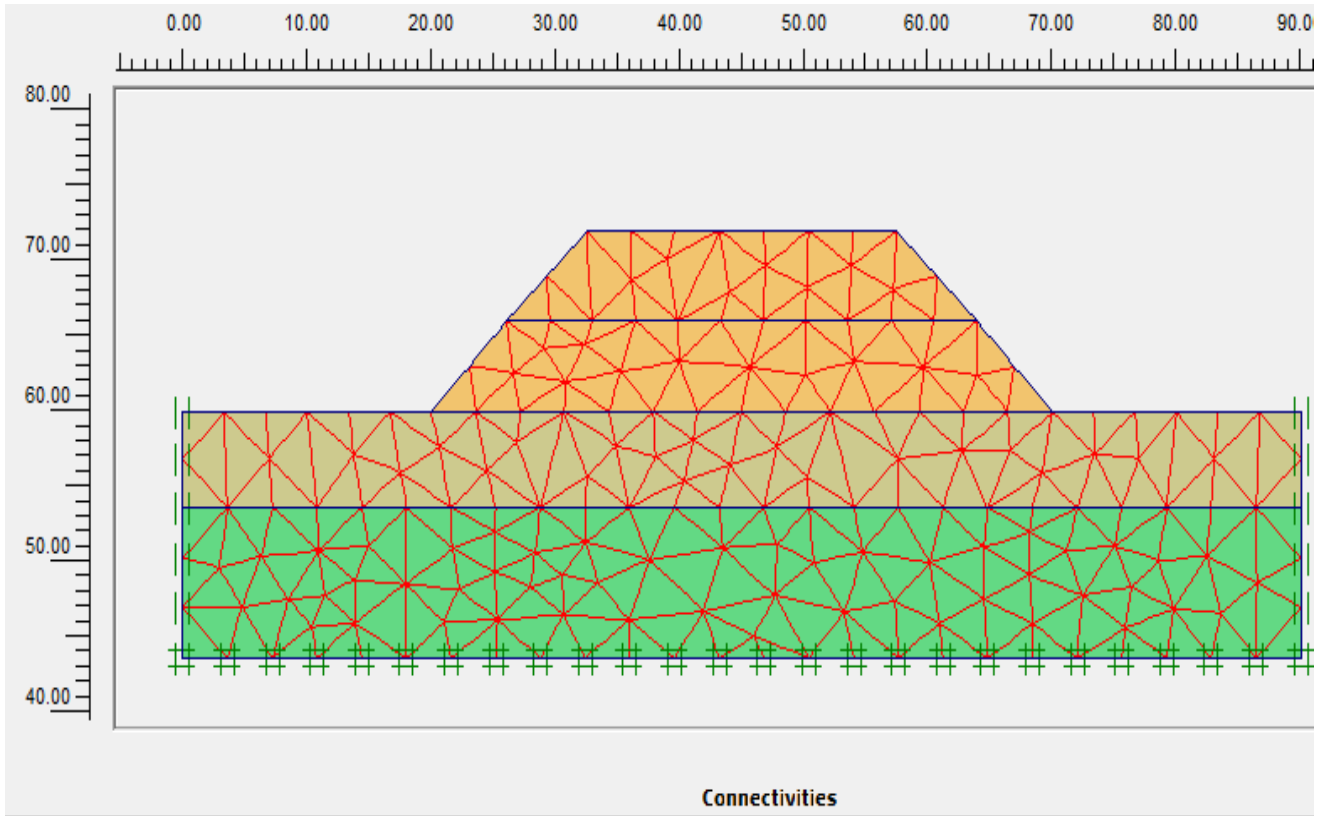
Lorsqu'un modèle géométrique est entièrement défini et que les propriétés des matériaux sont assignées à toutes les couches et à tous les éléments de structure, la géométrie doit être divisée en éléments finis afin de réaliser le calcul par éléments finis.

Une composition d'éléments finis s'appelle un maillage d'éléments finis.

Le modèle étudié se fait par des éléments à 15 nœuds.

Ou des éléments triangulaires à 6 nœuds PLAXIS permet une génération automatique des maillages d'éléments finis.

La densité des maillages est plus élevée autour de groupe de pieux et sous la fondation, et celle-ci décroît au fur et à mesure qu'on approche des limites du modèle.



**Figure 4.8 : Maillage (modèle type final).**

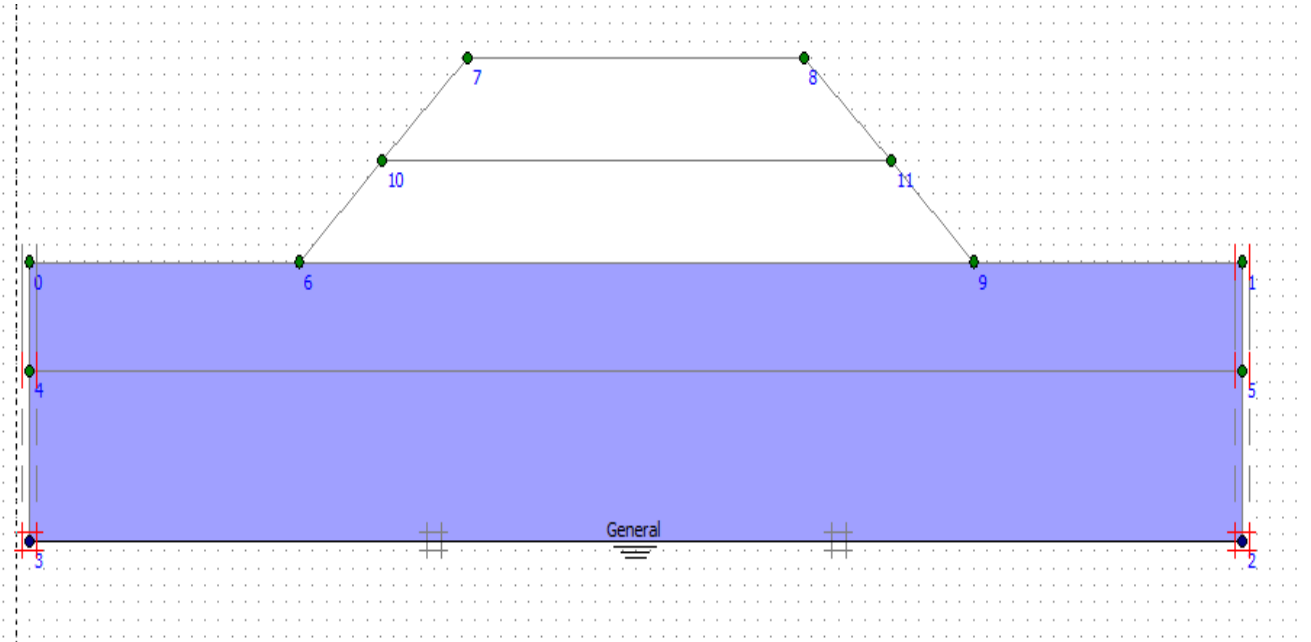
#### 4.15.5 Conditions initiales :

Une fois le modèle géométrique créé et le maillage d'éléments finis généré, l'état de contraintes initiales et la configuration initiale doivent être spécifiés.

Cela se fait dans la partie traitant des conditions initiales du programme d'entrée des données.

Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques) et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales (mode de configuration géométrique).





**Figure 4.9 : Condition initial avant la réalisation du remblai.**

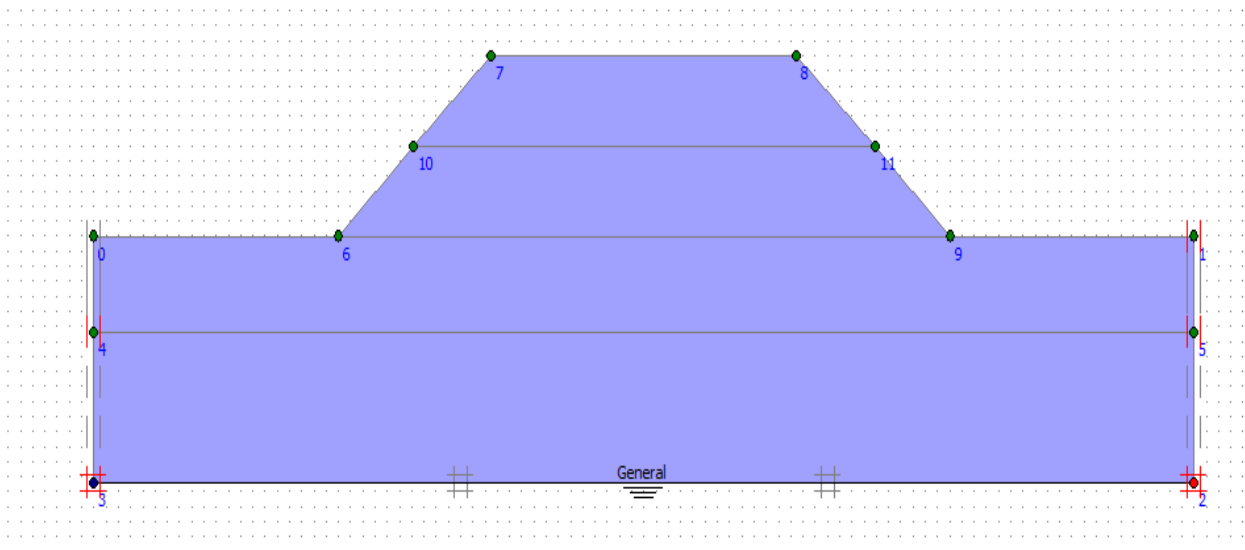
**4.15.6 Conditions hydrauliques :**

PLAXIS est généralement utilisé pour des analyses en contraintes effectives dans lesquelles une distinction claire est faite entre les pressions interstitielles  $P_{active}$  et les contraintes effectives  $\sigma'$ .

Les pressions interstitielles sont elles-mêmes décomposées en deux parties:

Les pressions interstitielles permanentes  $P_{steady}$  et les surpressions interstitielles  $P_{excès}$  :

$$P_{active} = P_{steady} + P_{excès}$$



**Figure 4.10 : Condition hydrauliques initiales après la création du remblai.**

### 4.15.7 Contraintes initiales :

Le coefficient  $K_0$  est déduit à l'aide de formule de Jacky tel que  $K_0 = 1 - \sin\phi$  et l'angle de frottement.

Le calcul de procédure  $K_0$  est effectué en définissant un facteur :  $\Sigma M\text{-weight} = 1.000$

Les contraintes initiales dans un sol sont influencées par le poids du matériau et par l'histoire de sa Formation.

Cet état de contraintes est caractérisé généralement par une contrainte effective verticale initiale ( $\sigma'_v, 0$ ) la contrainte effective horizontale initiale ( $\sigma'_h, 0$ ) est liée à la contrainte effective verticale initiale par le coefficient de pression des terres au repos  $K_0$ .

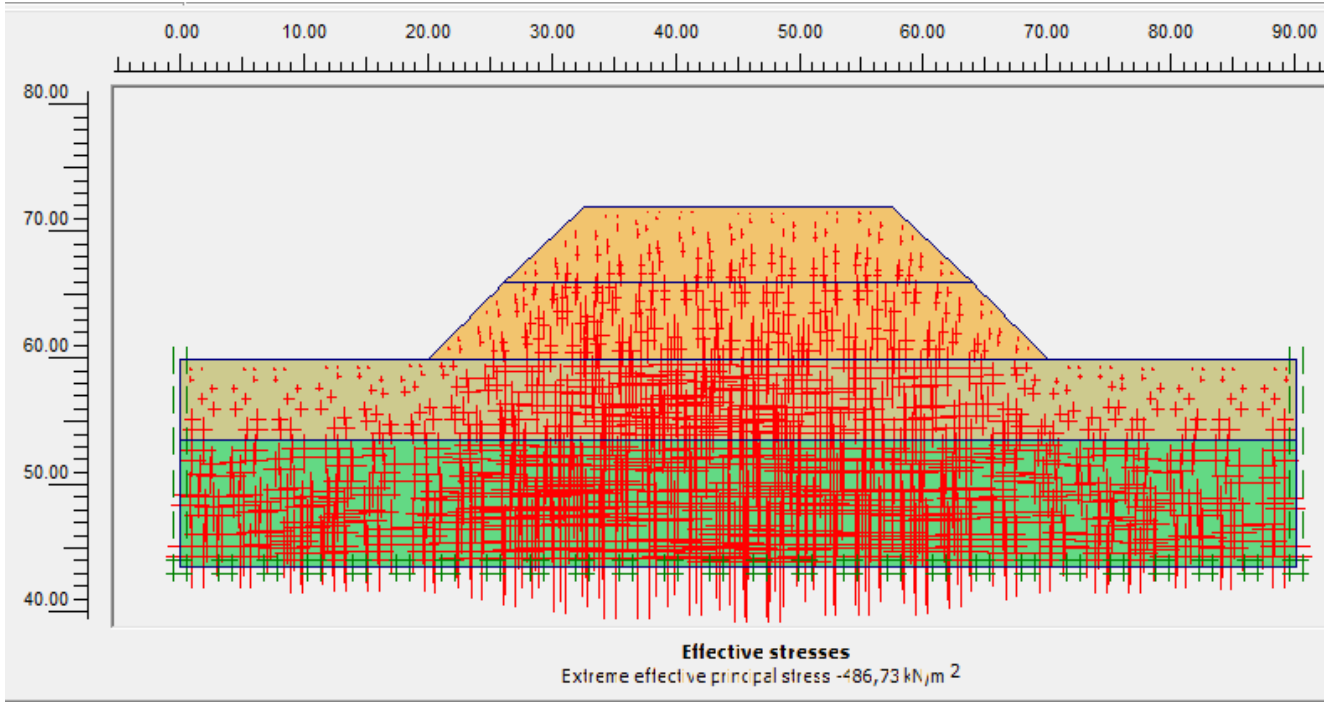
$$(\sigma'_h, 0 = K_0 \sigma'_v, 0)$$

**K0-procedure** ✕

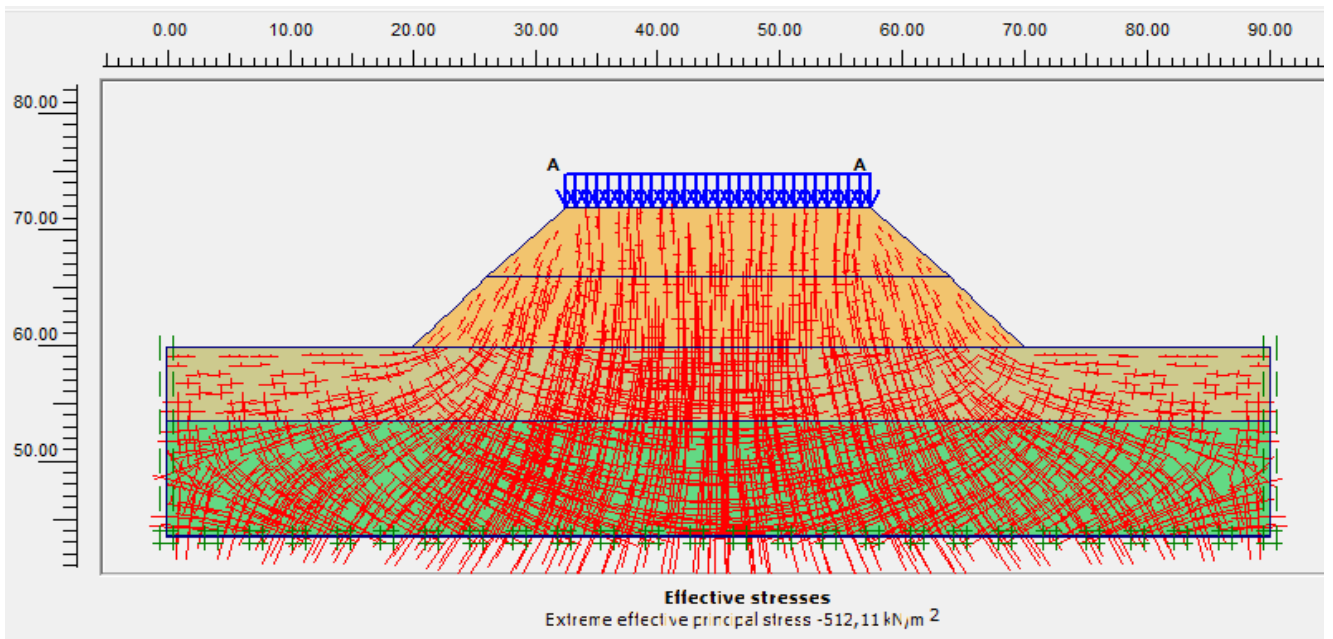
$\Sigma M\text{-weight} :$

Cluster	Material	OCR	POP	K0
1	MC	N/A	N/A	0,826
2	MC	N/A	N/A	0,826
3	MC	N/A	N/A	0,344
4	MC	N/A	N/A	0,344

**Tableau 4.5 : Définition du multiplicateur pour la procédure  $K_0$ .**



**Figure 4.11 : Contraintes effective avant l'activation de la charge -486, 73 KN/m<sup>2</sup>.**



**Figure 4.12 : Contraintes effectives totales après l'activation de la charge -512, 11KN/m<sup>2</sup>.**

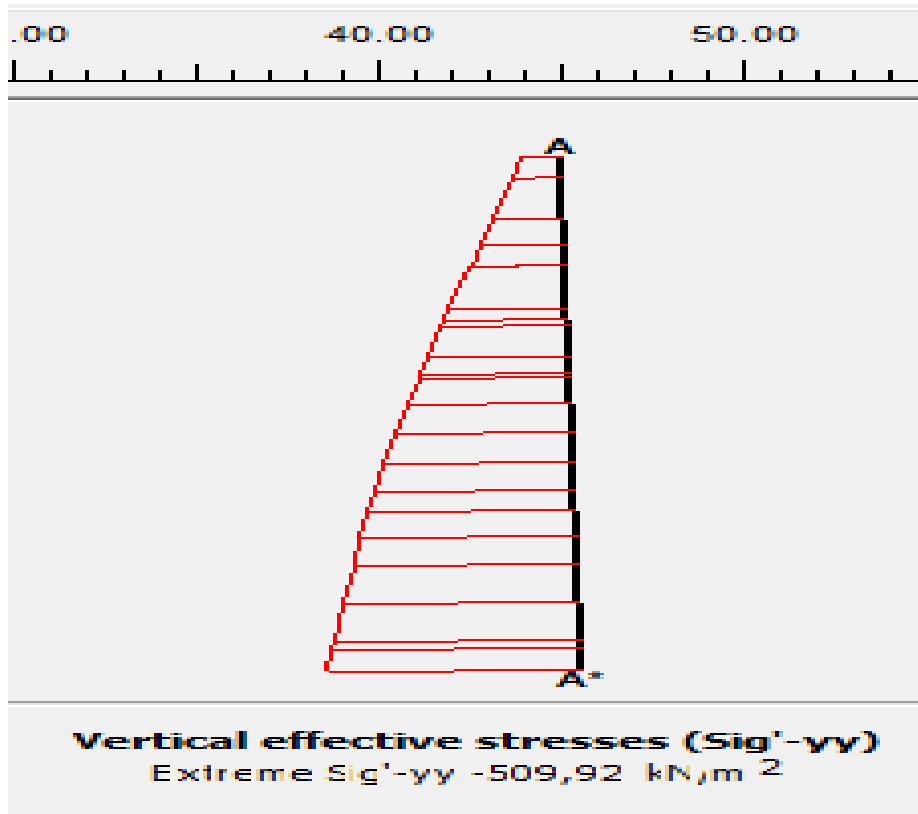


Figure 4.13 : Coupe A-A des contraintes effectives  $-509,92 \text{ kN/m}^2$ .

#### 4.16 Le calcul numérique:

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués.

Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type des calculs à réaliser, ainsi que les cas de chargement ou les étapes de construction qui seront à appliquer.

On opère grâce au programme de calcul (Calculation), et les résultats peuvent être examinés pour Chacune des phases avec le programme (Output).

##### 4.16.1 Procédure de calcul :

Le calcul du modèle de référence se fait en trois (03) phases :

**Phase 0** : initiation des contraintes (procédure  $K_0$ ) ; on détermine les contraintes effectives initiales.

**Phase 1** : mise en place de remblai : cette phase est caractérisé par :

- On utilise la construction par étape 1<sup>ère</sup> couche de (6 m).

**Phase 2** : mise en place de remblai : cette phase est caractérisé par :

- On utilise la construction par étape 2<sup>ème</sup> couche de (6m).

**Phase 3** : activation de la charge appliquée sur remblai.

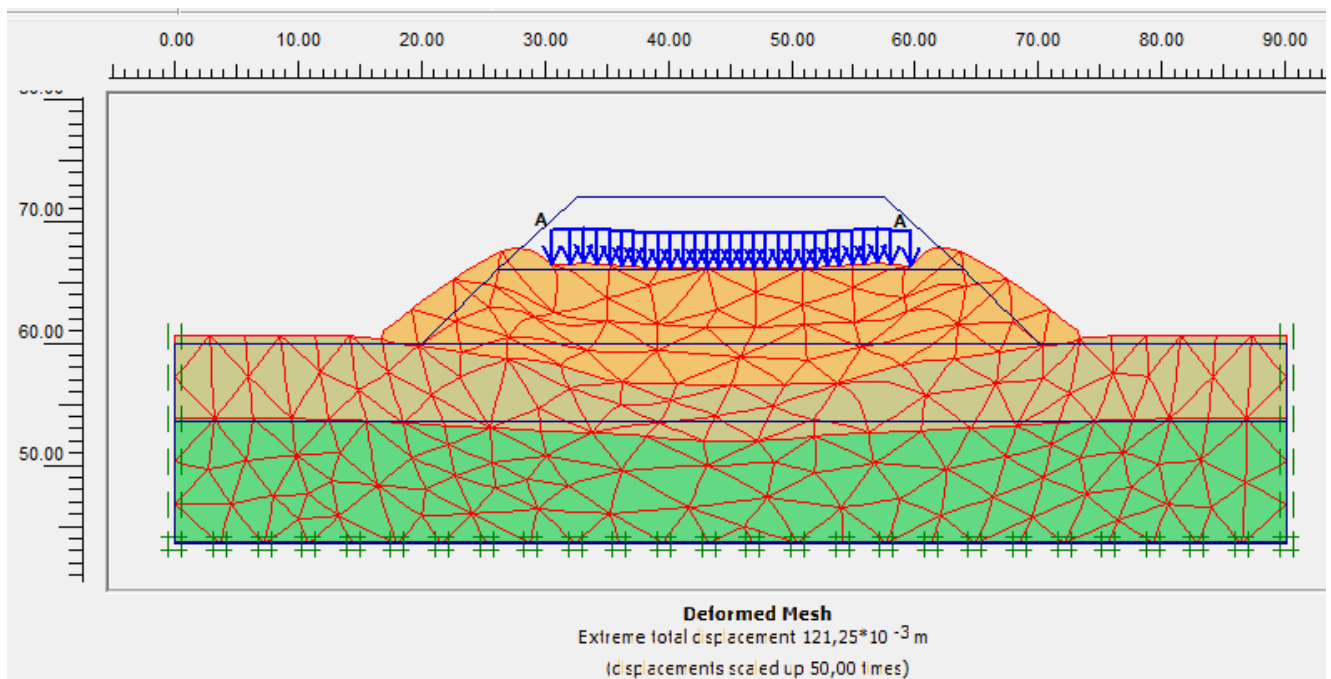
**4.16.2 Les principaux résultats :**

Nous présentons les principaux résultats des modélisations du problème de renforcement d'un Remblai sur un sol compressible avec le logiciel **PLAXIS 2D**.

The screenshot shows the 'Plaxis 8.2 Calculations - SOL sans renforcement.plx' window. The 'General' tab is active, showing phase settings: Phase Number/ID is 3, starting from phase 2-r2. The calculation type is 'Plastic'. A log message states 'Prescribed ultimate state fully reached'. Below the settings is a table of calculation phases:

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	F
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 ...	0	0
✓ r1	1	0	Consolidation	Staged Construction	0,00 ...	0	0
✓ r2	2	1	Consolidation	Staged Construction	0,00 ...	0	0
✓ ch	3	2	Plastic	Staged construction	0,00 ...	0	0

**Tableau 4.6 : Champ des phases du calcul.**



**Figure 4.14 : Forme de déformation (déplacements totales)  $121.25 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ .**

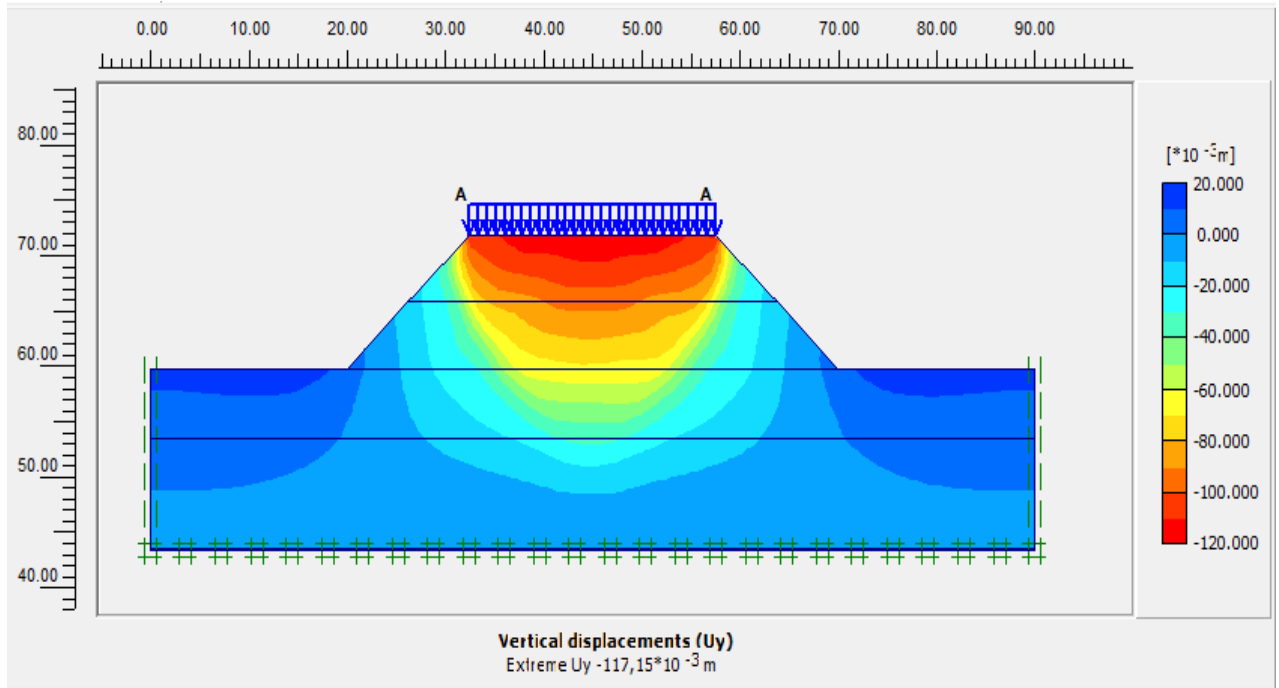


Figure 4.15 : Déplacements verticaux- $117.15 \cdot 10^{-3} \text{m}$ .

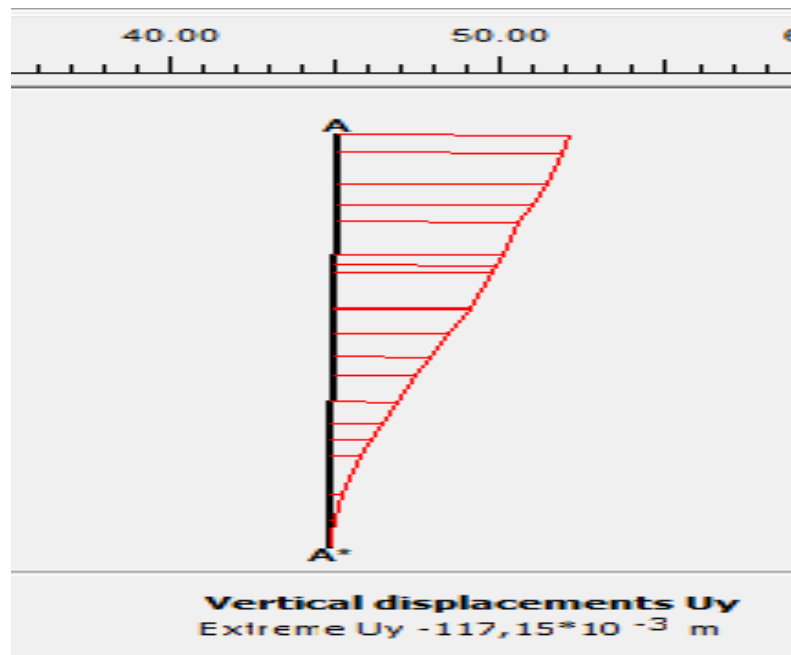
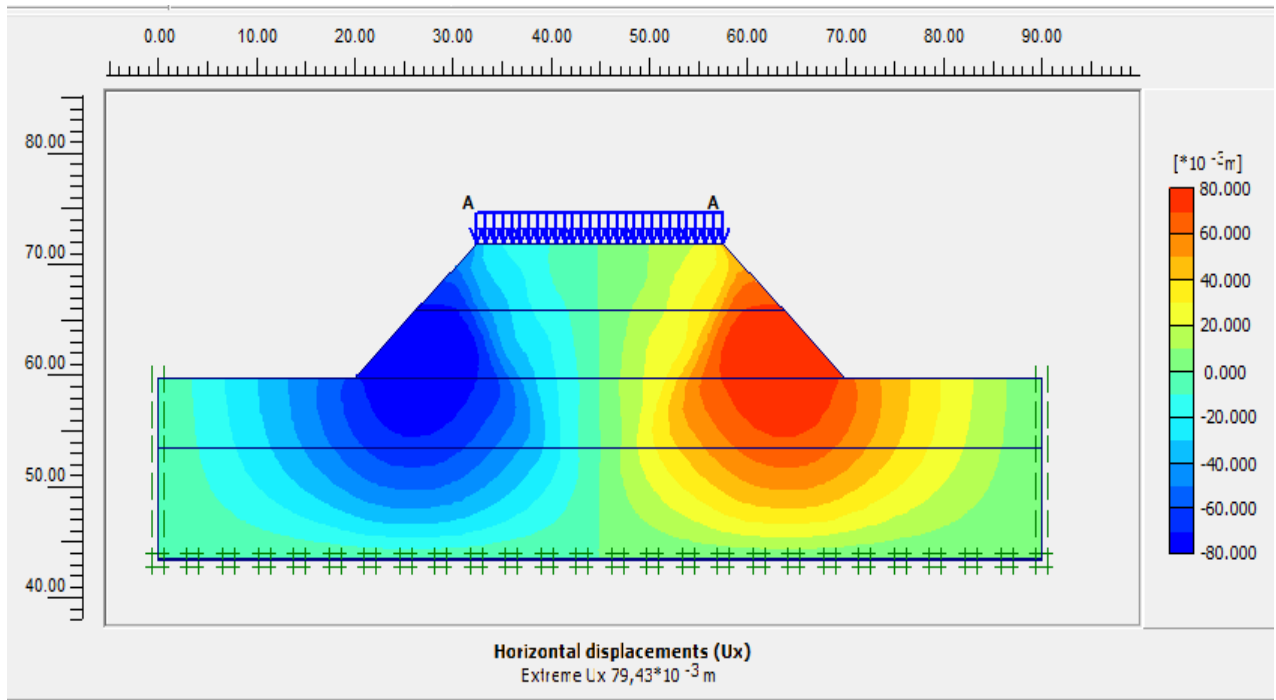
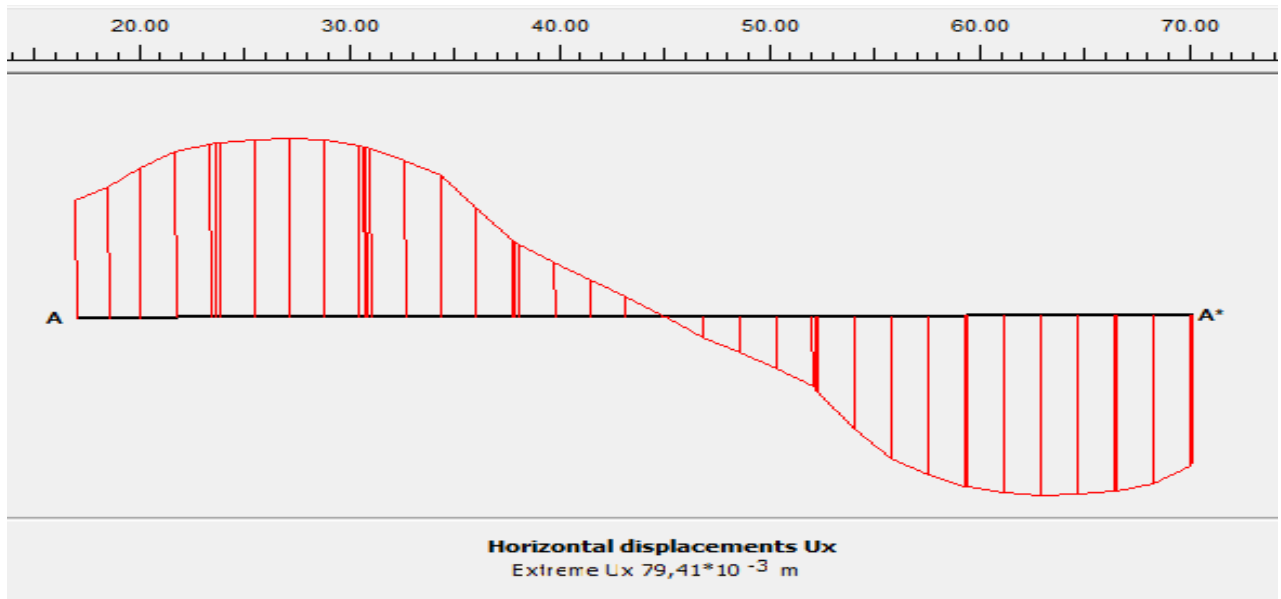


Figure 4.16 : Coupe A-A déplacements verticaux  $-117,15 \cdot 10^{-3} \text{m}$ .



**Figure 4.17 : Déplacements horizontaux 79,43\*10<sup>-3</sup>m.**



**Figure 4.18 : Coupe A-A déplacements horizontaux 79,41\*10<sup>-3</sup>m.**

### 4.17 Modélisation avec renforcement :

#### 4.17.1 Méthode 01 : Renforcement par les géogrilles:

##### 4.17.1.1 Définitions des Données :

##### A) Paramètres du géogrilles :

PARAMETRE	NOM	GEOGRILLES	UNITE
Model de matériaux	Model	Elastique	-
La rigidité normale	EA	$1 \cdot 10^5$	KN/m

Tableau 4.7 : Caractéristiques des géogrilles.

Tableau 4.8 : Propriété des géogrilles.

##### B) La Géométrie du Modèle :

Dans ce type de renforcement, on utilise Cinq nappes de géo grilles avec différents espacements entre les nappes comme suit : 50cm, 75cm, 100cm ,125cm ,150cm.

On prend le modèle numérique dans le cas d'espacement de 50cm entre les nappes des géogrilles comme un exemple montré sur la figure suivante.



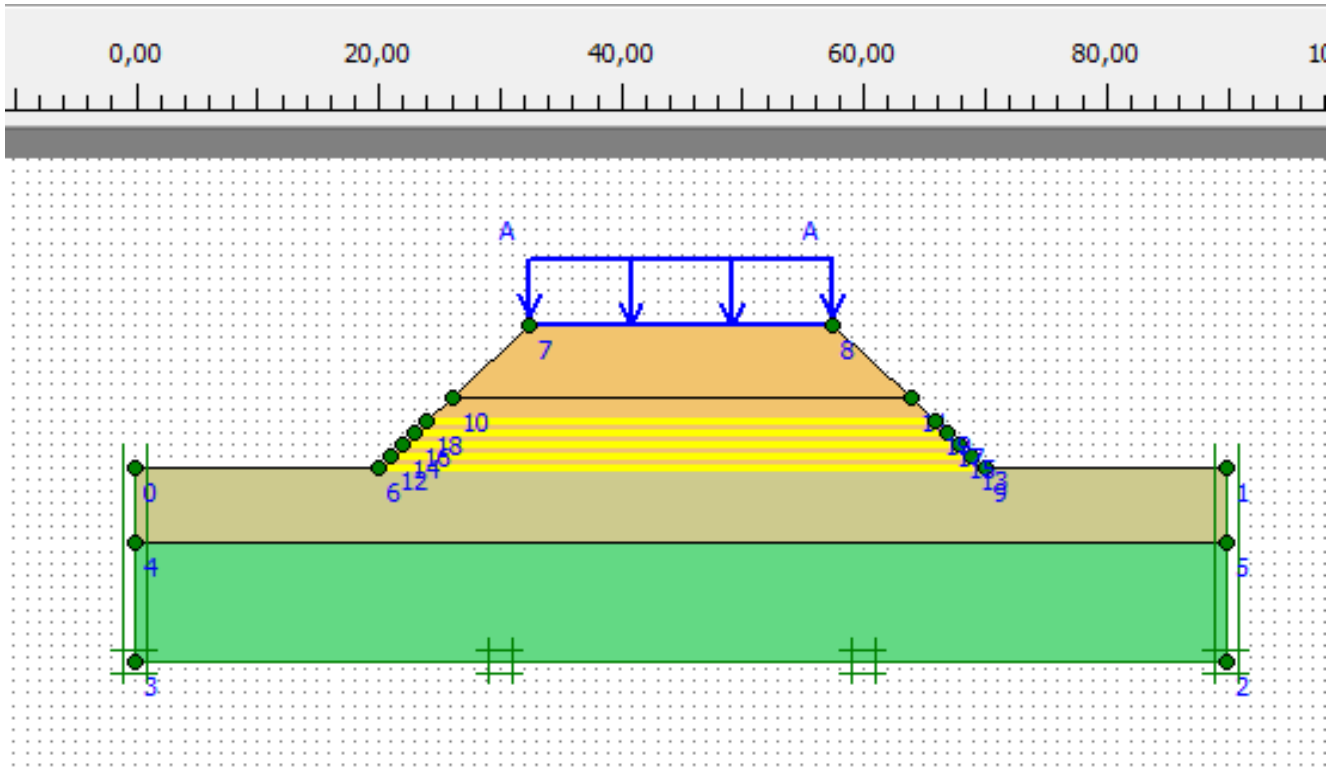


Figure 4.19 : Modèle numérique renforcé par géogrilles.

4.17.1.2 Maillages utilisés :

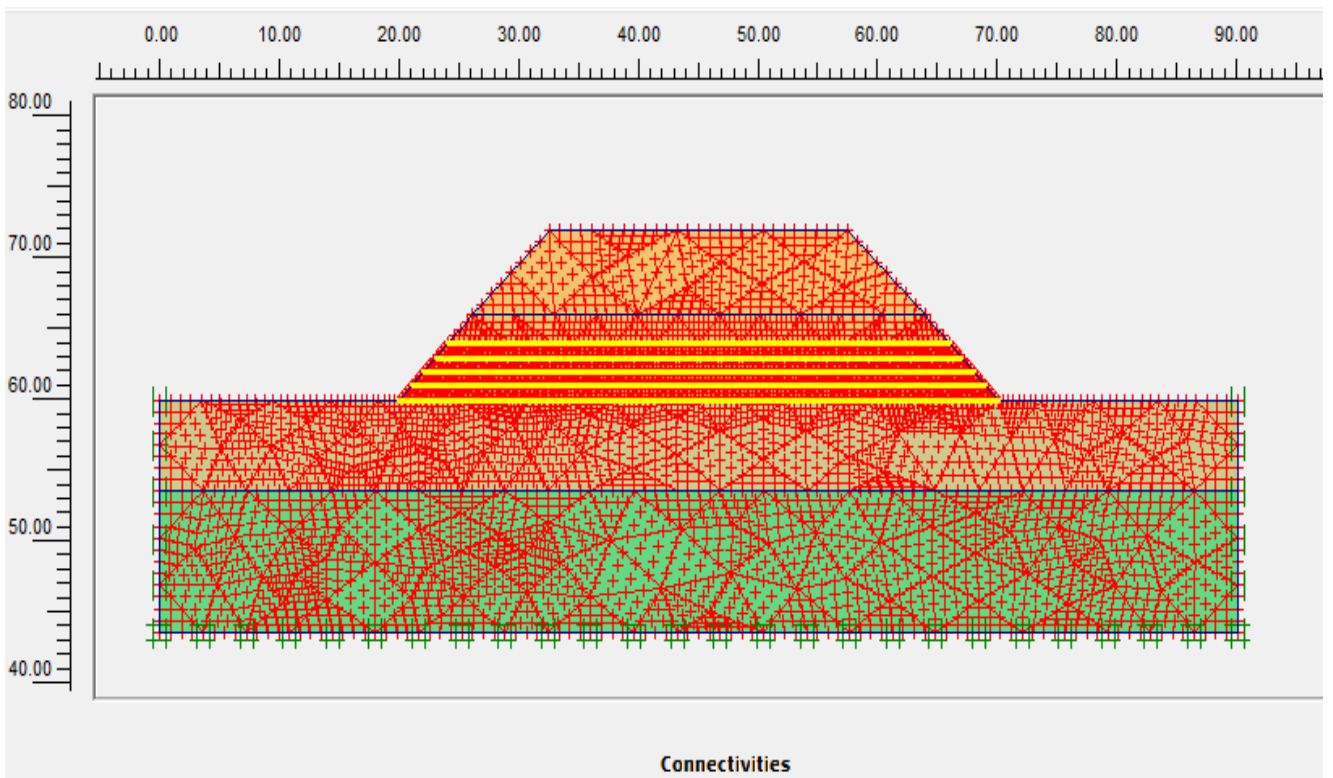


Figure 4.20 : Maillage après le calcul (15 nœuds).

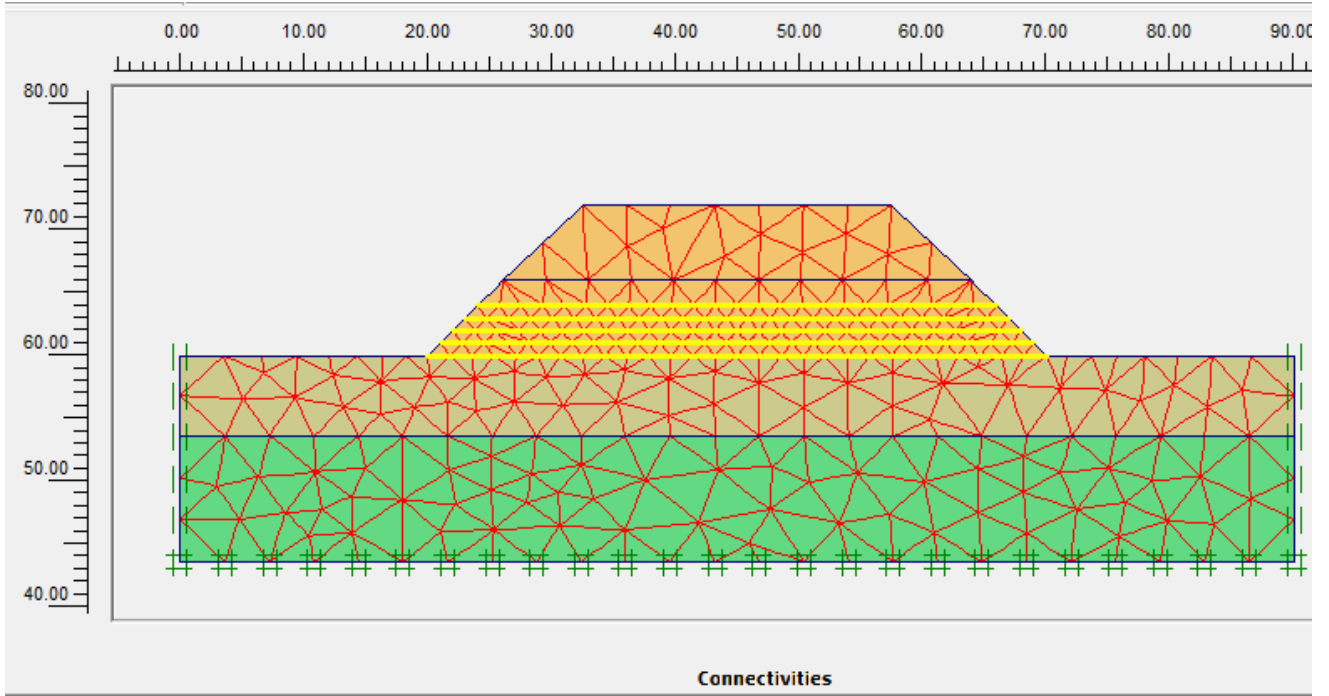


Figure 4.21 : Maillage PLAXIS (type finale).

4.17.1.3 Conditions initiales :

A) Conditions hydrauliques :

$$P_{\text{active}} = P_{\text{steady}} + P_{\text{excès}}$$

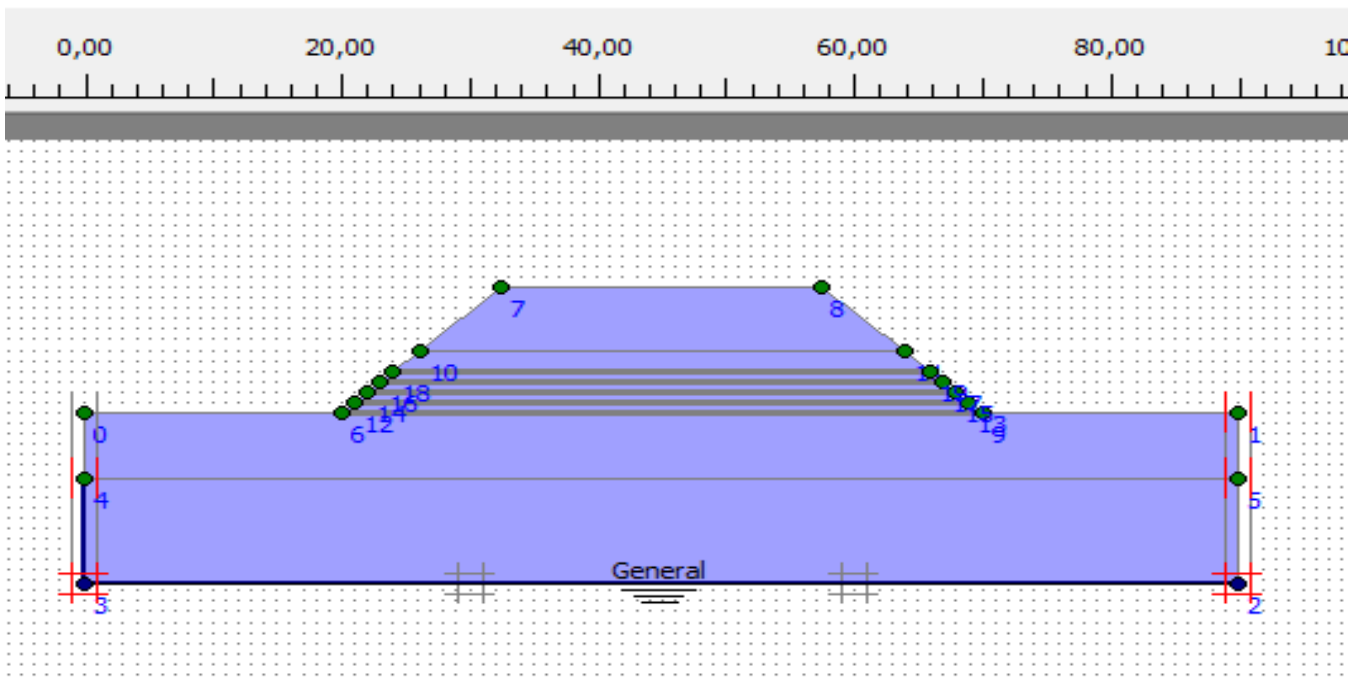


Figure 4.22 : Condition hydrauliques initiales.

## B) Contraintes initiales :

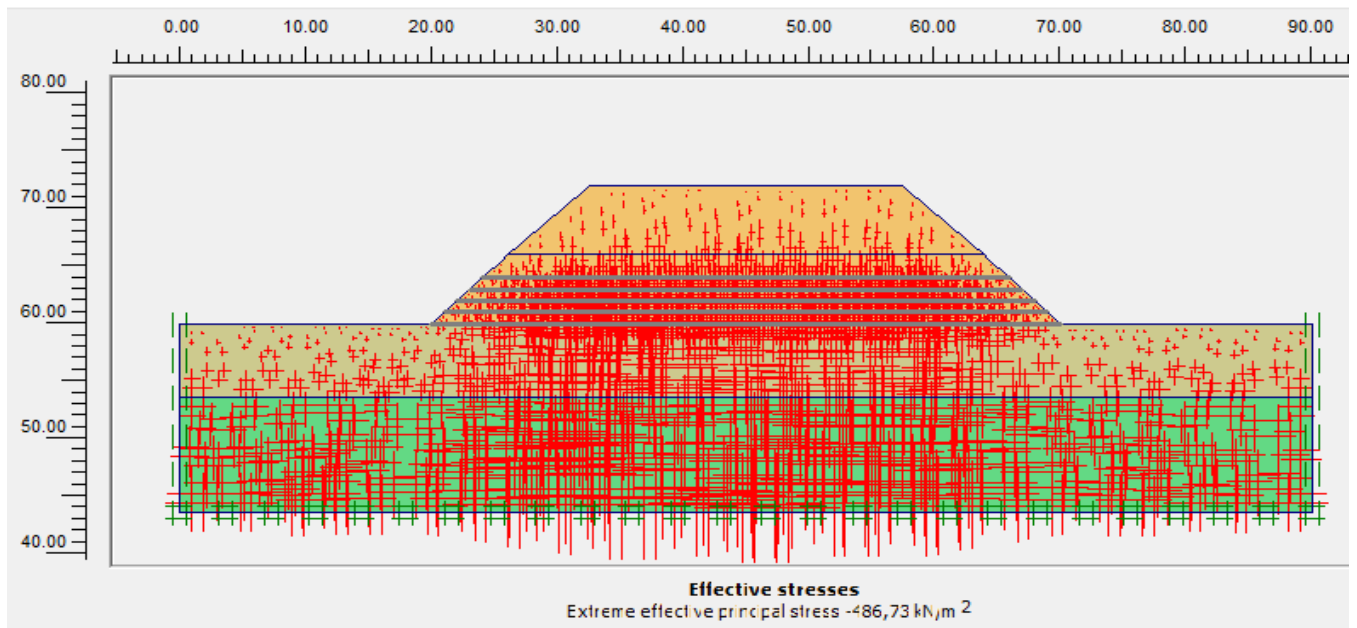


Figure 4.23 : Contraintes effective avant l'activation de la charge  $-486,73 \text{ KN/m}^2$ .

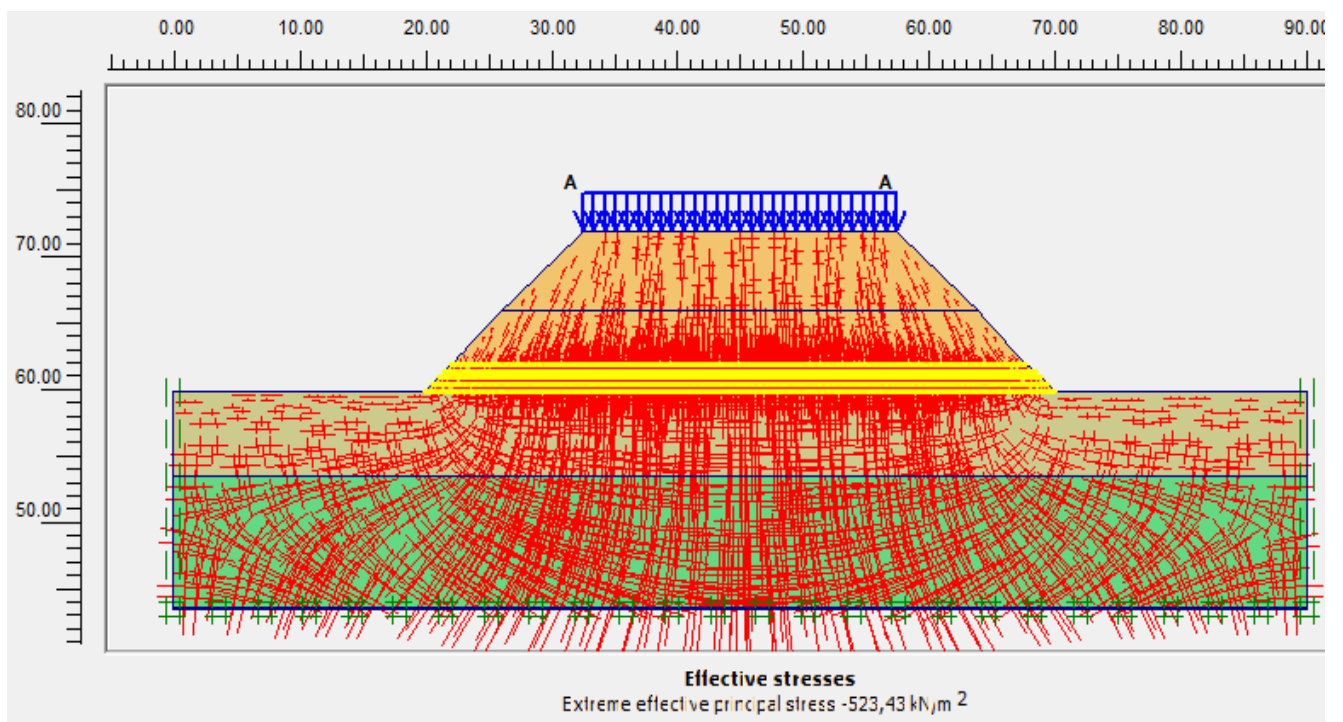


Figure 4.24 : Contraintes effectives totales après l'activation de la charge  $-522,43 \text{ KN/m}^2$ .

### 4.18 Le calcul numérique:

#### 4.18.1 Procédure de calcul :

Le calcul du modèle de référence se fait en quatre (04) phases :

**Phase 0** : initiation des contraintes (procédure  $K_0$ ) ; on détermine les contraintes effectives initiales.

**Phase 1** : mise en place de remblai : cette phase est caractérisé par :

- On utilise la construction par étape 1<sup>ère</sup> couche de (06 m).

**Phase 2** : mise en place des nappes de géogrilles.

Activation et désactivation des nappes de géogrilles avec un espacement allant de : 50cm ; 75cm ; 100cm ; 125cm ,150cm.

**Phase 3** : mise en place de remblai : cette phase est caractérisé par :

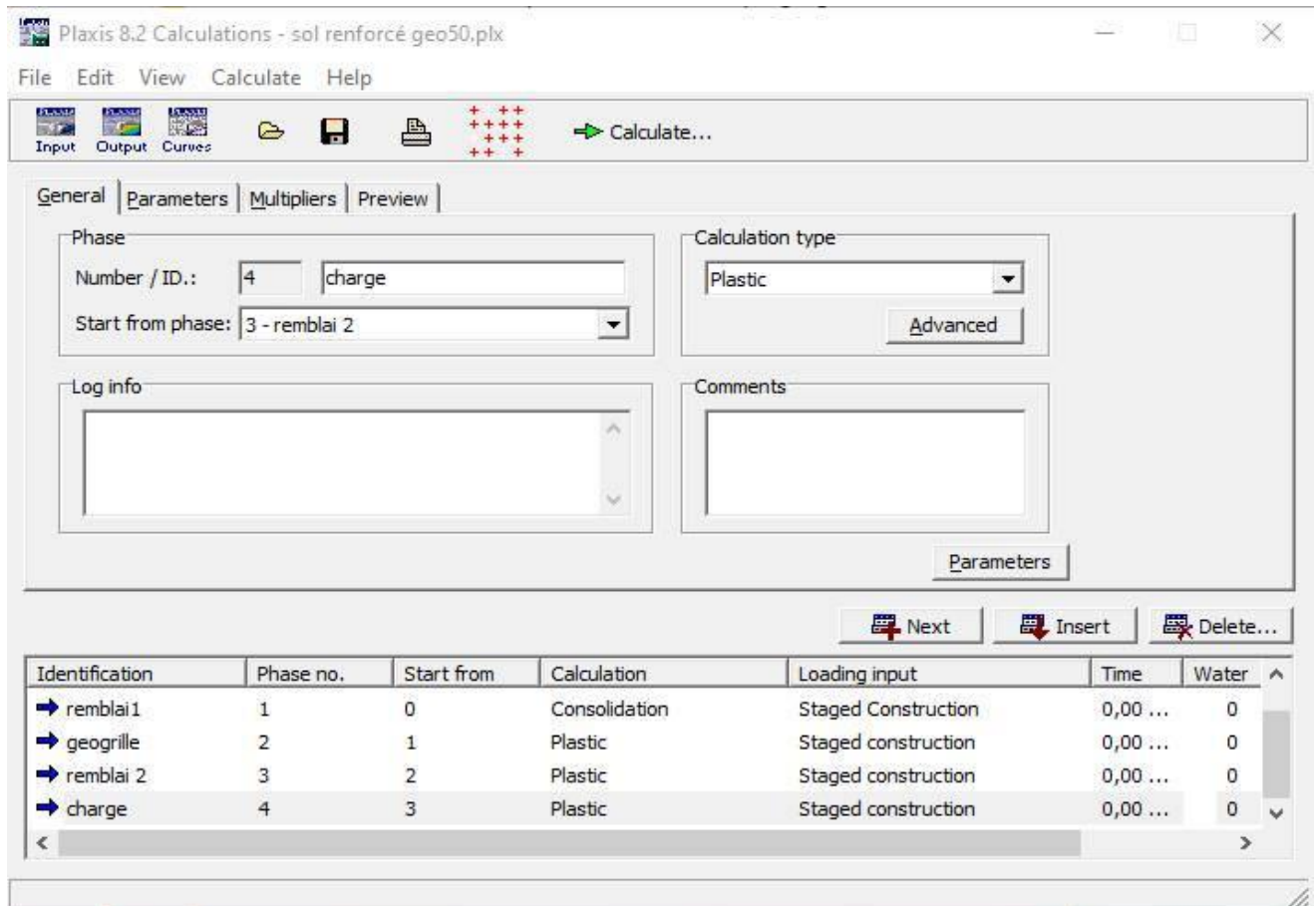
- On utilise la construction par étape 2<sup>ème</sup> couche de (06 m).

**Phase 4** : activation de la charge appliquée sur remblai.

Et au fur et à mesure ; on fait varier le nombre des géogrilles pour chaque phase de calcul et comparés les résultats obtenus avec celle du déplacement verticale du remblai.

#### 4.18.2 Les principaux résultats :

Nous présentons les principaux résultats des modélisations du problème de renforcement d'un Remblai sur un sol compressible avec le logiciel **PLAXIS 2D**.



Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water
→ remblai 1	1	0	Consolidation	Staged Construction	0,00 ...	0
→ geogridde	2	1	Plastic	Staged construction	0,00 ...	0
→ remblai 2	3	2	Plastic	Staged construction	0,00 ...	0
→ charge	4	3	Plastic	Staged construction	0,00 ...	0

**Tableau 4.9 : Les phases de calculs.**

Plaxis 8.2 Plastic Calculation - sol renforcé geo - Plane Strain

Total multipliers at the end of previous loading step			
Σ -Mdisp:	1,000	PMax	0,000
Σ -MloadA:	1,000	Σ -Marea:	1,000
Σ -MloadB:	1,000	Force-X:	0,000
Σ -Mweight:	1,000	Force-Y:	0,000
Σ -Maccel:	0,000	Stiffness:	0,056
Σ -Msf:	1,000	Time:	0,000
Σ -Mstage:	0,354	Dyn. time:	0,000

Calculation progress

Node A

Iteration process of current step			
Current step:	23	Max. steps:	269
Iteration:	2	Max. iterations:	60
Global error:		Tolerance:	0,010

Plastic points in current step			
Plastic stress points:	316	Inaccurate:	133
Plastic interface points:	0	Inaccurate:	0
Tension points:	0	Cap/Hard points:	0

Cancel

Tableau 4.10 : Méthode de calcul et le modèle plastique.

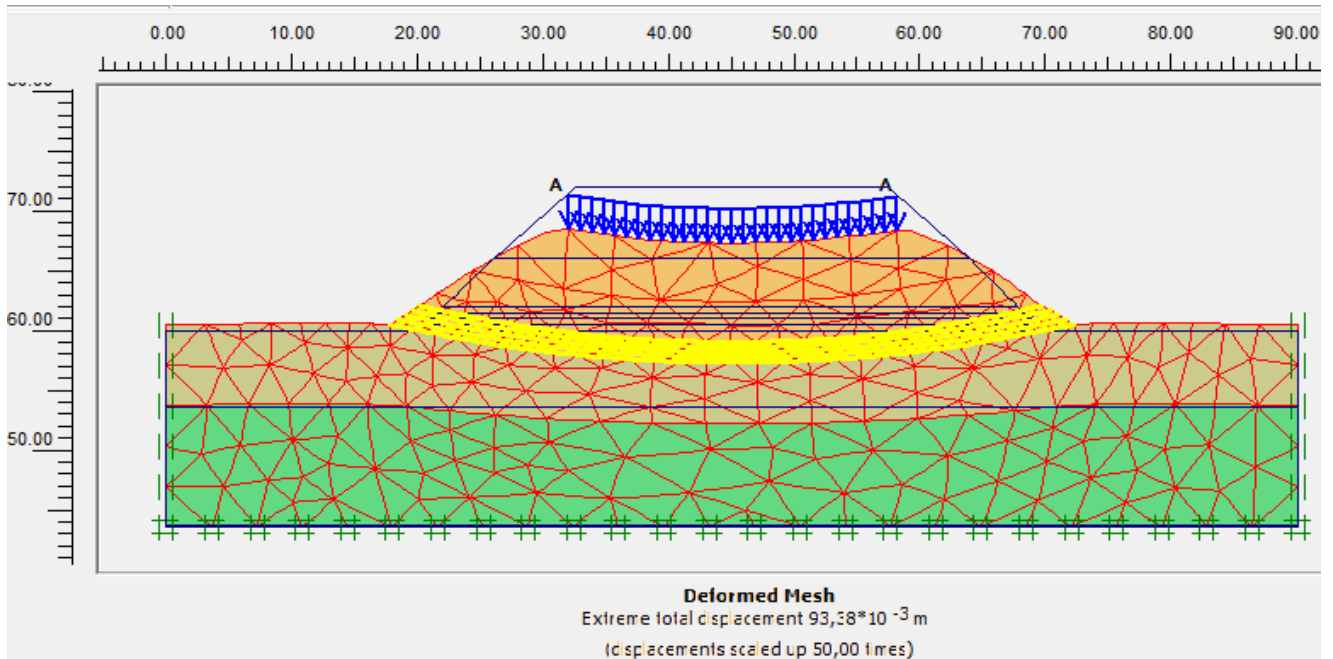


Figure 4.25 : Forme de déformation (déplacements totales)  $93.38 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ .

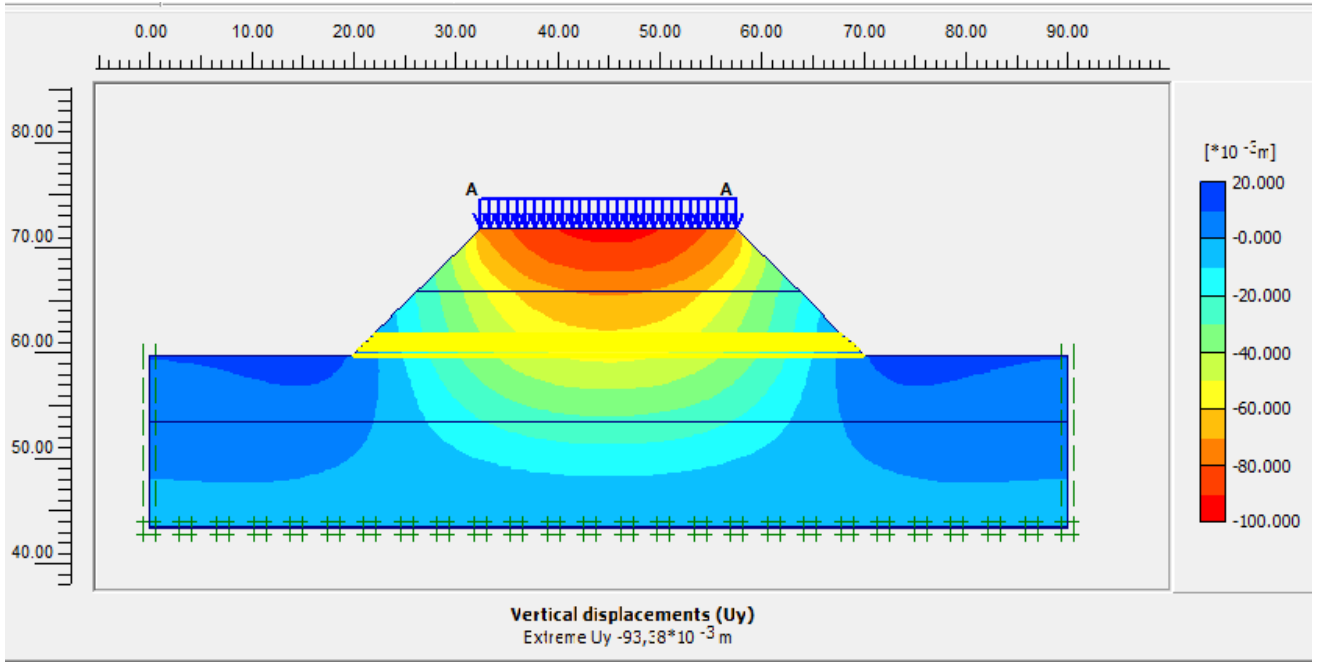


Figure 4.26 : Déplacements verticaux  $-93.38 \cdot 10^{-3} \text{m}$ .

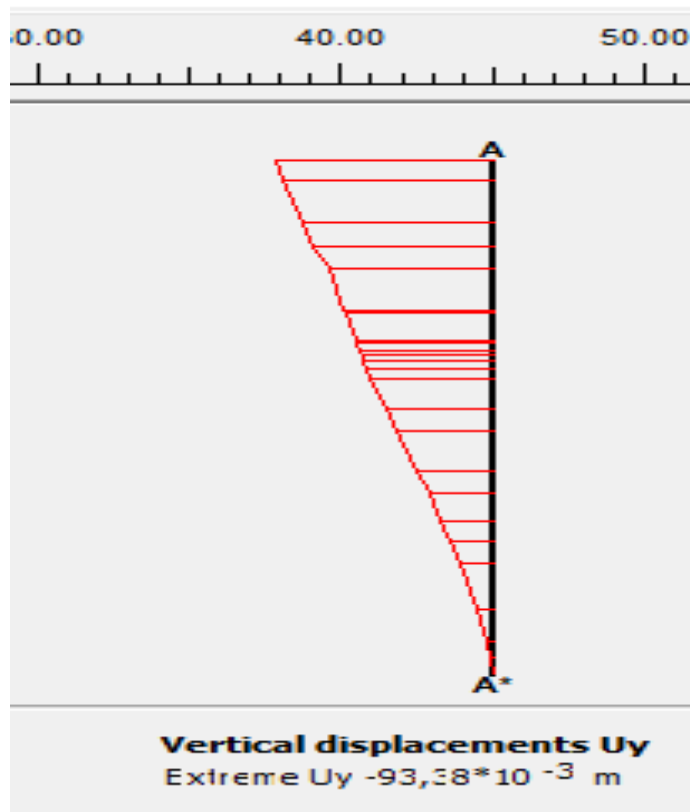


Figure 4.27 : Coupe A-A déplacements verticaux  $-93,38 \cdot 10^{-3} \text{m}$ .

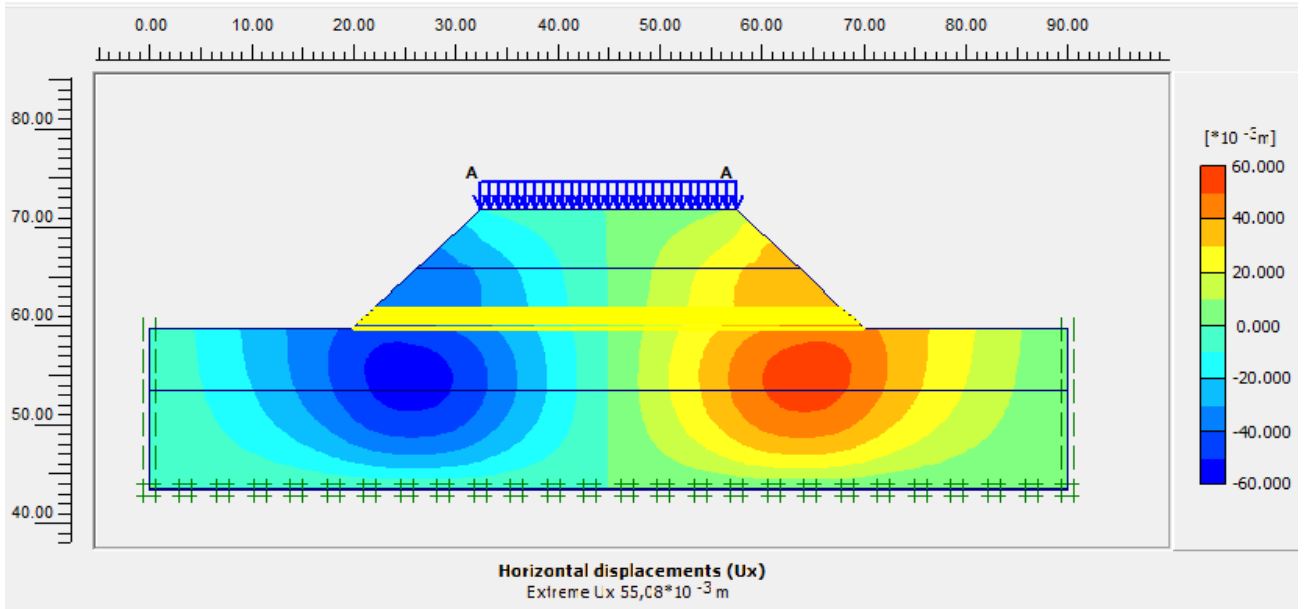


Figure 4.28 : Déplacements horizontaux  $-55,08 \cdot 10^{-3} \text{m}$ .

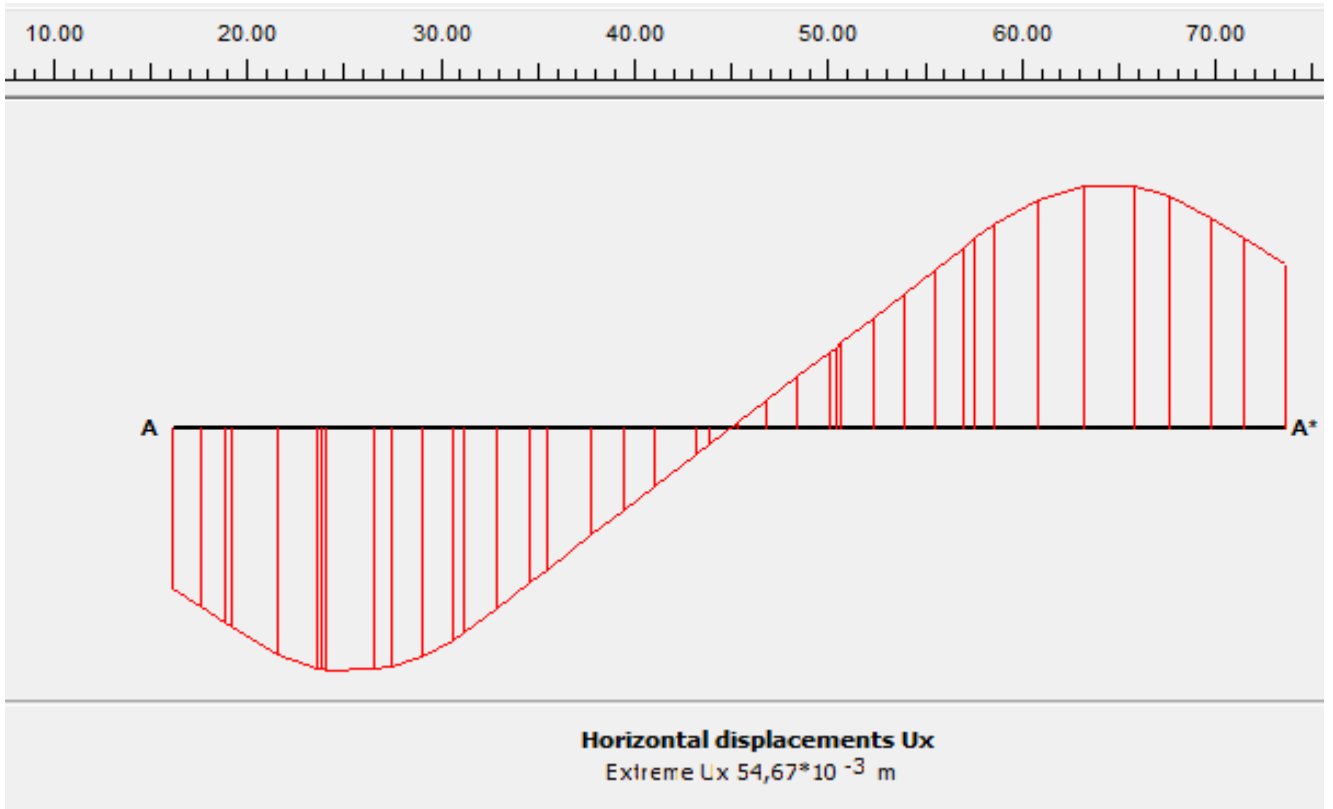


Figure 4.29 : Coupe A-A déplacements horizontaux  $54,67 \cdot 10^{-3} \text{m}$ .

4.18.3 Forme de déformation du géogrille :

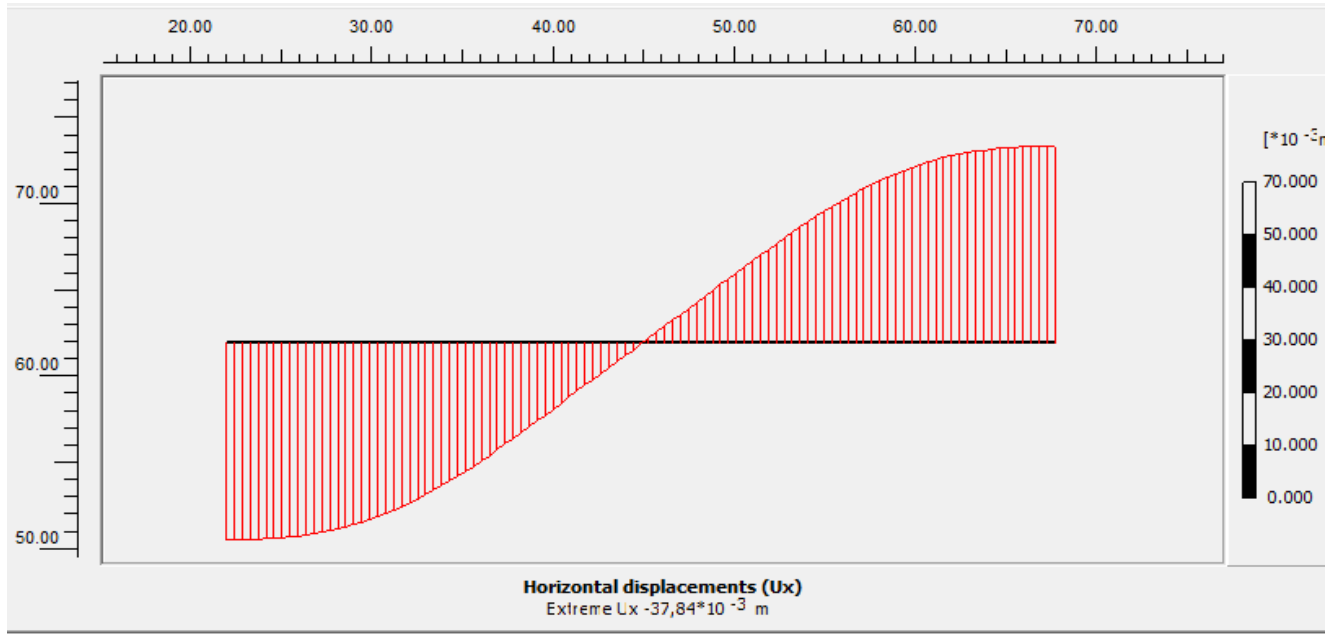


Figure 4.30 : Déplacements horizontaux du géogrille (exemple de la nappe N° :05).

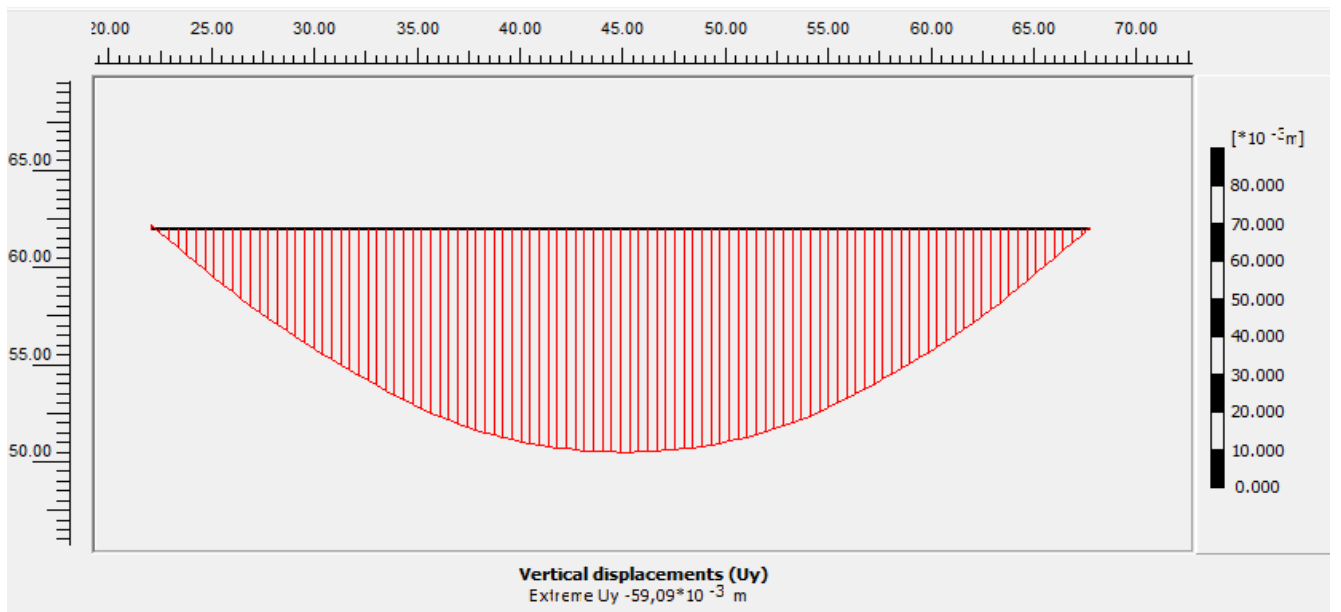


Figure 4.31 : Déplacements verticaux du géogrille (exemple de la nappe N° :05).



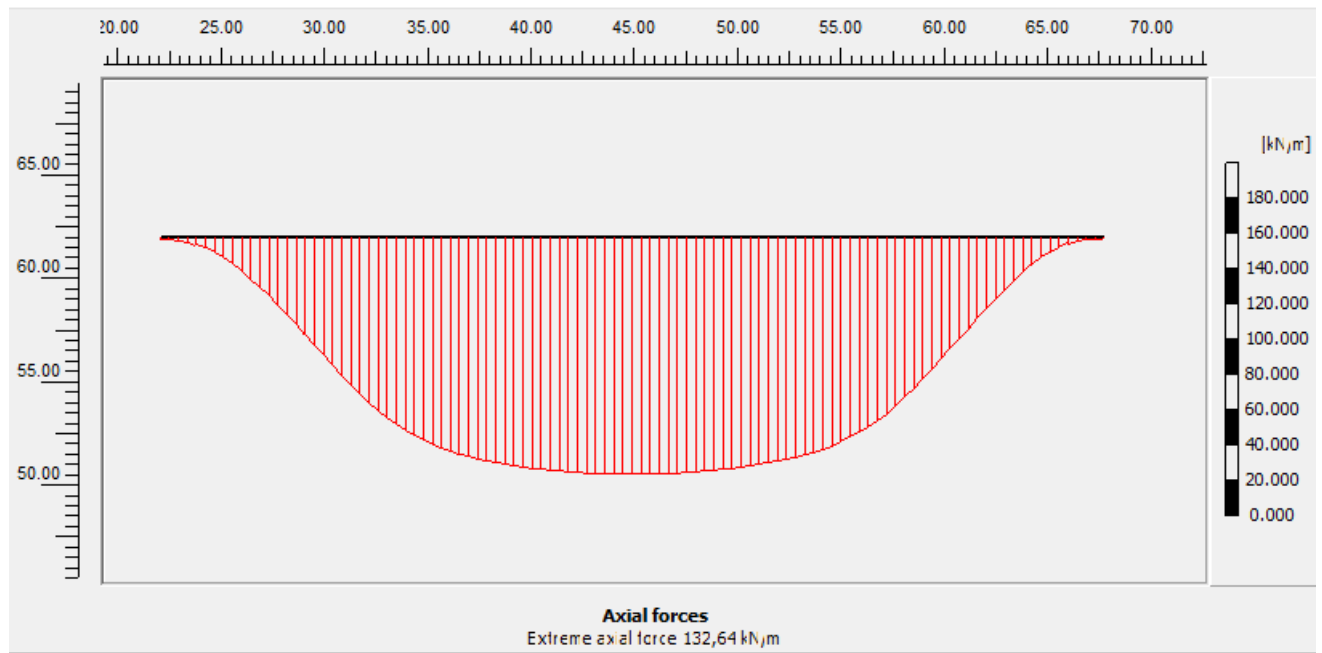


Figure 4.32 : Force axiale du géogrid (exemple de la nappe N° :05).

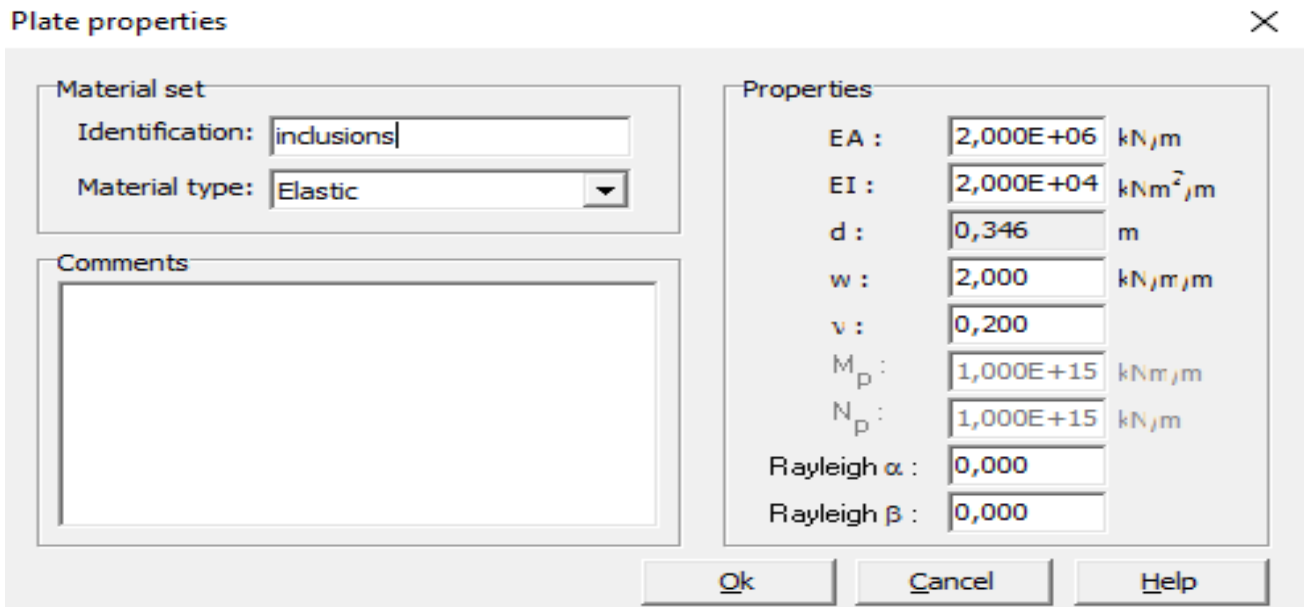
#### 4.19.1 Méthode 02 : Renforcement avec inclusions rigides :

##### 4.19.1.1 Définitions des Données :

##### A) Paramètres d'inclusion rigide :

PARAMETRE	NOM	Inclusions	UNITE
Model de matériaux	Model	Elastique	-
La rigidité normale	EA	$2 \cdot 10^6$	KN/m
La rigidité flexionnelle	EI	$2 \cdot 10^4$	KN.m
Coefficient de poisson	V	0.200	-
Diamètre	D	0.346	m
Longueur	H	16.40	m

Tableau 4.11 : Caractéristiques des inclusions.



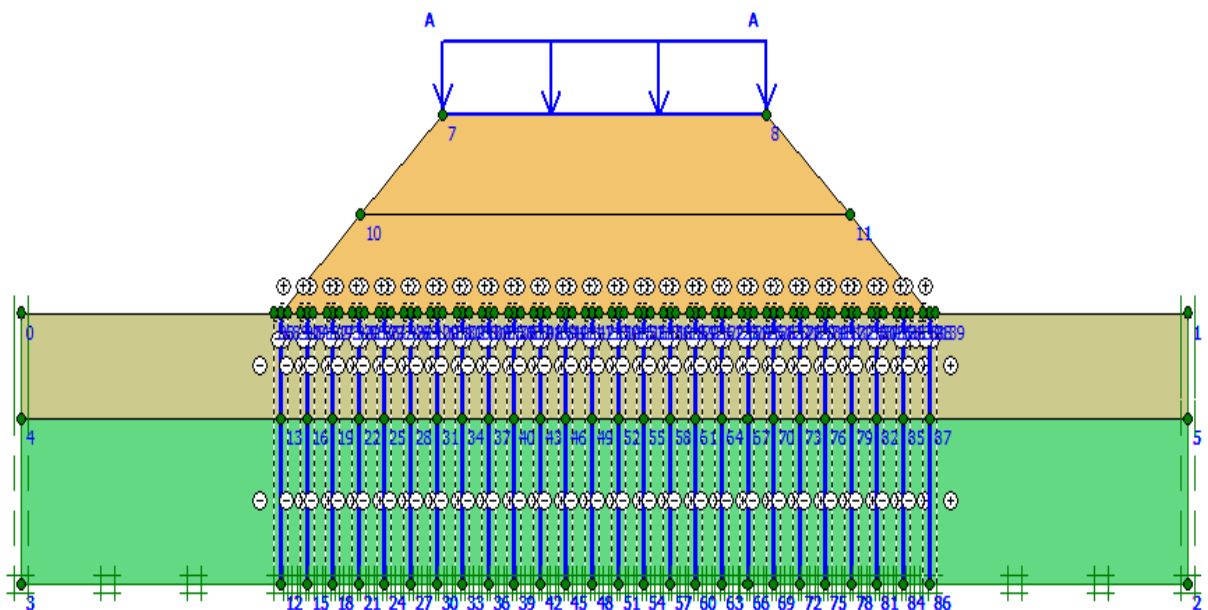
**Tableau 4.12 : Caractéristiques des inclusions.**

**B) La Géométrie du Modèle :**

Dans ce type de renforcement, on utilise les inclusions rigides avec des différents espacements comme suit : 2.00m ; 3.00m ; 4.00m ; 5.00m ; 6.00m ainsi que la longueur des inclusions fixée dans le substratum à 16.40m de profondeur.

Les dalles avec épaisseur de 0.35m bande de 1,00\*1,00 m

On note que dans chaque cas de variation d'espacement entre les inclusions, le nombre de ces dernières change pour assurer la symétrie dans le modèle numérique.



**Figure 4.33 : Modèle numérique renforcé par inclusion rigides.**

4.19.1.2 Maillages utilisés :

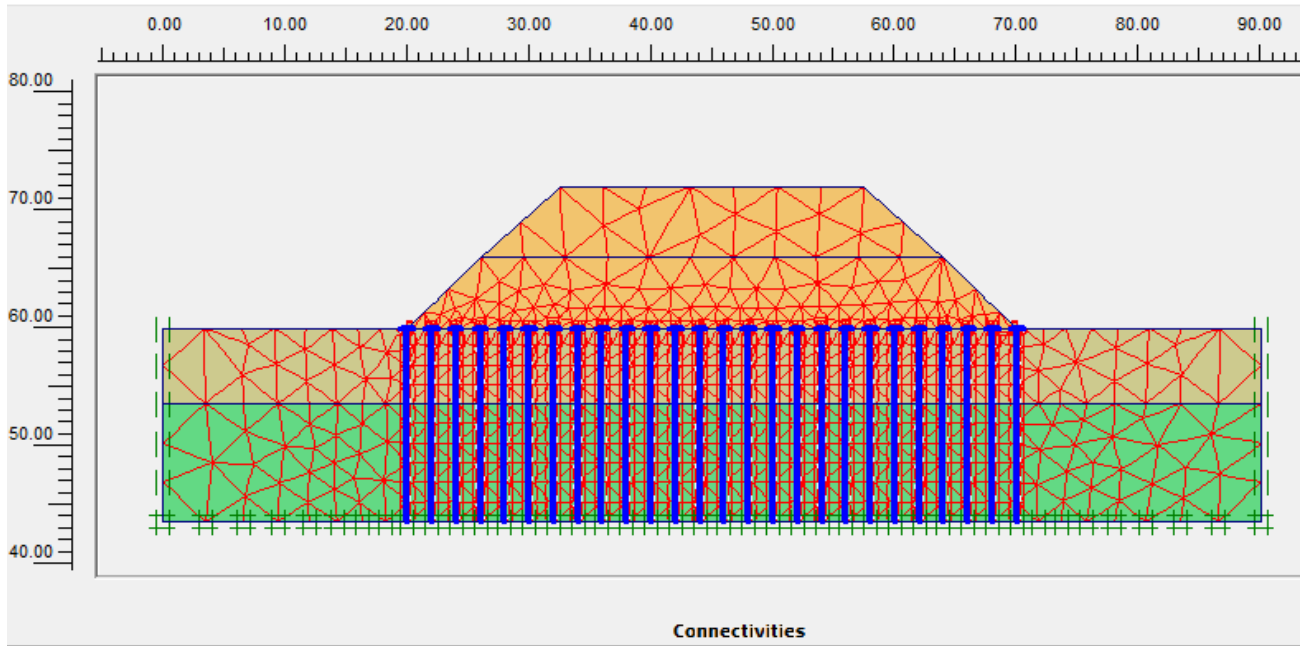


Figure 4.34 : Maillage utilisé.

4.19.1.3 Conditions initiales :

A) Conditions hydrauliques :

$$P_{\text{active}} = P_{\text{steady}} + P_{\text{excès}}$$

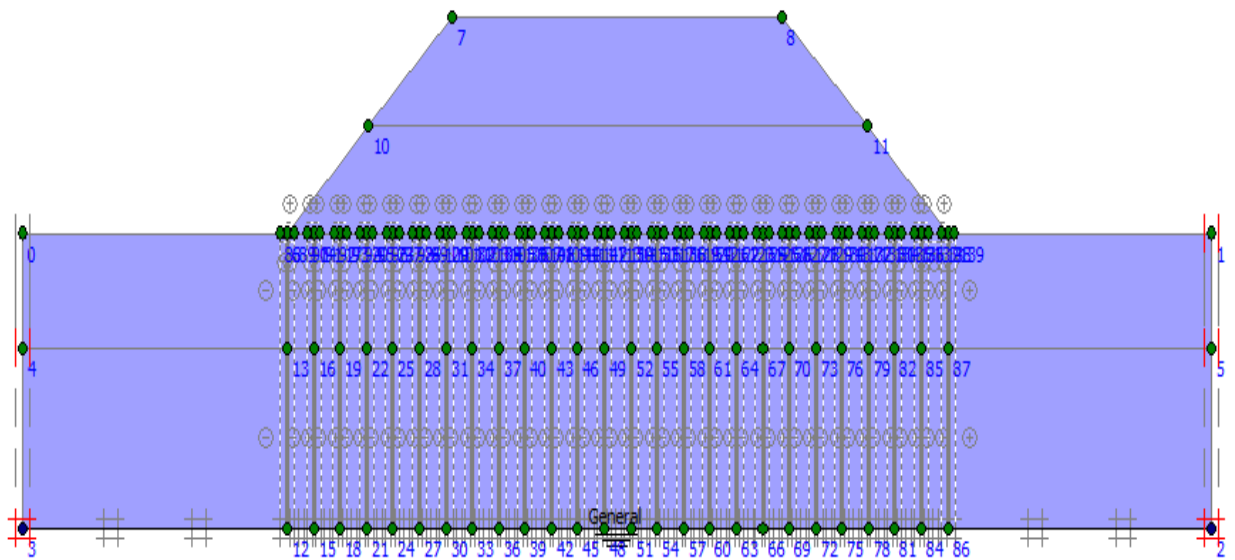


Figure 4.35 : Condition hydrauliques initiales.

## B) Contraintes initiales :

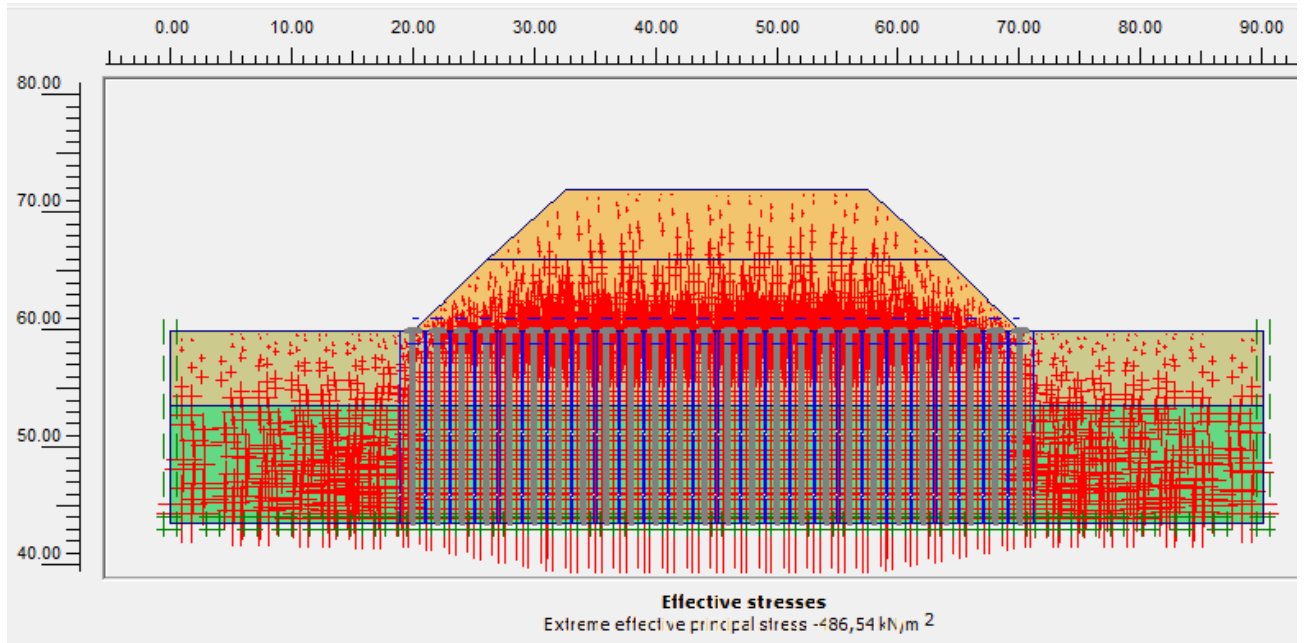


Figure 4.36 : Contraintes effective avant l'activation de la charge  $-486,54 \text{ KN/m}^2$ .

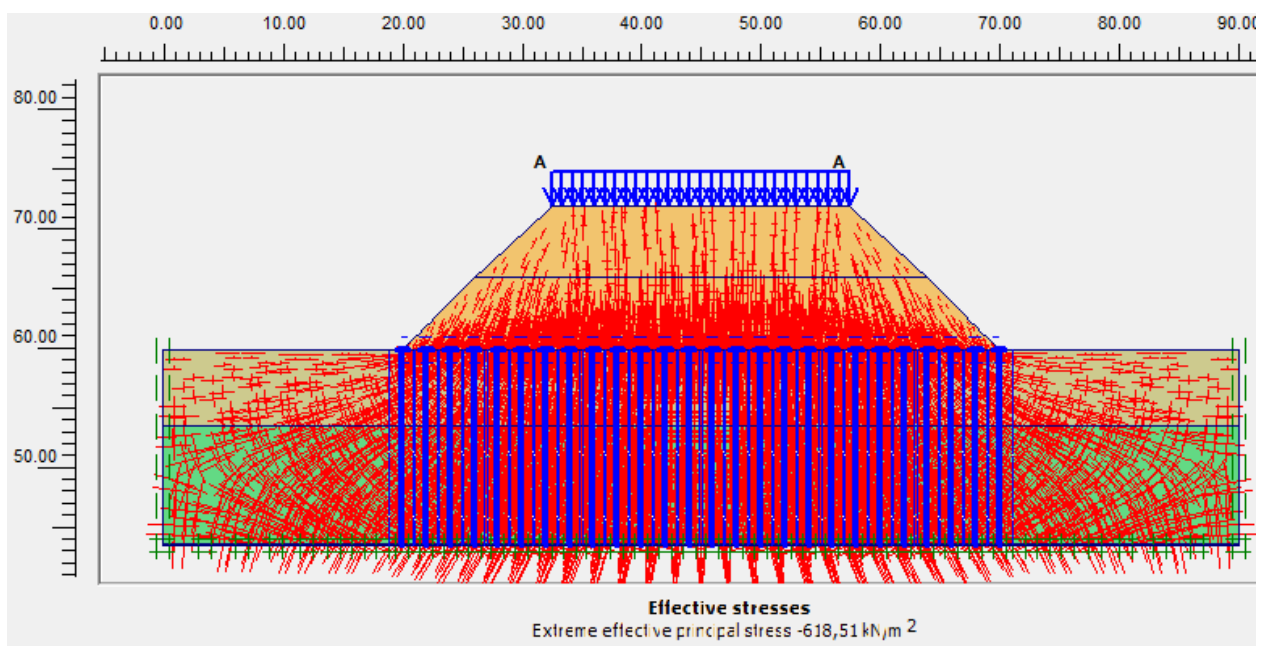


Figure 4.37 : Contraintes effectives totales après l'activation de la charge  $-618,51 \text{ KN/m}^2$ .

### 4.20 Le calcul numérique:

#### 4.20.1 Procédure de calcul :

Le calcul du modèle de référence se fait en quatre (04) phases :

**Phase 0** : initiation des contraintes (procédure  $K_0$ ) ; on détermine les contraintes effectives initiales.

**Phase 1** : mise en place des inclusions rigides avec un espacement entre les enclaves allant de 2m ; 3m ; 4m ; 5m ; 6m.

**Phase 2** : mise en place de remblai : cette phase est caractérisé par :

- On utilise la construction par étape 1<sup>ère</sup> couche de (06 m).

**Phase 3** : mise en place de remblai : cette phase est caractérisé par :

- On utilise la construction par étape 2<sup>ème</sup> couche de (06m).

**Phase 4** : activation de la charge appliquée sur remblai.

Et au fur et à mesure ; on change l'espacement des inclusions rigides pour chaque phase de calcul et on compare les résultats obtenus avec celle du déplacement vertical du remblai.

#### 4.20.2 Les principaux résultats :

L'exemple de calcul montré ci-dessous pour le cas d'espacement égal 2.00m.

The screenshot shows the 'Plaxis 8.2 Calculations - inclus esp 2m.plx' window. The 'General' tab is active, displaying phase configuration options. Below the configuration, a table lists the calculation phases:

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	F
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 ...	0	0
→ inclusions	3	0	Plastic	Staged construction	0,00 ...	3	3
→ remblai 1	4	3	Consolidation	Staged construction	0,00 ...	3	
→ remblai 2	5	4	Consolidation	Staged construction	0,00 ...	3	
→ charge	6	5	Plastic	Staged construction	0,00 ...	3	

Tableau 4.13 : Les phases de calculs.

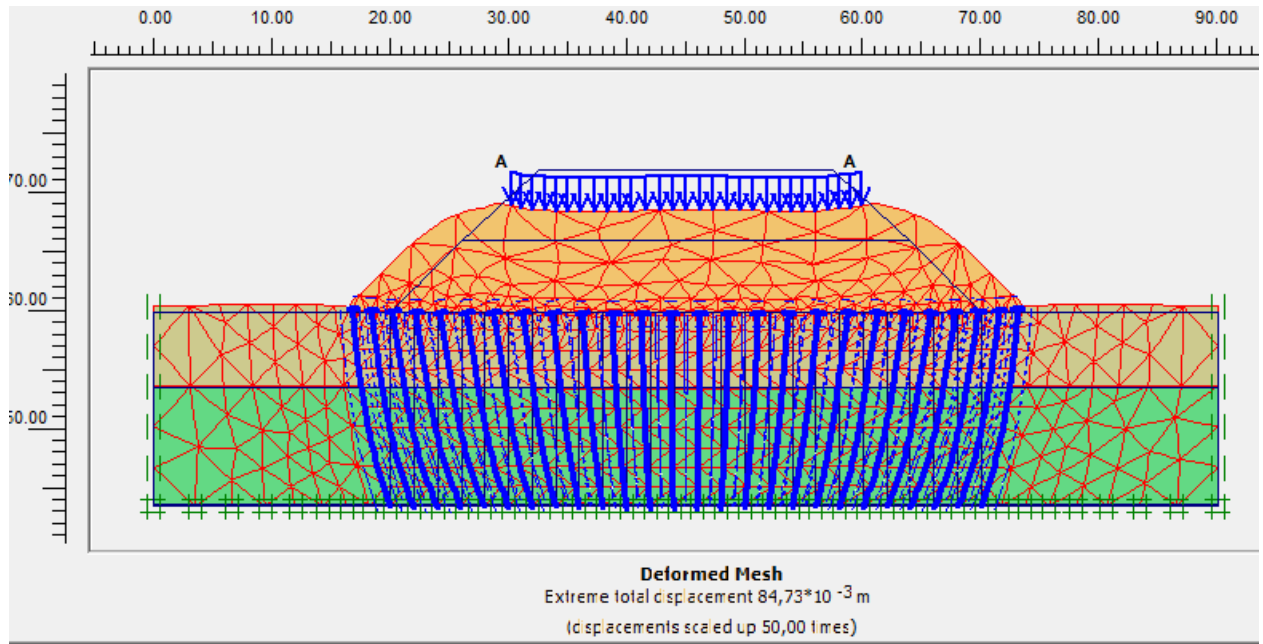


Figure 4.38 : Forme de déformation (déplacements totales)  $84.73 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ .

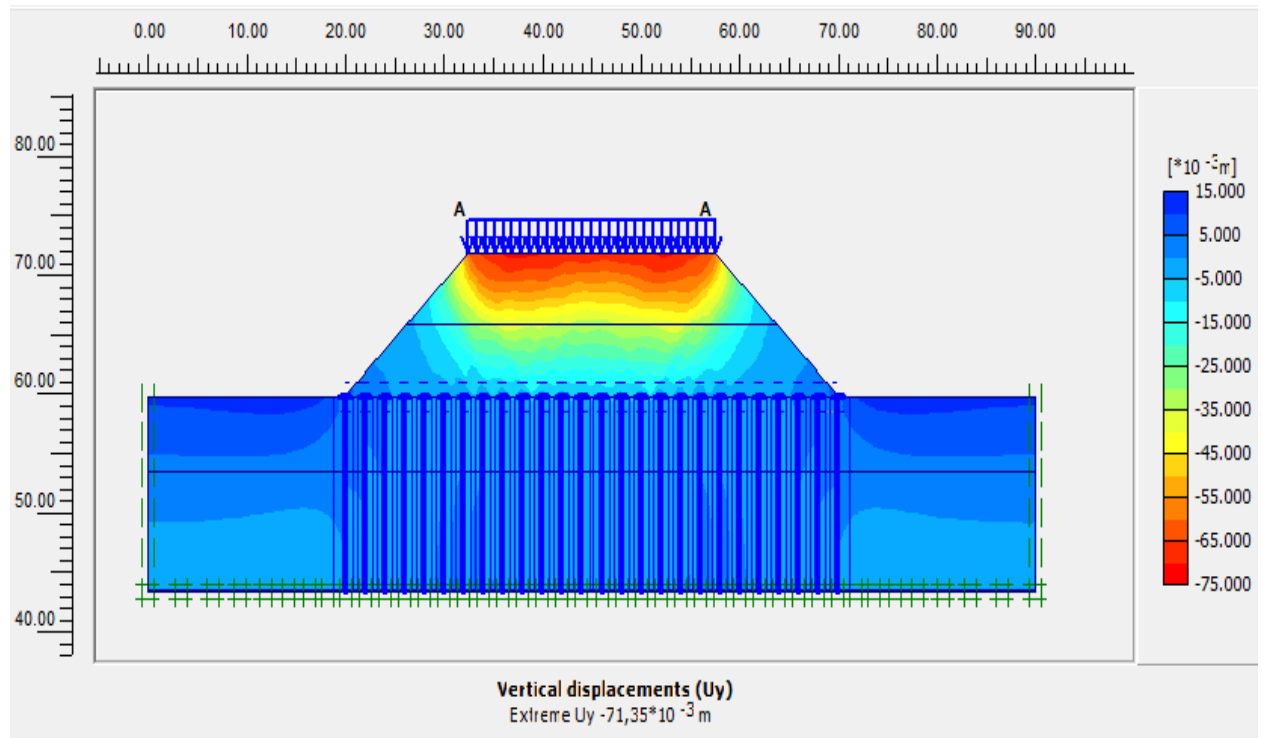


Figure 4.39 : Déplacement vertical  $-71.35 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ .

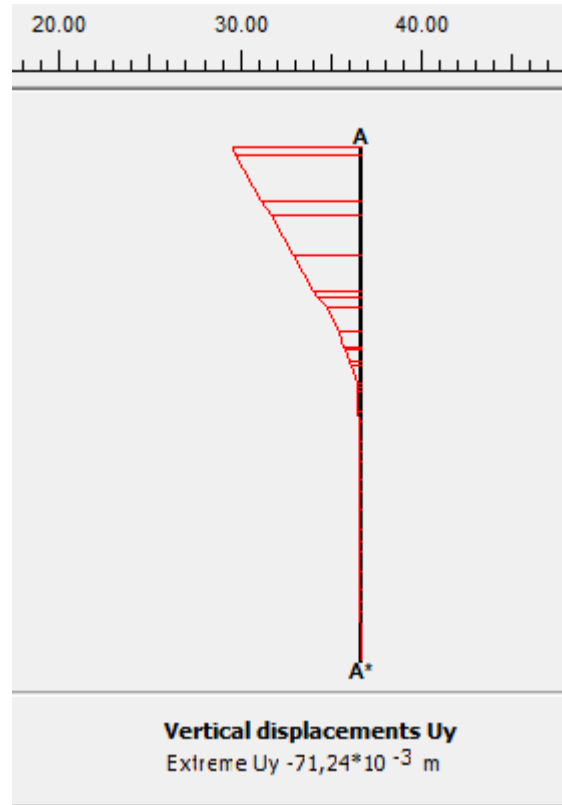


Figure 4.40 : Coupe A-A déplacements verticaux  $-71,24 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ .

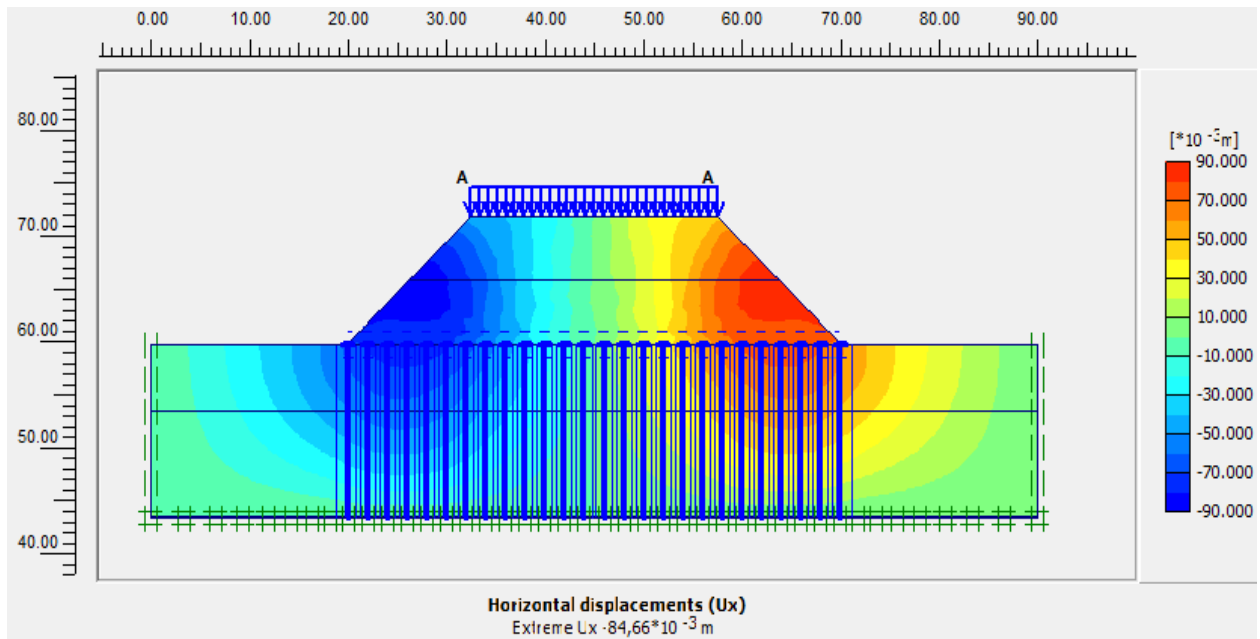


Figure 4.41 : Déplacements horizontaux  $84,66 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ .

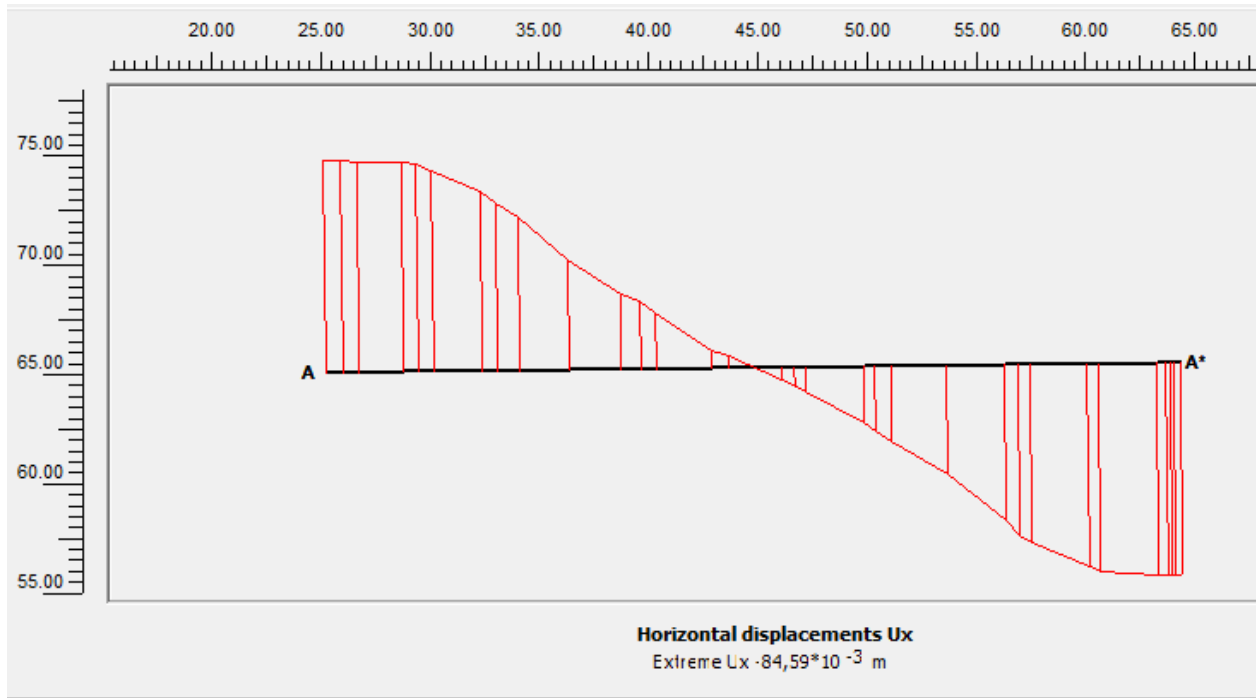


Figure 4.42 : Coupe A-A déplacements horizontaux  $84,59 \cdot 10^{-3}$ m.

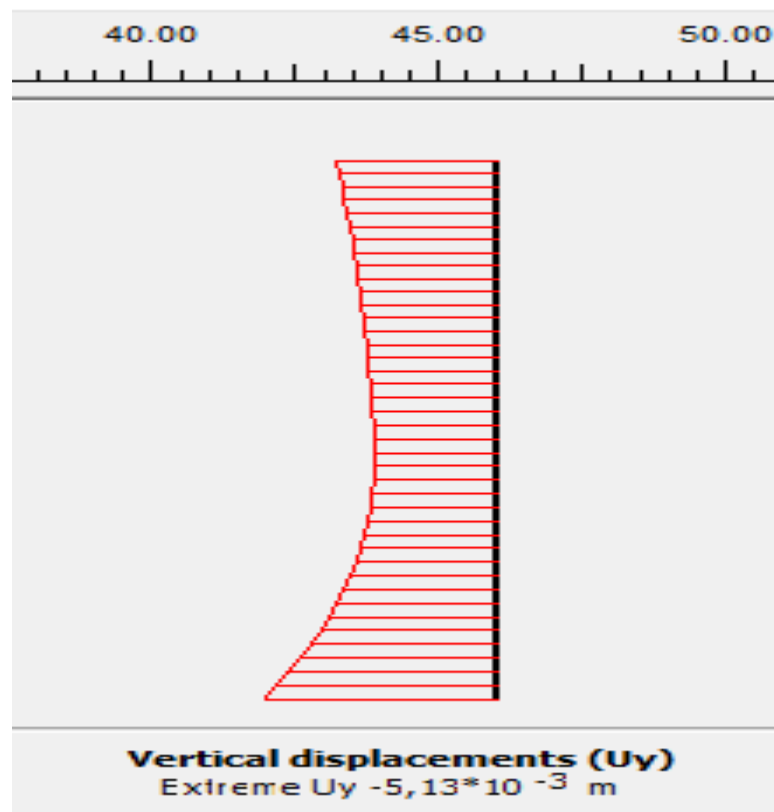


Figure 4.43 : Déplacement vertical des inclusions (valeur max au milieu)  $-5,13 \cdot 10^{-3}$ m.



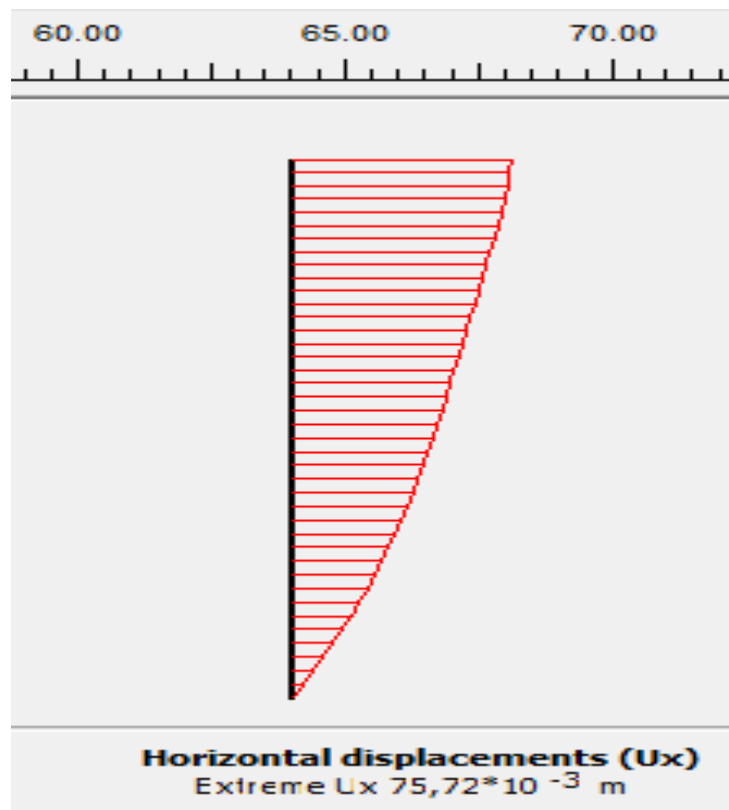


Figure 4.44 : Déplacement horizontal des inclusions (valeur max inclusion N° 04)  $75,72 \cdot 10^{-3}$ m.

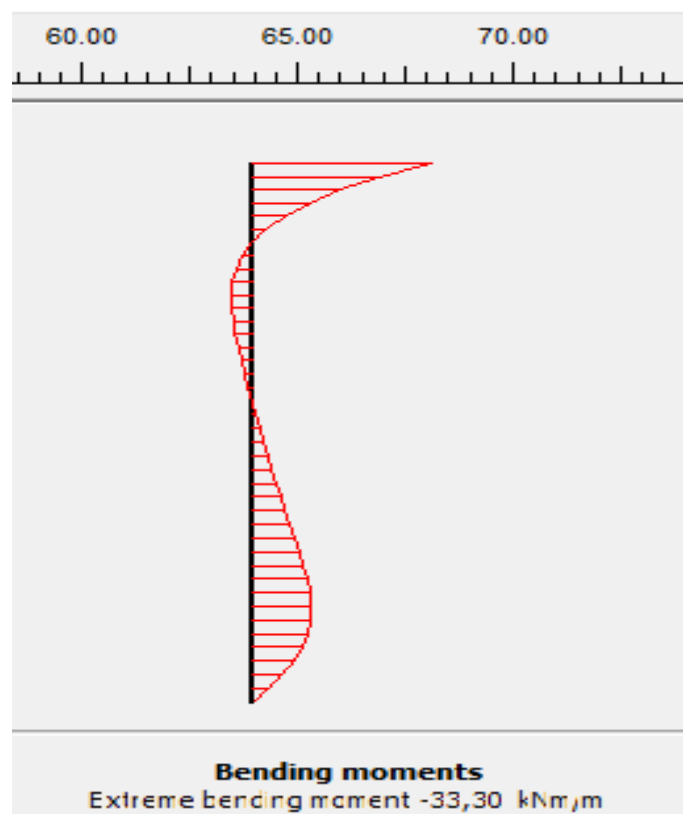


Figure 4.45 : Moment fléchissant des inclusions (valeur max inclusion N° 04)  $-33,30 \cdot 10^{-3}$ KN/m.

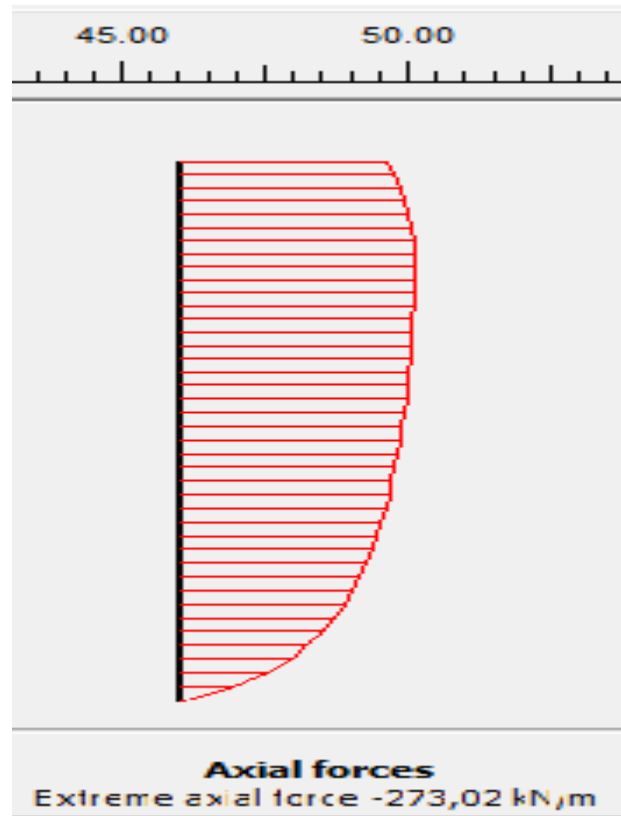


Figure 4.46 : Force axiale des inclusions (valeur max au milieu)  
 $-273,02 \cdot 10^{-3} \text{KN/m}$ .



4.21.1.2 Maillages utilisés :

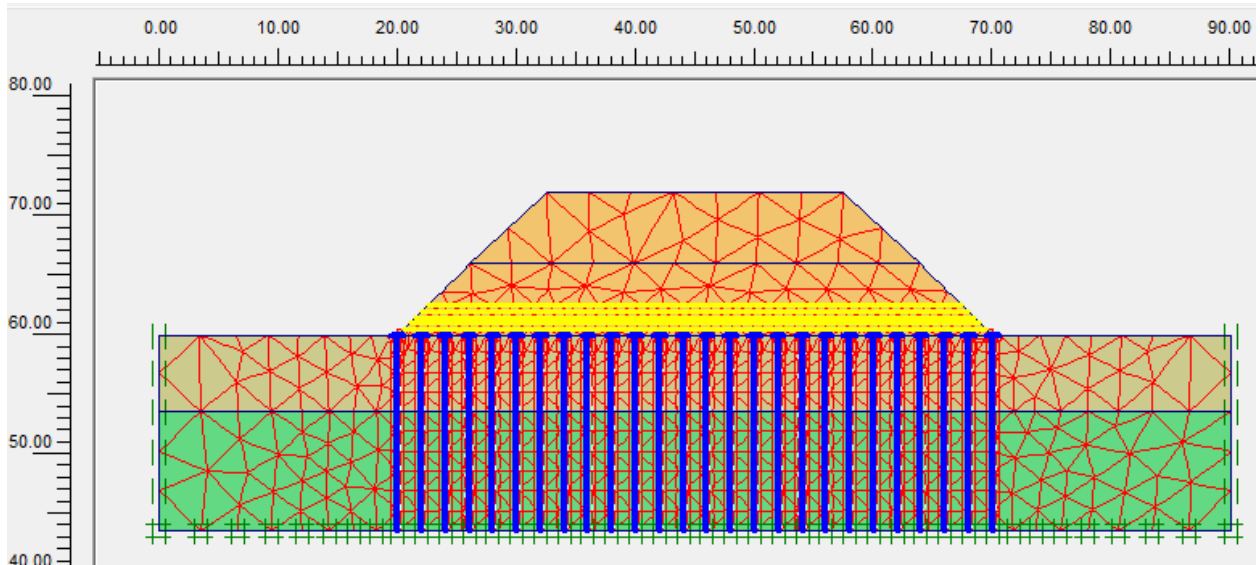


Figure 4.49: Maillage utilisé.

4.21.1.3 Conditions initiales :

A) Conditions hydrauliques :

$$P_{\text{active}} = P_{\text{steady}} + P_{\text{excès}}$$

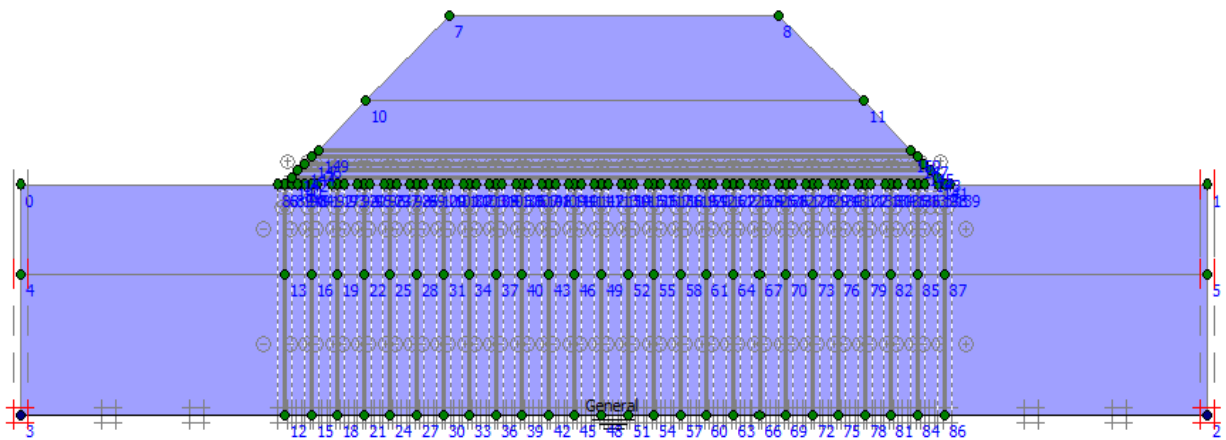


Figure 4.50 : Condition hydrauliques initiales.

## B) Contraintes initiales :

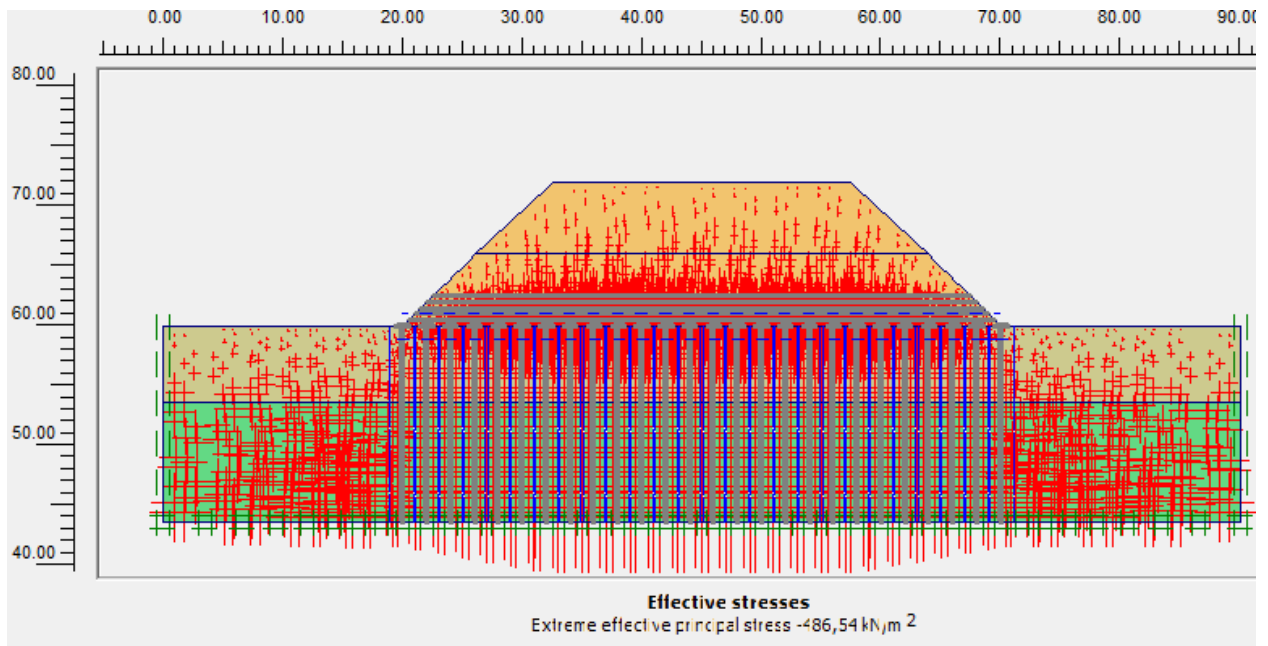


Figure 4.51 : Contraintes effective avant l'activation de la charge  $-486,54 \text{ KN/m}^2$ .

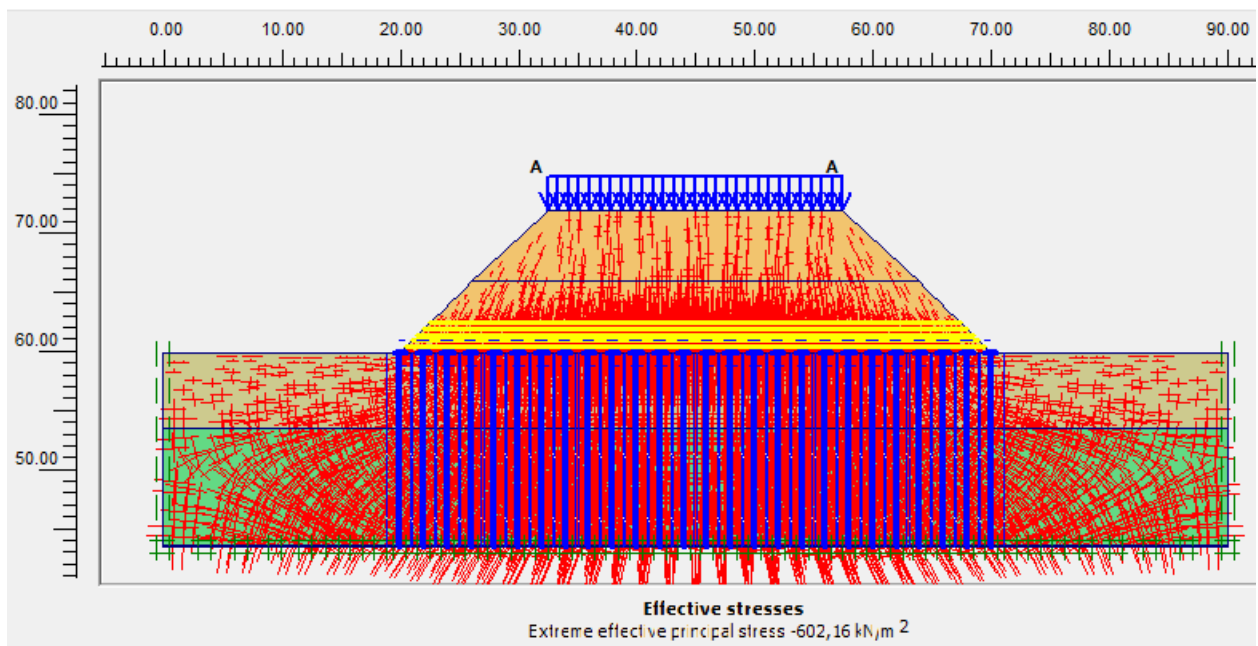


Figure 4.52 : Contraintes effectives totales après l'activation de la charge  $602,16 \text{ KN/m}^2$ .

## 4.22 Le calcul numérique:

### 4.22.1 Procédure de calcul :

Le calcul du modèle de référence se fait en cinq (05) phases :

**Phase 0** : initiation des contraintes (procédure  $K_0$ ) ; on détermine les contraintes effectives initiales.

**Phase 1** : mise en place des inclusions rigides

**Phase 2** : mise en place de remblai : cette phase est caractérisé par :

- On utilise la construction par étape 1<sup>ère</sup> couche de (06 m).

**Phase 3** : mise en place des nappes de géogrilles.

**Phase 4**: mise en place de remblai : cette phase est caractérisé par :

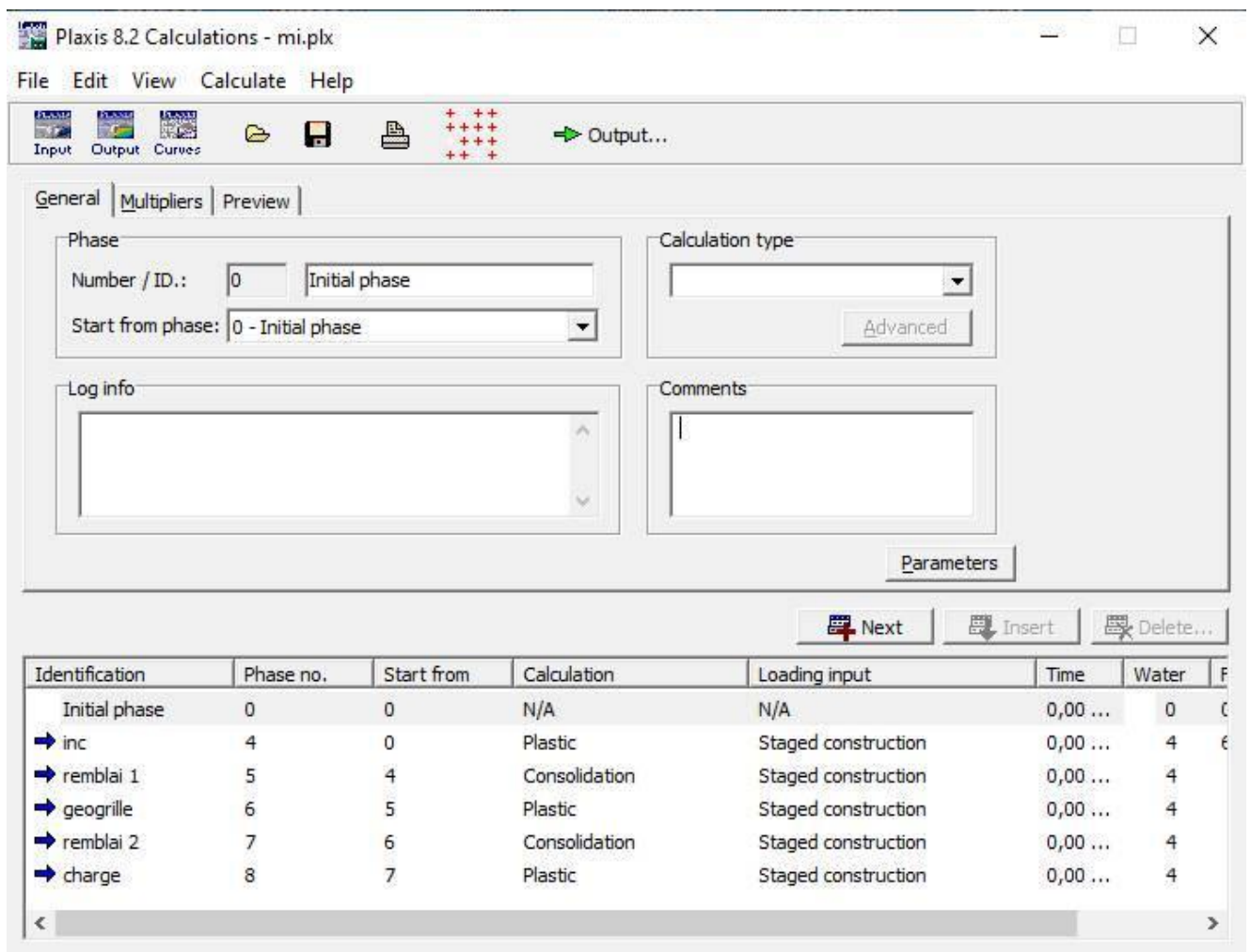
- On utilise la construction par étape 2<sup>ème</sup> couche de (06 m).

**Phase 5** : activation de la charge appliquée sur remblai.

Et au fur et à mesure ; on change l'espacement des inclusions rigides pour chaque phase de calcul et on compare les résultats obtenus avec celle du déplacement vertical du remblai.

#### 4.22.2 Les principaux résultats :

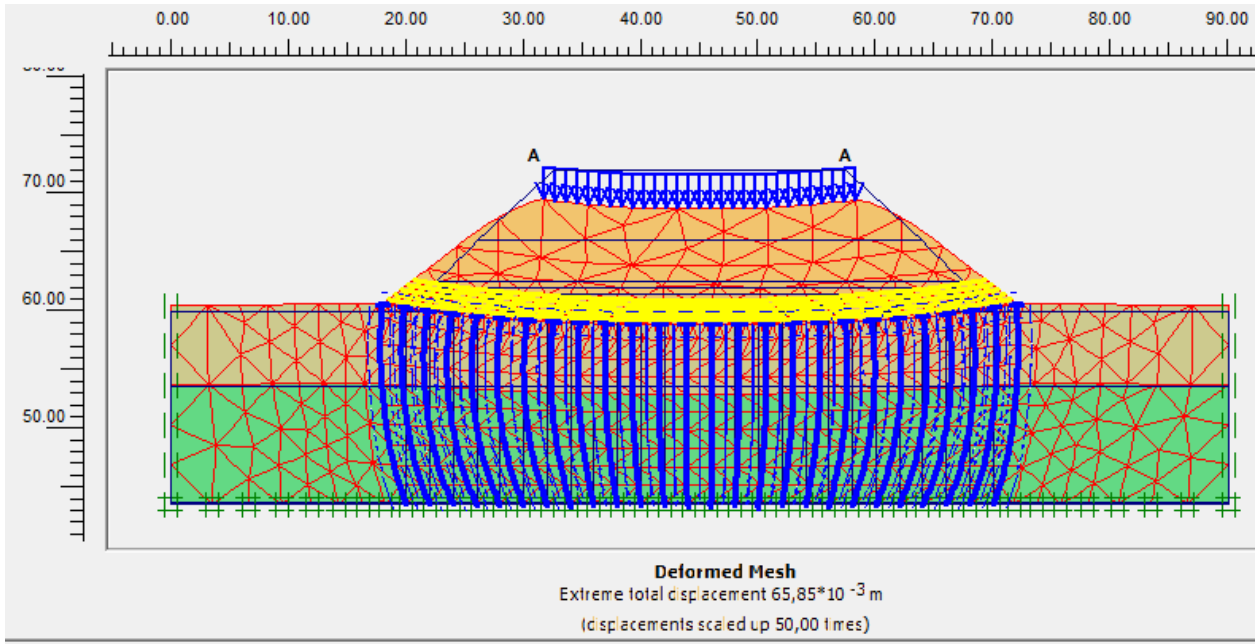
L'exemple de calcul montré ci-dessous pour le cas d'espacement égal 2.00m pour inclusion et un espacement de 50cm pour géogrilles .



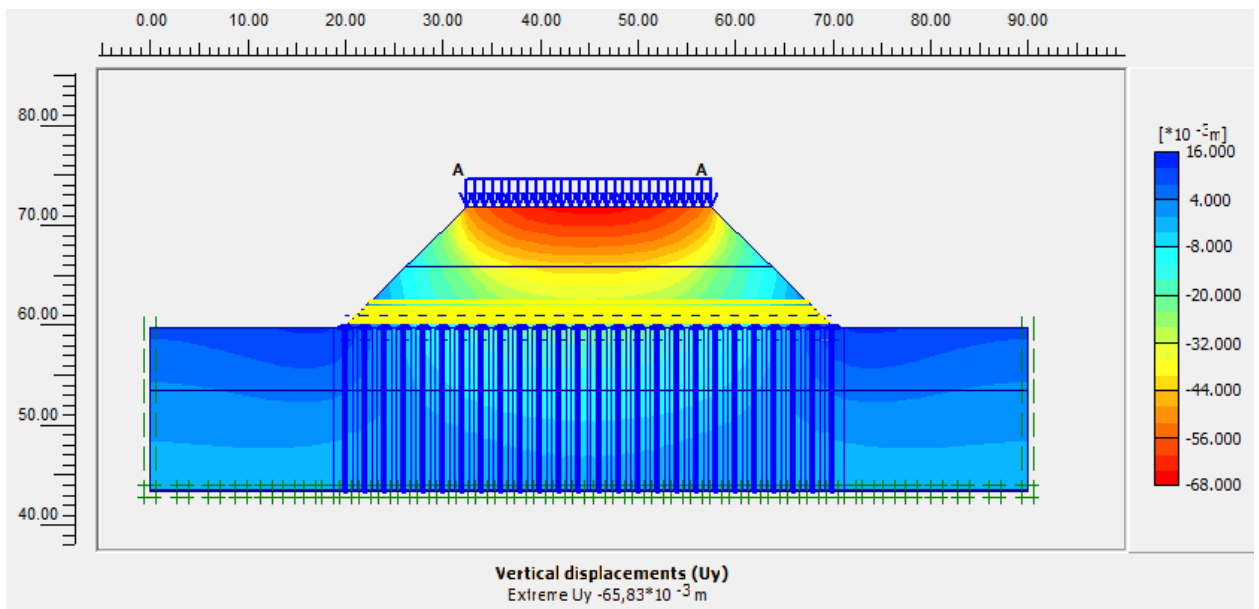
The screenshot shows the 'Calculations' window in Plaxis 8.2. The 'General' tab is active, displaying the 'Phase' settings. The 'Number / ID.' is 0, 'Initial phase' is selected, and 'Start from phase' is 0 - Initial phase. The 'Calculation type' is set to 'Advanced'. Below the phase settings, there is a 'Log info' field and a 'Comments' field. At the bottom, a table lists the calculation phases.

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	P
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 ...	0	C
→ inc	4	0	Plastic	Staged construction	0,00 ...	4	€
→ remblai 1	5	4	Consolidation	Staged construction	0,00 ...	4	
→ geogriille	6	5	Plastic	Staged construction	0,00 ...	4	
→ remblai 2	7	6	Consolidation	Staged construction	0,00 ...	4	
→ charge	8	7	Plastic	Staged construction	0,00 ...	4	

**Tableau 4.14 : Les phases de calculs.**



**Figure 4.53 : Forme de déformation (déplacements totales)  $65.85 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ .**



**Figure 4.54 : Déplacement vertical  $-65.83 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ .**

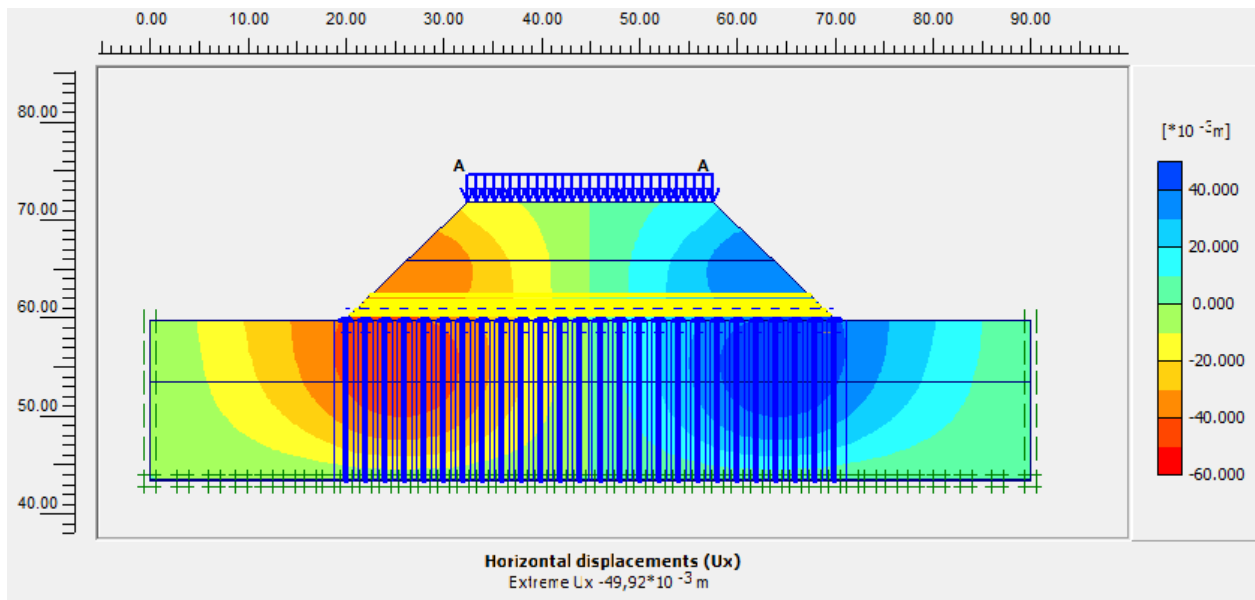


Figure 4.55 : Déplacements horizontaux  $-49,92 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ .

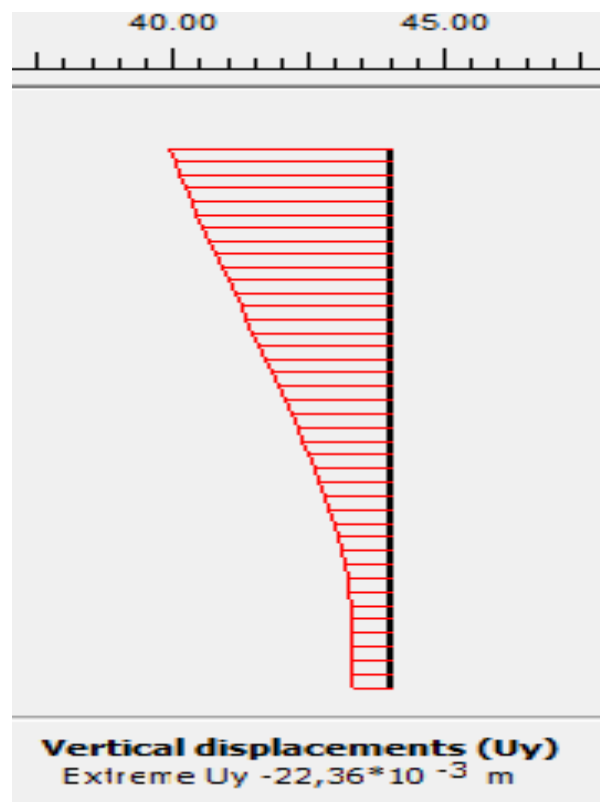


Figure 4.56 : Déplacement vertical des inclusions (valeur max au milieu)  $-22,36 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ .



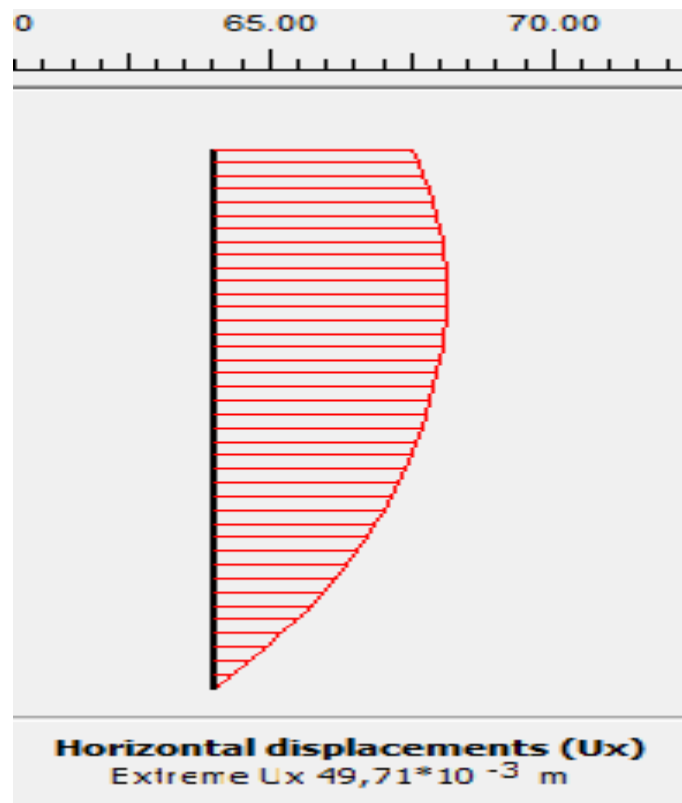


Figure 4.57 : Déplacement horizontal des inclusions (valeur max inclusion N° 04)  $49,71 \cdot 10^{-3} \text{m}$ .

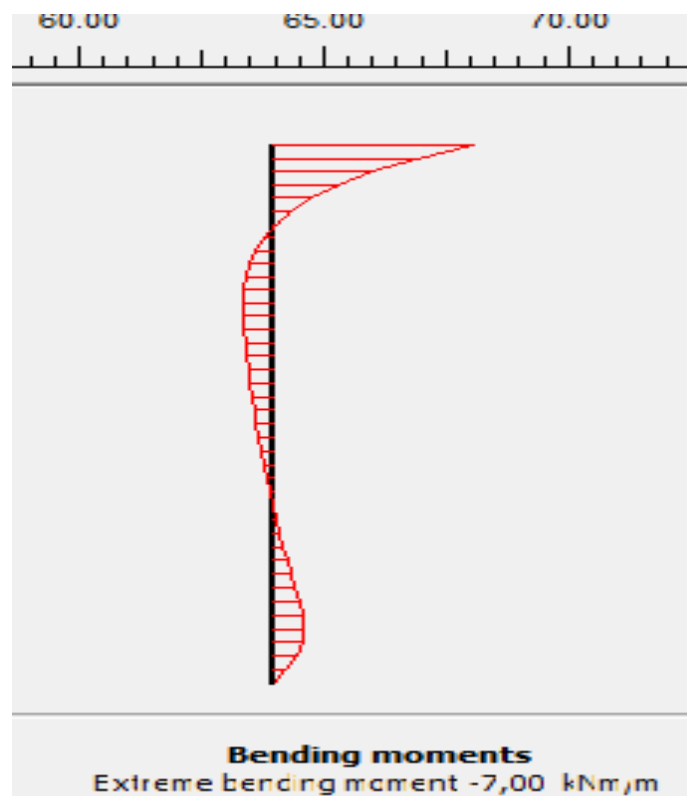


Figure 4.58 : Moment fléchissant des inclusions (valeur max inclusion N° 04)  $-7,00 \cdot 10^{-3} \text{KN/m}$ .

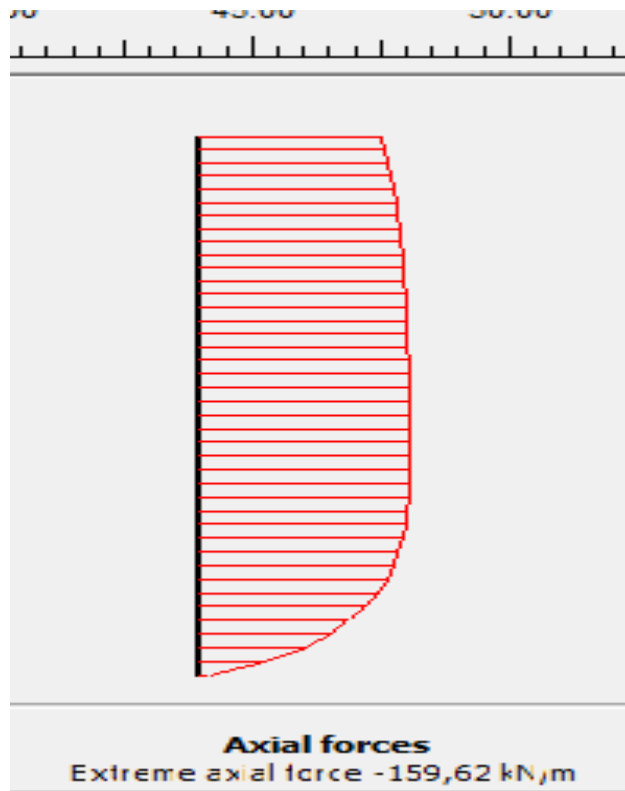


Figure 4.59 : Force axiale des inclusions (valeur max au milieu).

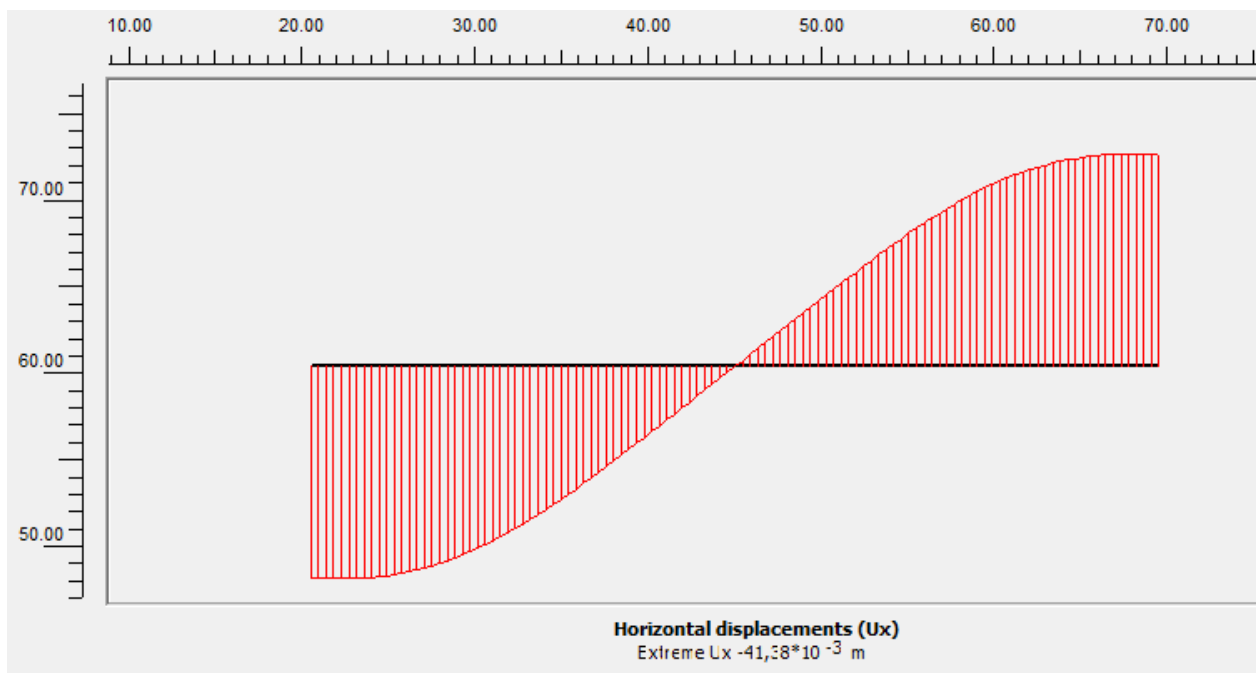
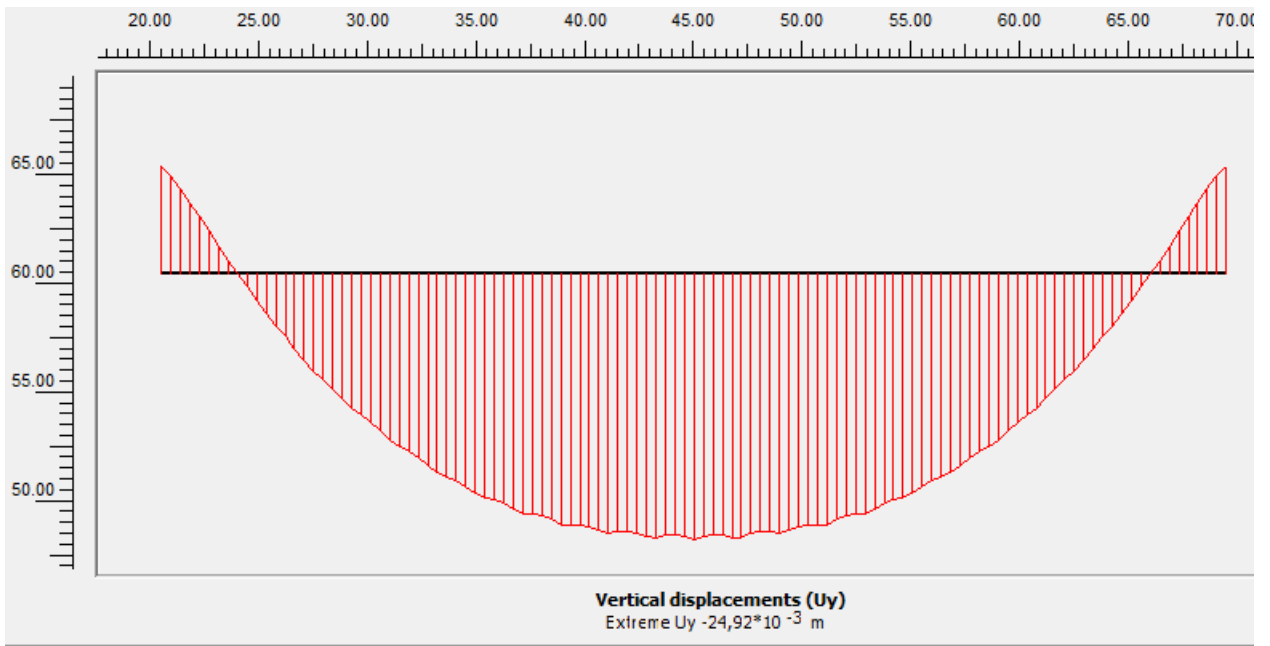
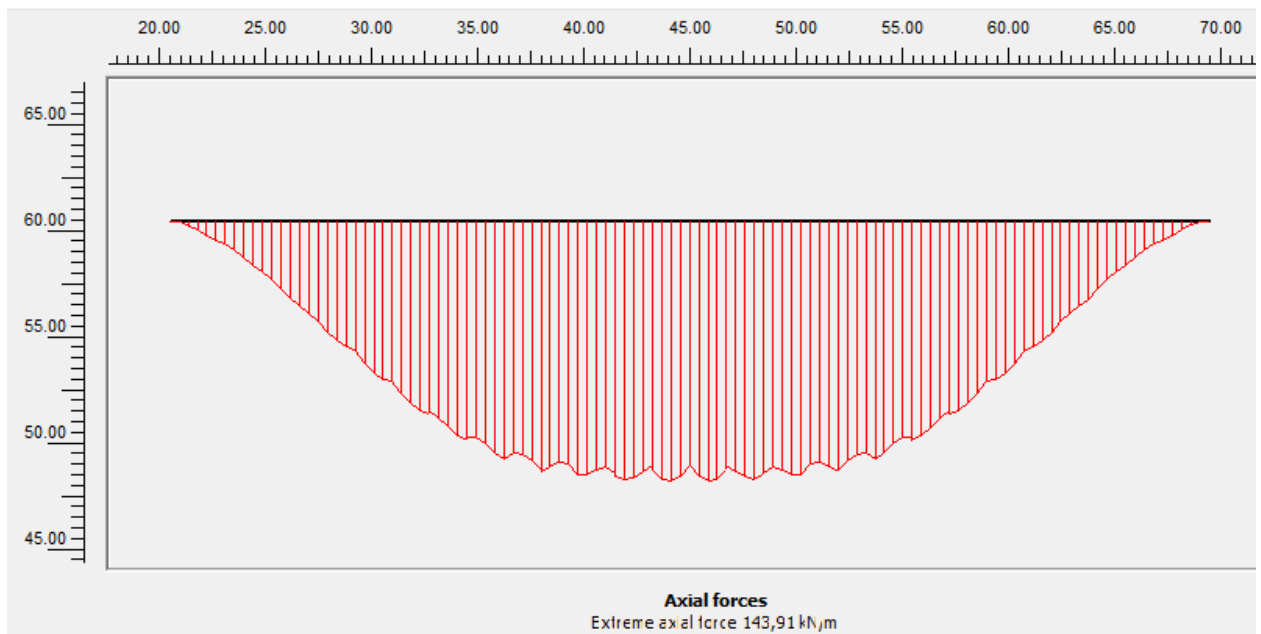


Figure 4.60 : Déplacement horizontal du géogridde.



**Figure 4.61 : Déplacement vertical du géogridle.**



**Figure 4.62 : Force axiale du géogridle.**

## Conclusion

Lors d'une modélisation numérique, il est nécessaire de connaître des données initiales, telles que les paramètres géotechniques des matériaux.

La modélisation numérique a été effectuée par l'implantation du modèle obtenu dans Logiciel PLAXIS 2D

L'étude des différentes méthodes de renforcements, et spécialement l'effet (des nappes de géogridde, inclusions rigides, inclusions rigides plus géogriddes) à la stabilisation du remblai de l'ouvrage d'art étudié.

Les résultats obtenus d'une bonne concordance et permettent de comparer les résultats numériques avec le tassement du remblai, alors les points suivants peuvent être retenus :

- ✓ Le déplacement vertical du remblai a été calculé ainsi que son évolution par étapes, Cette étude a fourni des résultats utilisables pour la validation du modèle (Mohr Coulomb).
- ✓ Le renforcement réduit les déplacements verticaux et horizontaux sous la base du remblai
- ✓ Le renforcement améliore la stabilité après la construction du remblai.
- ✓ les déplacements verticaux et horizontaux calculés numériquement par le modèle (MC) sont élevés dans le cas (sans renforcement) par rapport aux ceux renforcés surtout le cas de renforcement mixte (inclusion rigides plus géogriddes).

# CHAPITRE 05

## Etude Paramétrique

### 5.1 Introduction :

Après la modélisation numérique et l'obtention des résultats, qui étaient l'objectif principale de notre étude on envisagera l'étude paramétrique pour avoir l'influence de quelques paramètres sur la variation de nos résultats.

Alors, on utilise notre modèle pour déterminer les tassements verticaux, déplacements horizontaux et faire une deuxième étude qui est l'étude paramétrique qui envisage l'influence des nombres des nappes des géogrilles, de l'espacement des inclusions rigides.

Nous avons choisi d'adopter une approche paramétrique ouverte, en faisant varier un paramètre et on considère les autres comme déterminantes.

Donc notre étude paramétrique nous montrons la variation des tassements, des déplacements, des contraintes dans le sol et des efforts axiaux dans les structures de renforcement en fonction de l'espacement des nappes de géogrilles et des inclusions rigides ainsi que pour la variation du renforcement mixte.

### 5.2 Influence d'espacement entre les nappes des géogrilles :

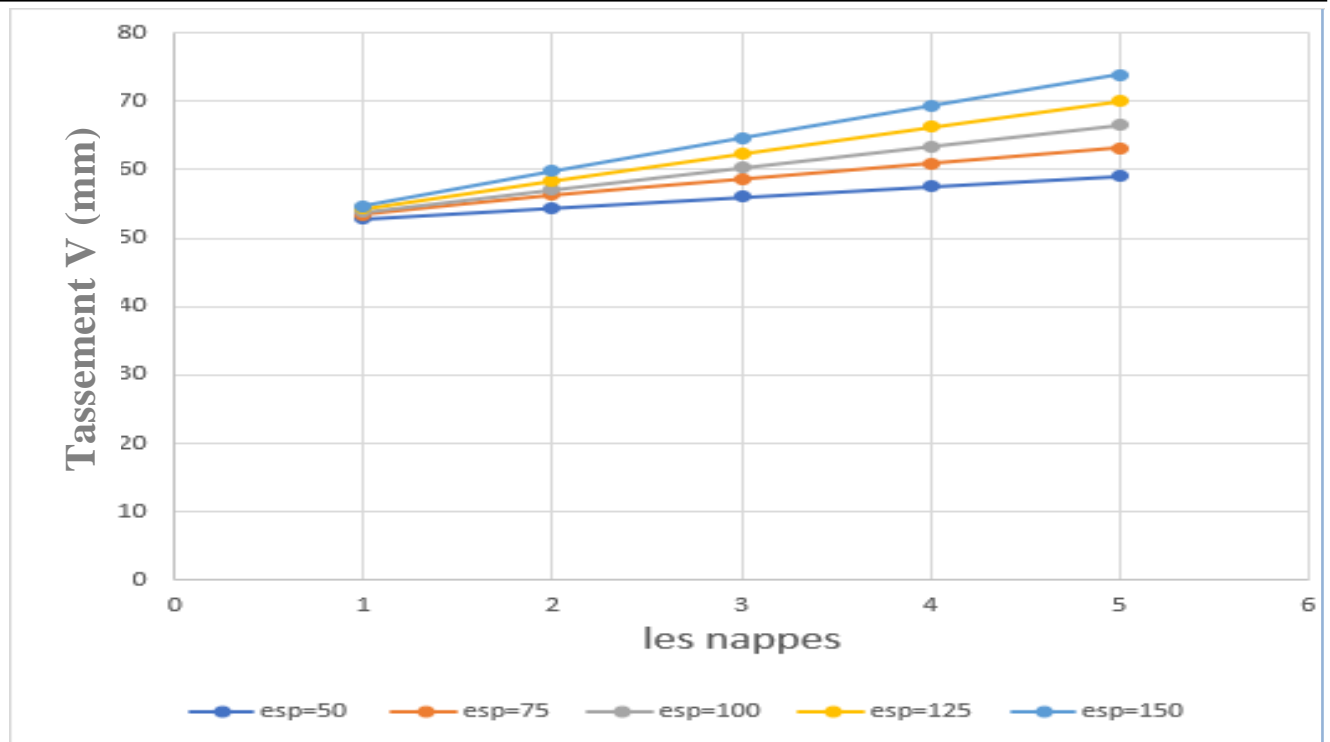
#### **5.2.1 Influence des tassements verticaux des nappes de géogrilles :**

Nous avons étudié la variation du tassement vertical des nappes de géogrilles en fonction de l'espacement entre les différentes nappes de renforcement par géogrilles.

Nous avons pris Cinq nappes des géogrilles espacées comme indique sur le tableau ci-dessous :

Géogrilles	Espacements en (cm)				
	50	75	100	125	150
	Tassement vertical obtenu en (mm)				
<b>Nappe N° : 01</b>	52,87	53,48	53,88	54,32	54,74
<b>Nappe N° : 02</b>	54,45	56,26	57,12	58,40	59,76
<b>Nappe N° : 03</b>	56,01	58,60	60,30	62,35	64,60
<b>Nappe N° : 04</b>	57,56	60,91	63,41	66,22	69,29
<b>Nappe N° : 05</b>	59,09	63,20	66,48	70,02	73,87

**Tableau 5.1 : Résultats du tassement vertical en fonction de l'espacement des différentes nappes de géogrilles.**



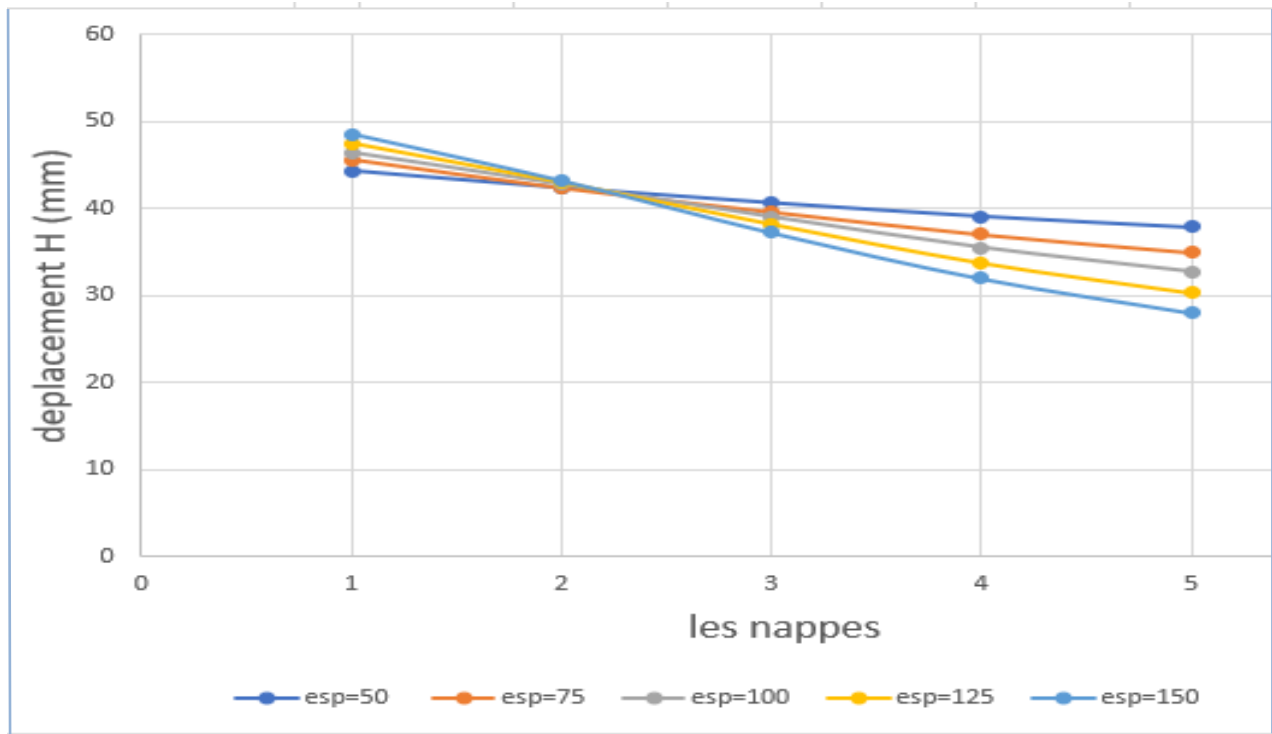
**Figure 5.1 : La variation du tassement vertical en fonction de l'espacement des différentes nappes de géogrilles.**

Selon les courbes montrées sur la figure 5.1 qui représente la variation des valeurs de Tassements verticaux des nappes de géogrilles augmentés, si on augmente l'espacement entre Les nappes de géogrilles.

### 5.2.2 Influence de l'espacement des nappes de géogrilles sur les valeurs des déplacements horizontaux:

Géogrilles	Espacements en (cm)				
	50	75	100	125	150
	Déplacement horizontal obtenu en (mm)				
Nappe N° : 01	44,27	45,57	46,44	47,46	48,56
Nappe N° : 02	42,34	42,33	42,79	42,99	43,21
Nappe N° : 03	40,63	39,59	39,02	38,19	37,23
Nappe N° : 04	39,09	37,02	35,49	33,75	31,97
Nappe N° : 05	37,84	34,97	32,70	30,32	28,04

**Tableau 5.2 : Résultats du déplacement horizontal des différentes nappes de géogrilles.**



**Figure 5.2 : Variation du déplacement horizontal en fonction de l'espacement des différentes nappes de géogrilles.**

Selon les courbes montrées sur la figure 5.2 qui représente la variation des valeurs de Déplacements horizontaux des différentes nappes de géogrilles diminuent avec l'augmentation Des valeurs de l'espacement entre les nappes de géogrilles.

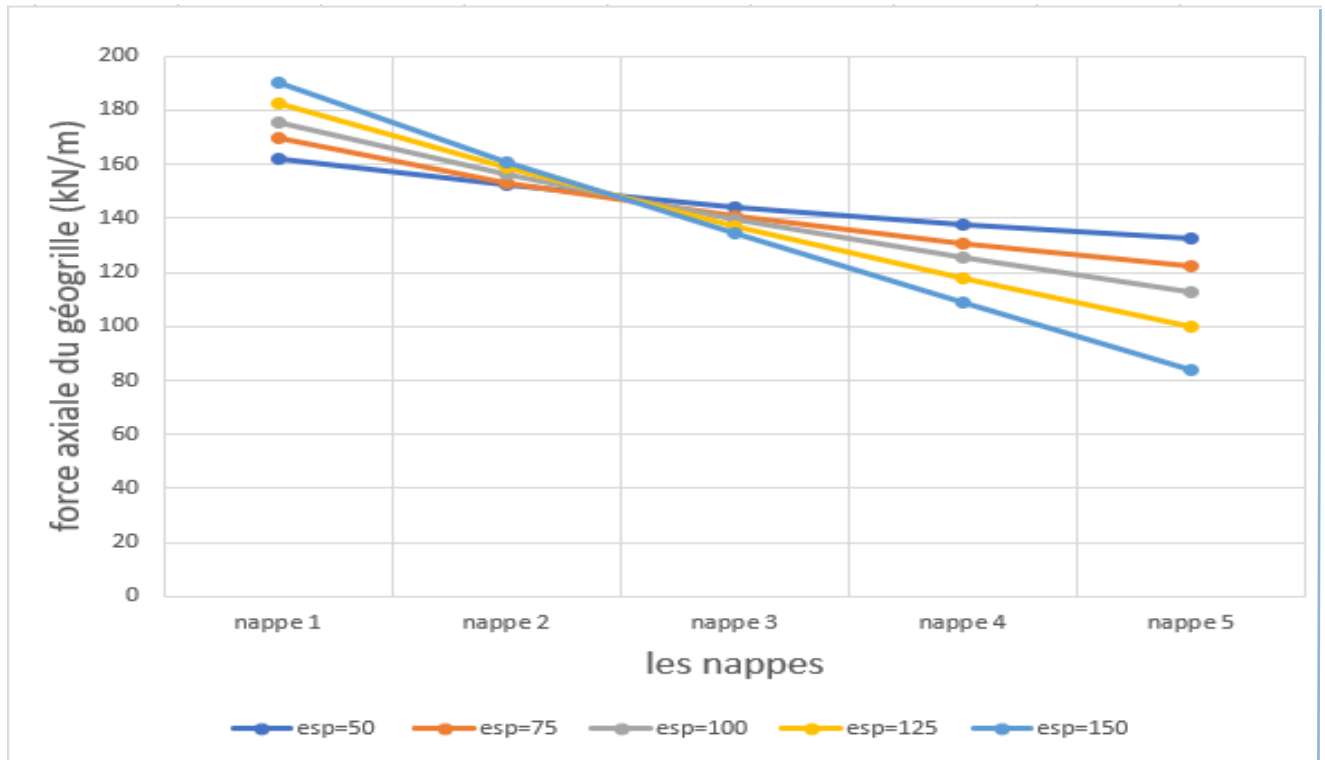
### 5.2.3 Influence de l'espacement des nappes de géogrilles sur valeur de la force axiale de traction dans les géogrilles:

Cette partie est consacrée à l'étude de la variation de la force axiale en fonction de l'espacement Entre les différentes nappes de renforcement par géogrilles.

Géogrilles	Espacements en (cm)				
	50	75	100	125	150
	<b>Force axiale obtenue en (KN/m)</b>				
<b>Nappe N° : 01</b>	<i>161,76</i>	<i>169,97</i>	<i>175,82</i>	<i>182,73</i>	<i>190,44</i>
<b>Nappe N° : 02</b>	<i>152,14</i>	<i>153,06</i>	<i>156,35</i>	<i>158,55</i>	<i>161,08</i>
<b>Nappe N° : 03</b>	<i>144,13</i>	<i>140,75</i>	<i>139,54</i>	<i>137,10</i>	<i>134,29</i>
<b>Nappe N° : 04</b>	<i>137,69</i>	<i>130,61</i>	<i>125,23</i>	<i>117,99</i>	<i>109,12</i>
<b>Nappe N° : 05</b>	<i>132,64</i>	<i>122,23</i>	<i>112,71</i>	<i>100,02</i>	<i>83,88</i>

**Tableau 5.3 : Résultats obtenus de la force axiale des nappes de géogrilles en fonction de l'espacement.**





**Figure 5.3 : Variation de la force axiale en fonction de l'espacement des différentes nappes de géogrilles.**

Selon les courbes montrées sur la figure 5.3 qui représente la variation de la force axiale en fonction des différentes nappes de géogrilles avec différents espacements.

On note une diminution de la force axiale en fonction de nombre des géogrilles utilisées.

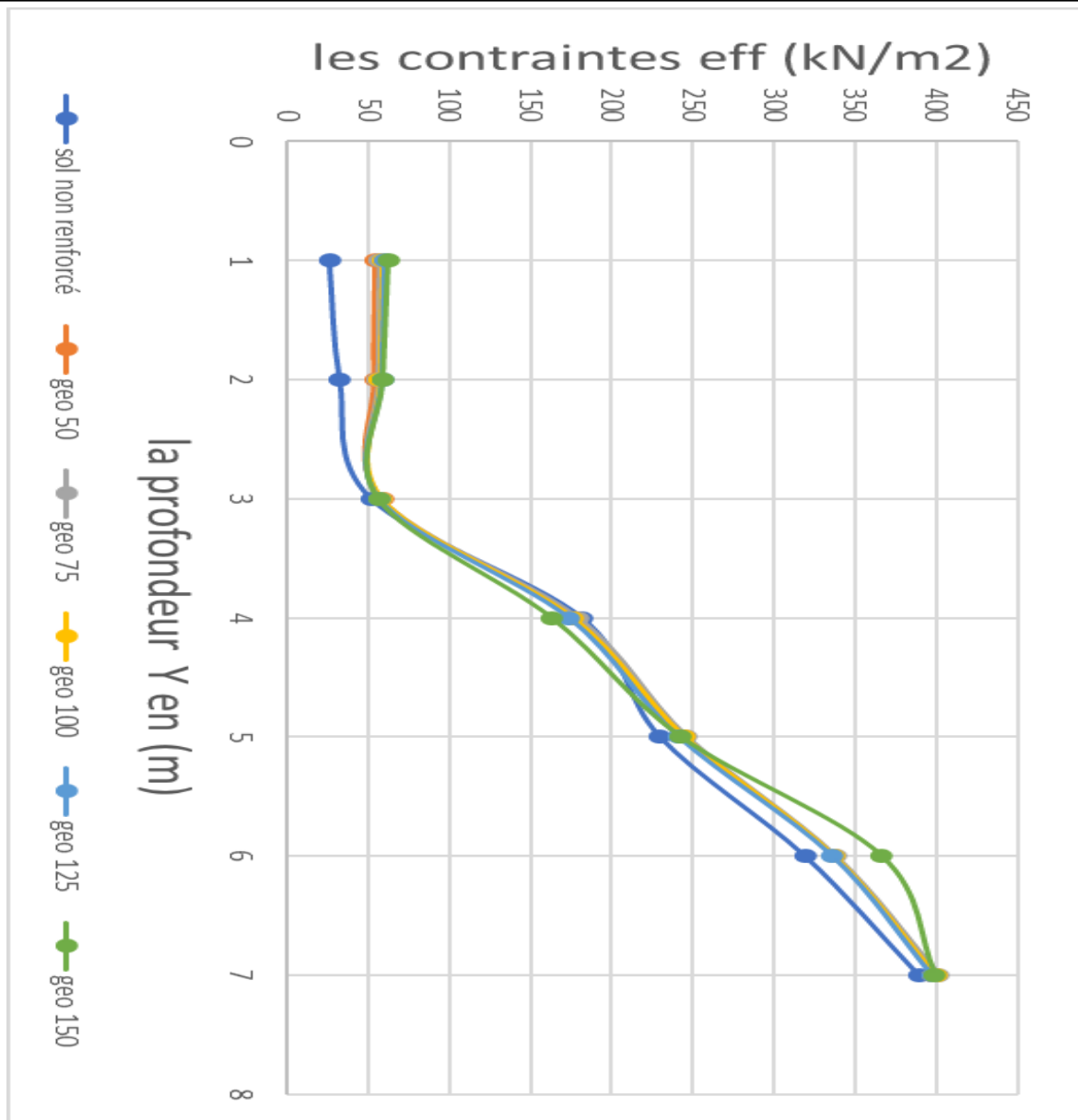
La conclusion obtenue montre que l'augmentation de l'espacement entre différentes nappes de géogrilles donne une diminution de la force axiale.

#### 5.2.4 : Influence du géogrilles sur les tassements, déplacements et les contraintes :

Dans cette section on étudie la variation des contraintes en fonction de l'espacement entre les différentes nappes de renforcement par géogrilles.

Désignations	Sans Renforcement	Renforcement avec géogrilles				
		Espacements en (cm)				
		50	75	100	125	150
Tassements vertical (mm)	117.15	93.38	93.81	94.08	94.54	95.14
Déplacement horizontal (mm)	79.43	55.08	55.77	56.20	56.77	57.56
Contraintes effectives (KN/m <sup>2</sup> )	512.11	523.43	523.57	523.59	523.55	523.39
Contraintes cartésiennes (xx) (KN/m <sup>2</sup> )	414.87	422.53	422.6	422.61	422.59	422.49
Contraintes cartésiennes (yy) (KN/m <sup>2</sup> )	509.92	524.13	524.26	524.28	524.23	524.04
Contraintes de cisaillement (KN/m <sup>2</sup> )	84.87	82.48	82.38	82.45	82.75	83.82

**Tableau 5.4 : Résultats des tassements, déplacements et contraintes de géogrilles sur sol compressible.**

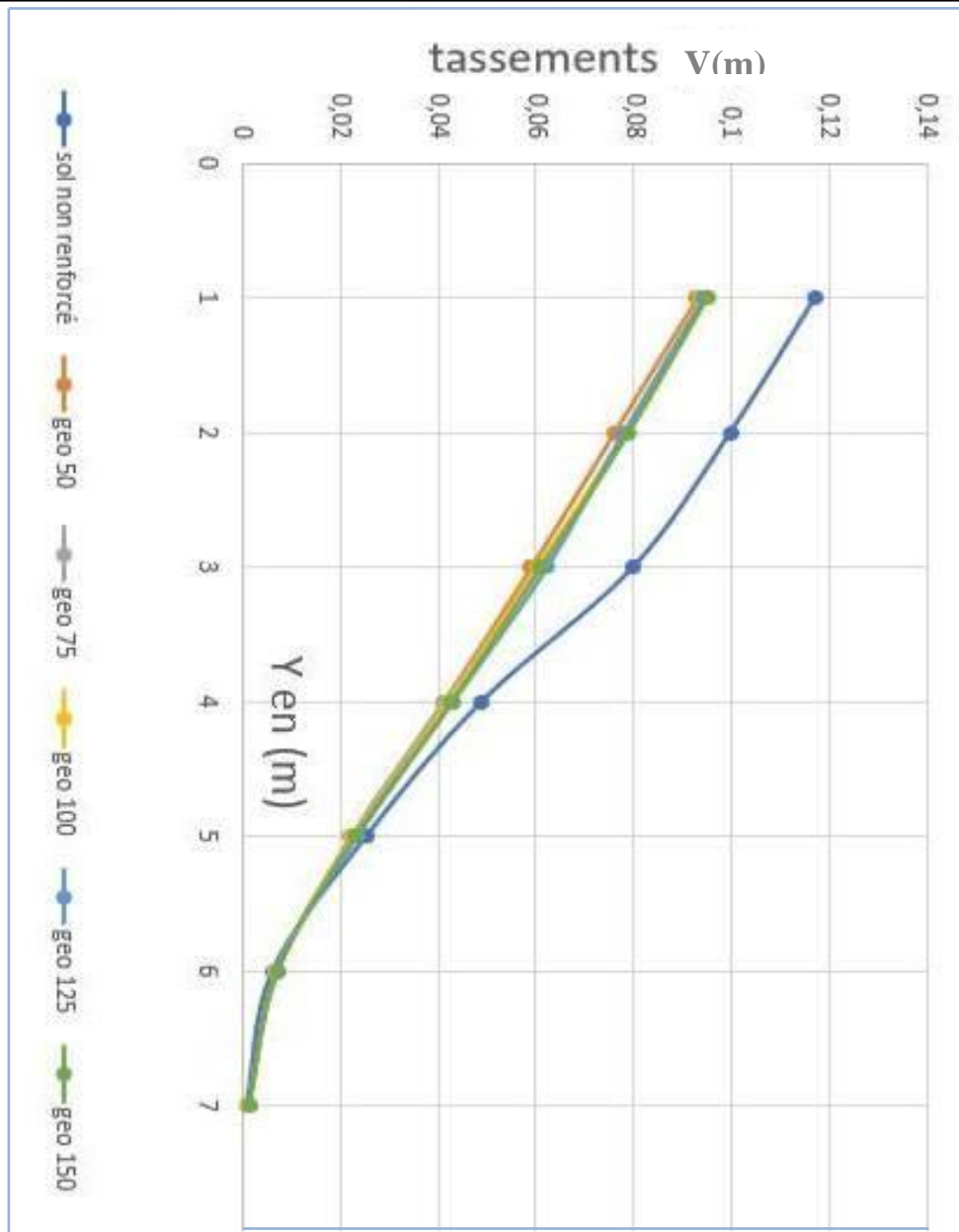


**Figure 5.4 : Comparaison des contraintes du sol non renforcé avec le sol renforcé par géogrilles.**

Selon les courbes montrées sur la figure 5.4 qui représente la variation de la contrainte effective avant le renforcement du sol compressible et après renforcement en fonction des différentes nappes des géogrilles avec différents espacements.

On note une augmentation de la valeur des contraintes effective du sol renforcé par différentes Nappes des géogrilles utilisées par rapport au sol non renforcé.

On conclut que la diminution de l'espacement entre les géogrilles donne une diminution des contraintes sur le sol compressible.



**Figure 5.5 : Comparaison des tassements verticaux du sol compressible non renforcé avec le sol renforcé par géogrilles.**

Selon les courbes montrées sur la figure 5.5 qui représente l'influence de l'espacement entre les nappes de géogrilles sur la valeur du tassement vertical.

On constate que les valeurs des tassements verticaux diminuent avec la diminution des valeurs de l'espacement entre les nappes de géogrilles.

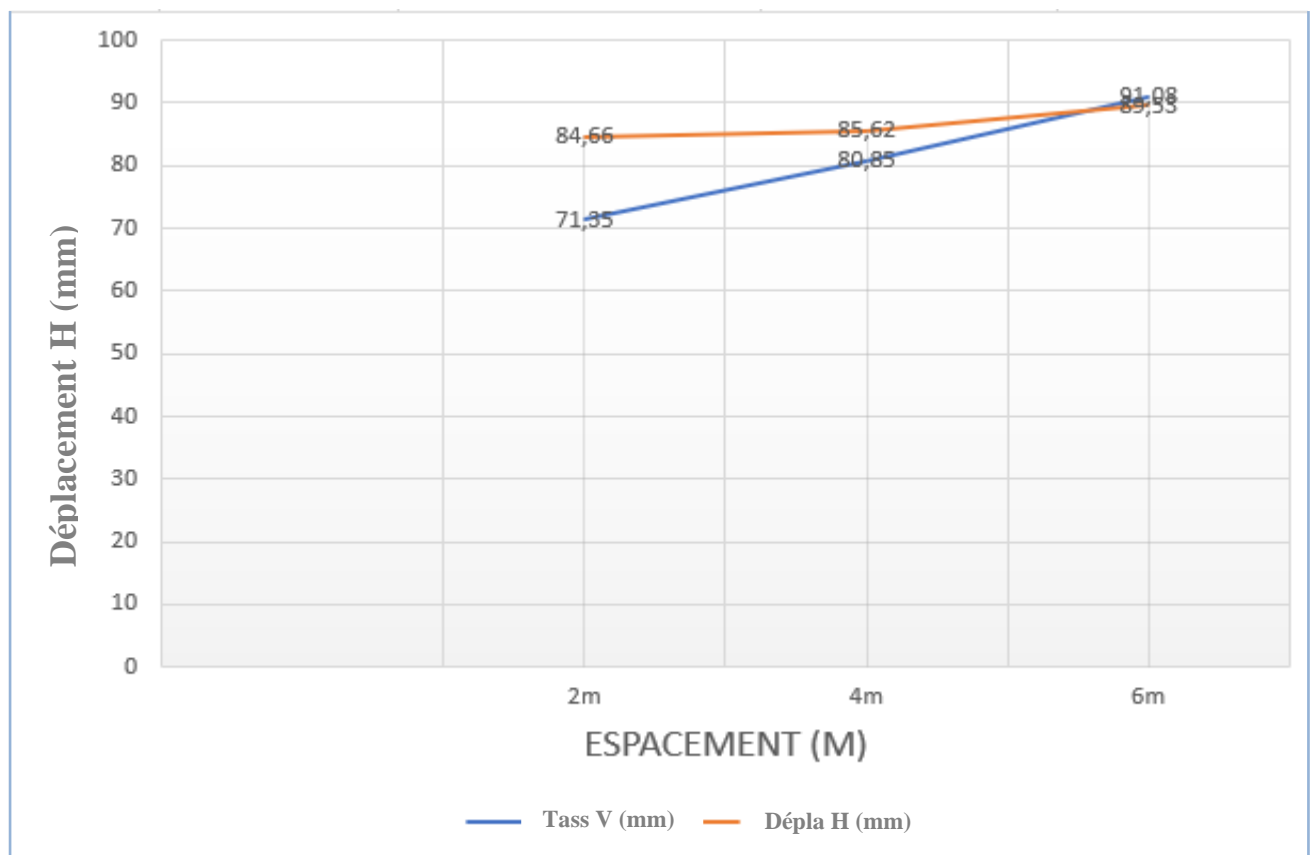
On conclut que l'effet de renforcement donne des bons résultats avec la diminution des Espacements entre les nappes de géogrilles dans ce cas en prendras l'espacement de 50 cm - L'augmentation des nombres des géogrilles diminue les tassements verticaux des remblais.

### 5.3 Influence d'espacement entre les inclusions rigides :

#### 5.3.1 Influence d'espacement entre les inclusions rigides sur les déplacements et contraintes :

Désignations	Renforcement avec inclusions rigides		
	Espacements		
	2m	4m	6m
Tassements verticale (mm)	71,35	80,85	91,08
Déplacement horizontal (mm)	84,66	85,62	89,53
Contraintes effectives (KN/m <sup>2</sup> )	618,51	707,51	767,04
Contraintes effectives (xx) (KN/m <sup>2</sup> )	463,35	536,75	571
Contraintes effectives (yy) (KN/m <sup>2</sup> )	668,53	760,1	831,67
Contraintes de cisaillement (KN/m <sup>2</sup> )	69,75	72,45	79,59

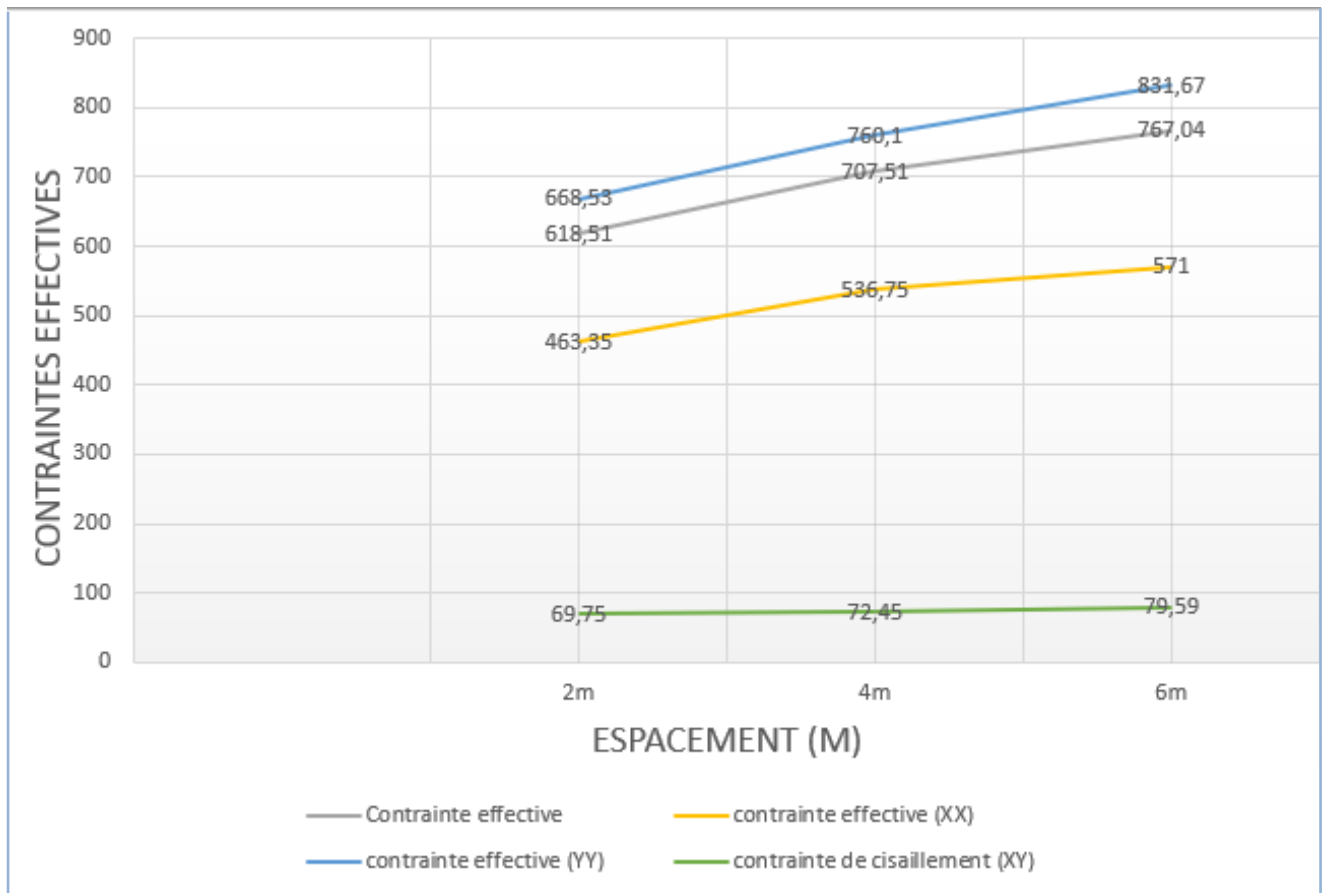
**Tableau 5.5 : Résultats des déplacements et contraintes en fonction de l'espacement entre les inclusions.**



**Figure 5.6 : La variation du déplacement horizontal et du tassement vertical en fonction de l'espacement entre les inclusions.**

Selon les courbes montrées sur la figure 5.6 qui représente la variation du tassement vertical et le déplacement horizontal en fonction de l'espacement entre les inclusions rigides.

On note une augmentation des tassements verticaux et déplacements horizontaux en fonction de l'augmentation de l'espacement entre les inclusions rigides.



**Figure 5.7 : La variation des contraintes en fonction de l'espacement entre les inclusions rigides.**

Selon la figure 5.7 qui représente la variation des contraintes en fonction d'espacement entre les inclusions rigides.

On note une augmentation des contraintes : verticales, horizontales, effectives, cisaillements.

Et cela explique que la diminution de l'espacement entre les inclusions fait diminuer les contraintes sus cité.

### 5.3.2 Influence du nombre des inclusions rigides sur la force axiale, tassement vertical et déplacement horizontal en fonction des espacements.

Les informations ci-dessous sont correspondent aux inclusions rigides suivants :

Espacement 02m :

Nombre D'inclusions	Tassement Vertical (mm)	Déplacement Horizontal (mm)	Force Axiale (KN/m)	Force de Cisaillement (KN/m)	Moment Fléchissant (KN.m)
1	4,05	62,65	46,5	10,5	13,08
2	1,99	71,61	50,7	44,65	26,98
4	-2,19	75,72	81,21	29,14	33,3
6	-2,01	71,61	107,77	36,97	21,54
8	-2,1	55,52	145,99	24,91	14,01
10	-3,94	34,61	233,82	14,12	6,66
12	-4,99	13,57	269,95	2,18	4,56
13	-5,13	4,31	273,02	2,92	3,91

**Tableau 5. 6 : Résultats des tassements, déplacements, contraintes, force axiale en fonction de du nombre des inclusions (espacement 2m).**

Espacement 04m :

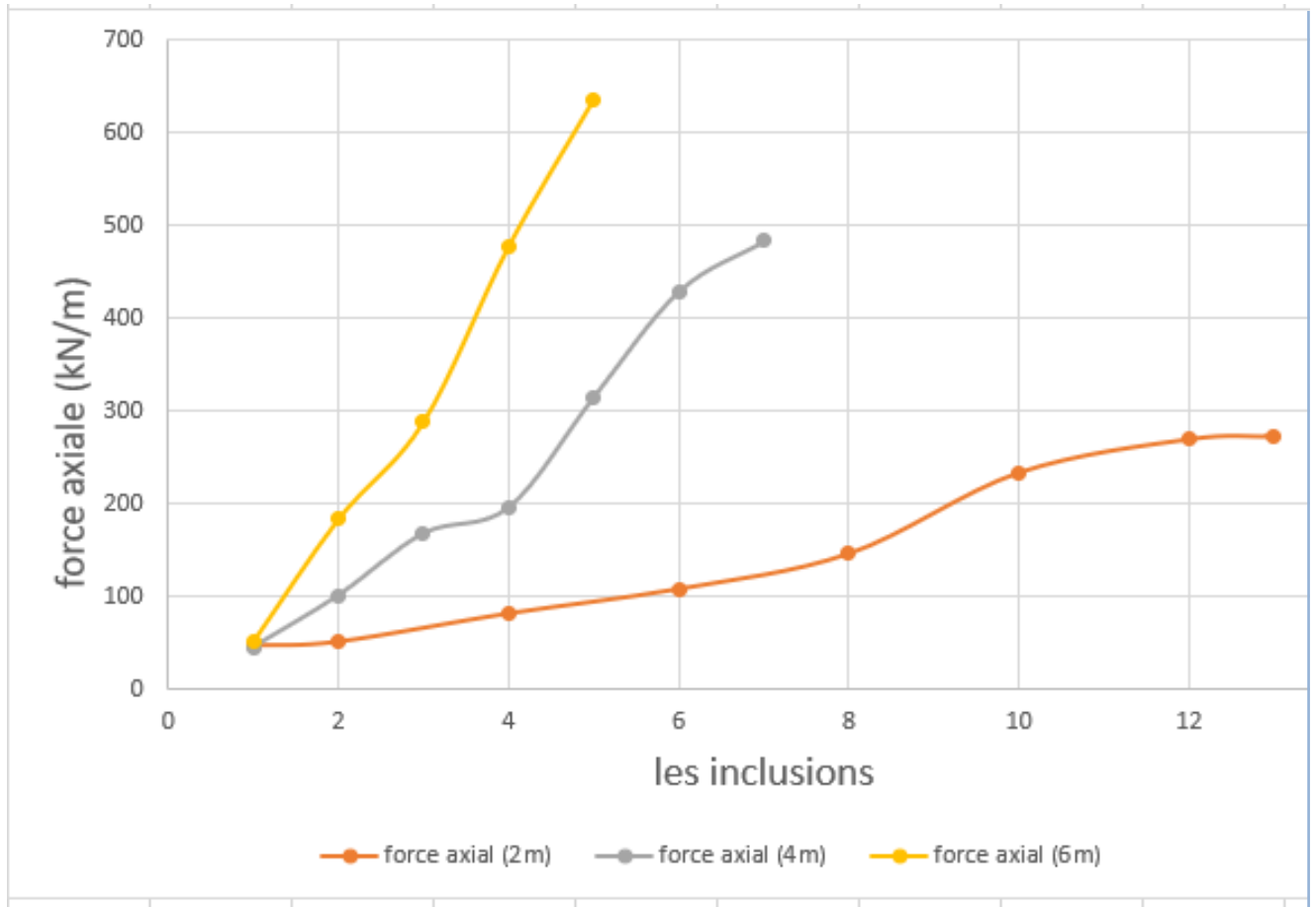
Nombre D'inclusions	Tassement Vertical (mm)	Déplacement Horizontal (mm)	Force Axiale (KN/m)	Force de Cisaillement (KN/m)	Moment Fléchissant (KN.m)
1	3,24	63,38	45,18	12,03	14,15
2	-2,66	76,38	100,98	41,21	39,01
3	-2,9	77,17	167,92	41,44	39,08
4	-2,97	68,46	195,94	34,23	32,65
5	-4,49	48,67	315,18	24,58	19,79
6	-6,56	25,25	429,08	12,69	3,84
7	-7,77	4,47	483,17	2,18	4,04

**Tableau 5. 7 : Résultats des tassements, déplacements, contraintes, force axiale en fonction de du nombre des inclusions (espacement 4m).**

Espacement 06m :

Nombre D'inclusions	Tassement Vertical (mm)	Déplacement Horizontal (mm)	Force Axiale (KN/m)	Force de Cisaillement (KN/m)	Moment Fléchissant (KN.m)
1	2,16	65,65	51,51	18,71	16,51
2	-3,89	81,54	183,67	45,66	48,64
3	-4,3	73,46	288,51	42,33	34,12
4	-7,08	41,81	477,78	15,79	7,59
5	-10,22	4,43	636,35	2,69	1,63

**Tableau 5. 8 : Résultats des tassements, déplacements, contraintes, force axiale en fonction de du nombre des inclusions (espacement 6m).**

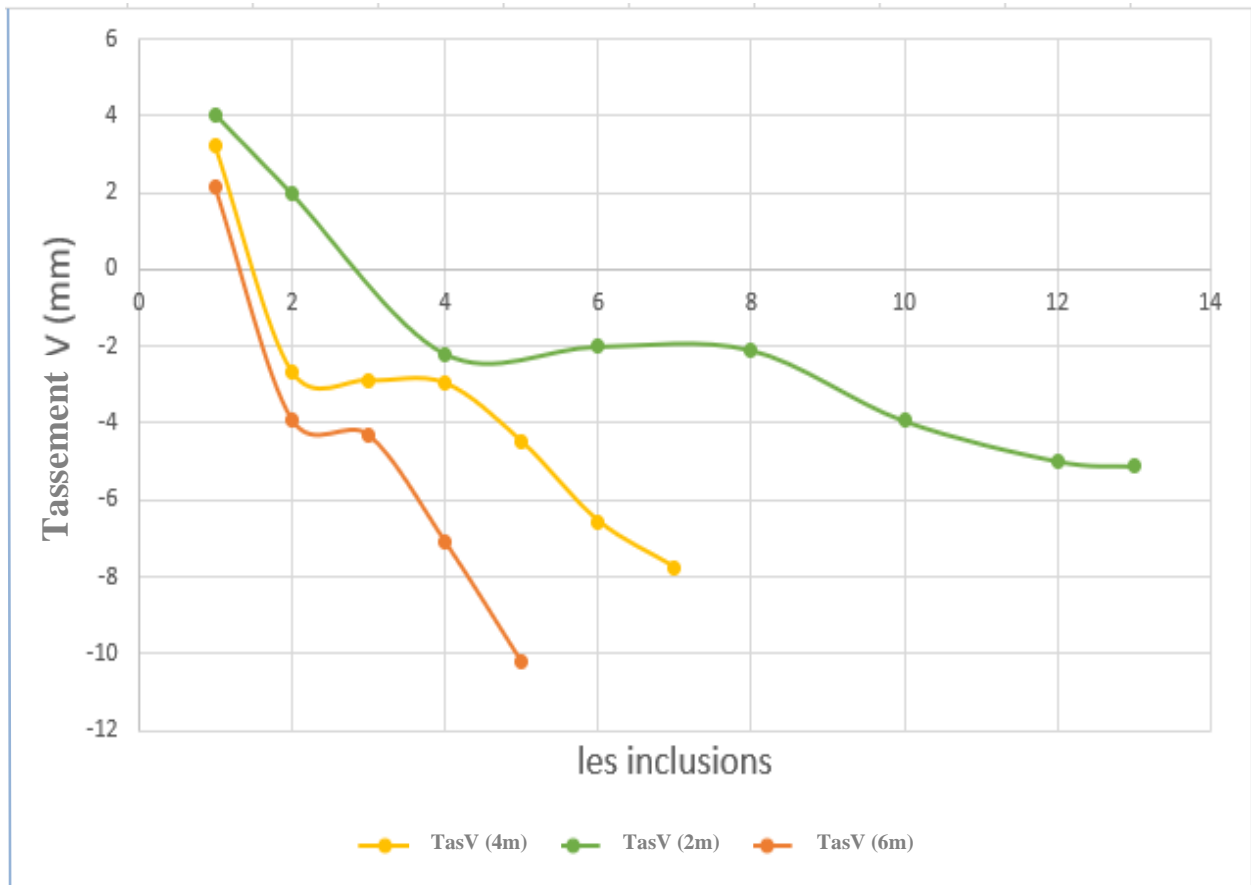


**Figure 5.8 : La variation de la force axiale en fonction de l'espacement (2, 4, 6 m) Entre les inclusions rigides.**

Selon les courbes montrées sur la figure 5.8 qui représente des forces axiales dans les inclusions en fonction de l'espacement (2, 4, 6 m) entre les inclusions rigides.

On note une augmentation de la force axiale.

Et cela explique que la diminution de l'espacement entre les inclusions fait diminuer la force axiale dans les inclusions rigides.

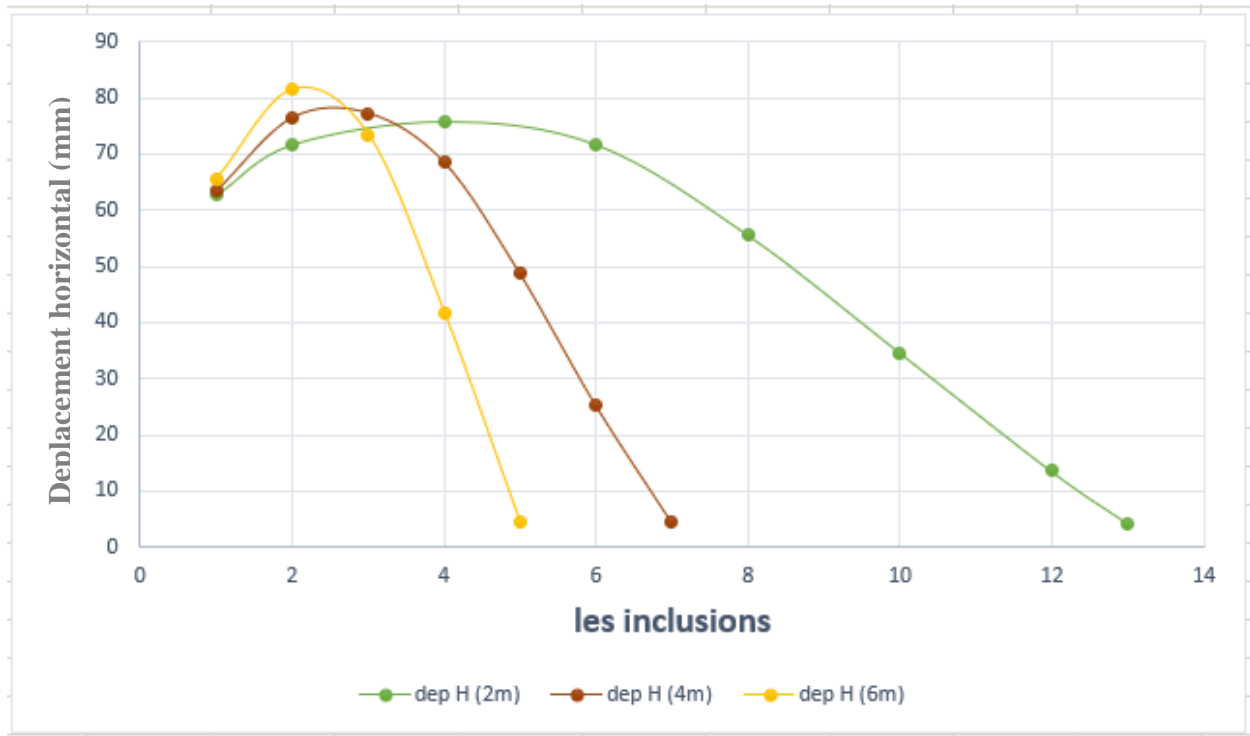


**Figure 5.9 : La variation du tassement vertical en fonction de l'espacement (2, 4,6 m) Entre les inclusions.**

Selon les courbes montrées sur la figure 5.9 qui représente la variation du tassement vertical en fonction de l'espacement (2, 4,6 m) entre les inclusions rigides.

On note une diminution des tassements verticaux en fonction de la diminution de l'espacement entre les inclusions rigides.





**Figure 5.10 : La variation de déplacement horizontal en fonction de l'espacement (2, 4,6 m) Entre les inclusions.**

Selon les courbes montrées sur la figure 5.10 qui représente la variation de déplacement horizontal en fonction de l'espacement (2, 4,6 m) entre les inclusions rigides.

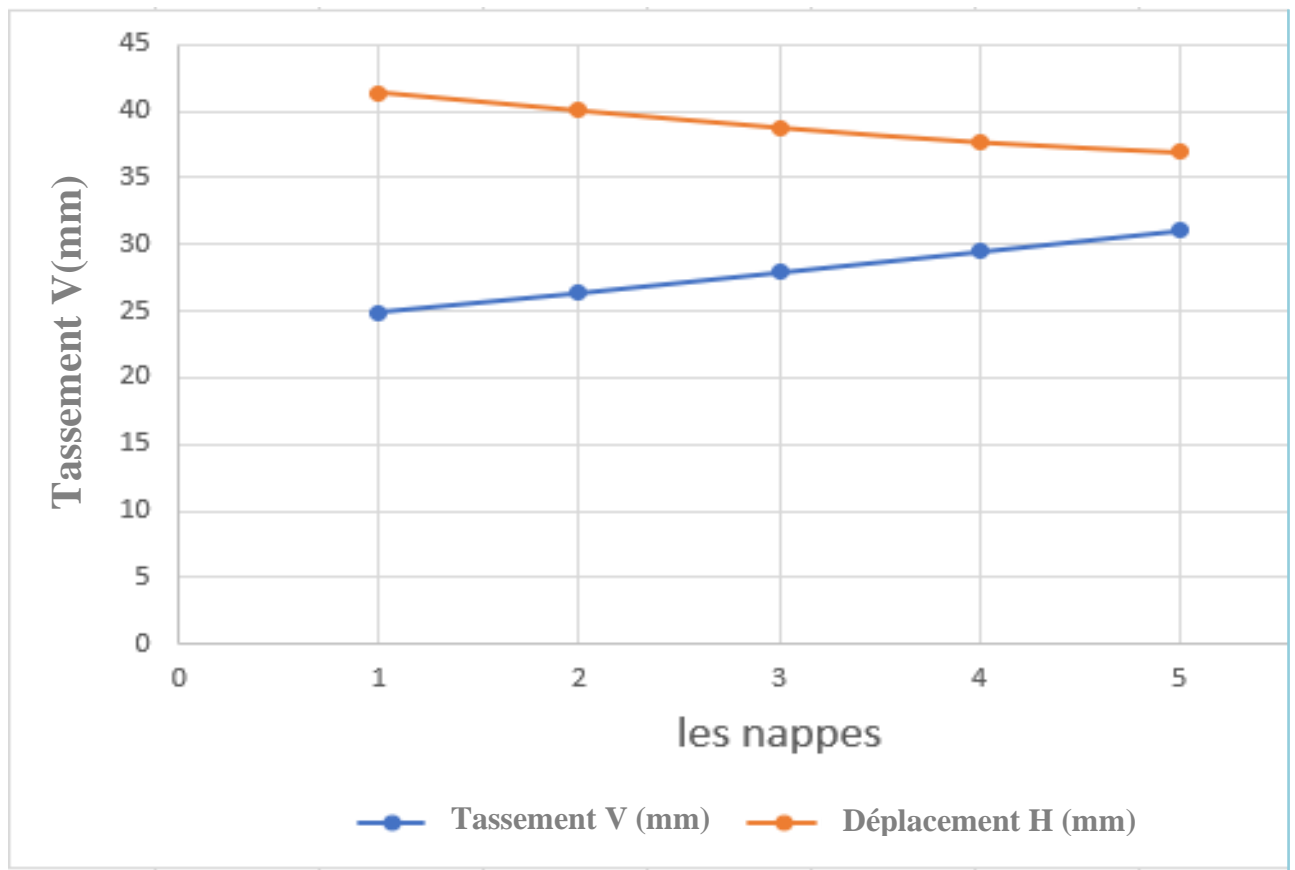
On note une diminution des déplacements horizontaux en fonction de la diminution de l'espacement entre les inclusions rigides.

#### 5.4 Influence des géogrilles et inclusions rigides dans le cas de renforcement mixte :

##### 5.4.1. Géogrilles :

Géogrilles	Tassement Vertical (mm)	Déplacement Horizontal (mm)	Force Axiale (KN/m)
Nappe N° : 01	24,92	41,38	143,91
Nappe N° : 02	26,35	40,04	138,98
Nappe N° : 03	27,90	38,78	133,94
Nappe N° : 04	29,47	37,70	130,62
Nappe N° : 05	31,06	36,95	128,95

**Tableau 5.09 : Résultats du tassement vertical et déplacement horizontal des différentes nappes de géogrilles.**

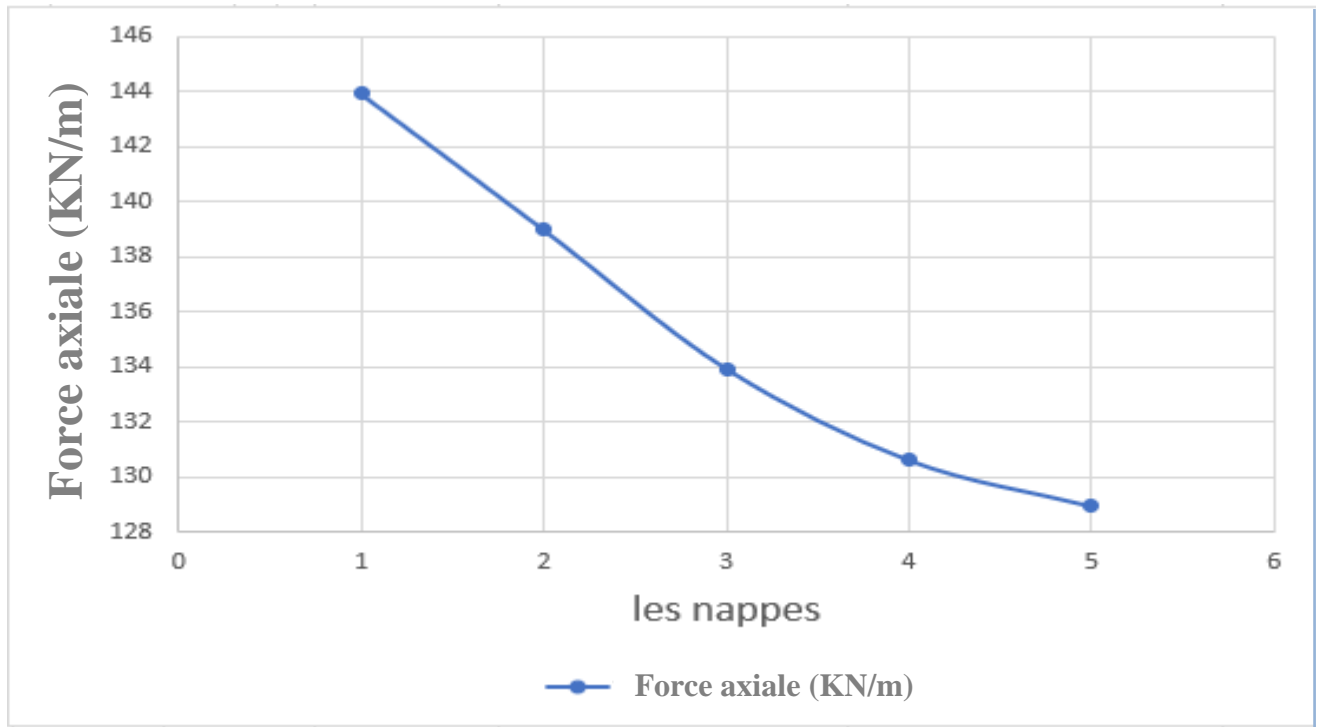


**Figure 5.11 : Tassement vertical et déplacement horizontal des différentes nappes de géogrilles.**

Selon les courbes montrées sur la figure 5.11 qui représente la variation du tassement vertical et déplacement horizontal en fonction du nombre des nappes des géogrilles.

On note la diminution des tassements verticaux en fonction de la diminution de nombre de nappes des géogrilles.

Par contre on note la diminution des déplacements horizontaux en fonction de l'augmentation de nombre de nappes des géogrilles.



**Figure 5.12 : Force axiale des nappes de géogrilles.**

Selon la figure 5.12 la variation de la force axiale en fonction des différentes nappes de géogrilles

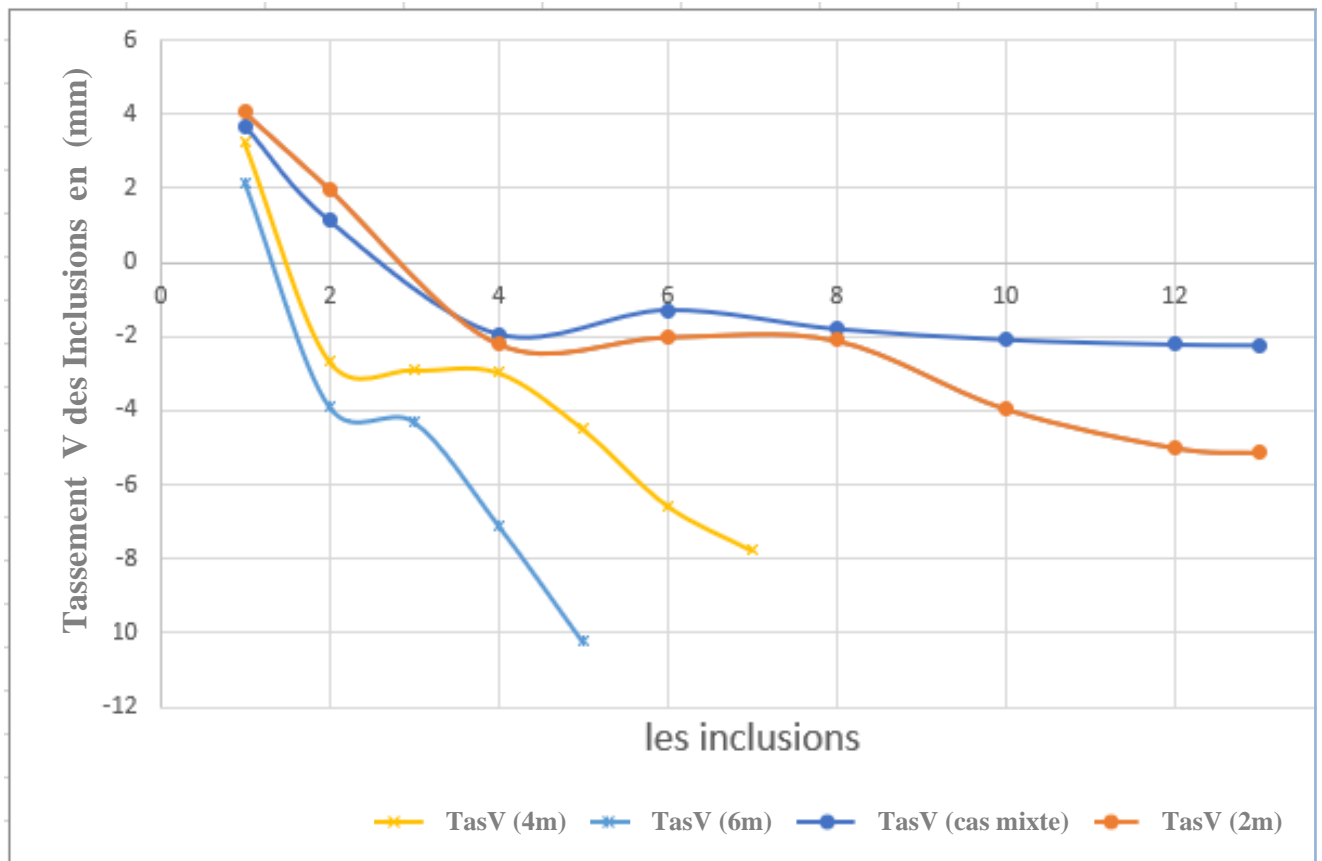
On note une diminution de la force axiale en fonction de nombre des nappes de géogrilles utilisées.

La conclusion obtenue montre que l'augmentation de nombre des nappes de géogrilles utilisées Donne une diminution de la force axiale.

#### 5.4.2. Inclusion rigides :

Nombre D'inclusions	Tassement Vertical (mm)	Déplacement Horizontal (mm)	Force Axial (KN/m)	Force de Cisaillement (KN/m)	Moment Fléchissant (KN.m)
1	3,68	43,07	26,91	6,38	4,67
2	1,13	47,39	31,44	6,82	6,00
4	-1,93	49,73	49,85	5,83	6,99
6	-1,282	44,36	74,46	5,31	6,85
8	-1,795	32,7	110,23	6,17	7,30
10	-2,083	20,42	144,02	3,87	4,78
12	-2,213	8,69	157,42	2,15	2,76
13	-2,236	2,90	159,62	1,90	1,20

**Tableau 5.10 : Résultats obtenus des tassements, déplacements, contraintes, force axiale en fonction de nombre des inclusions rigides.**



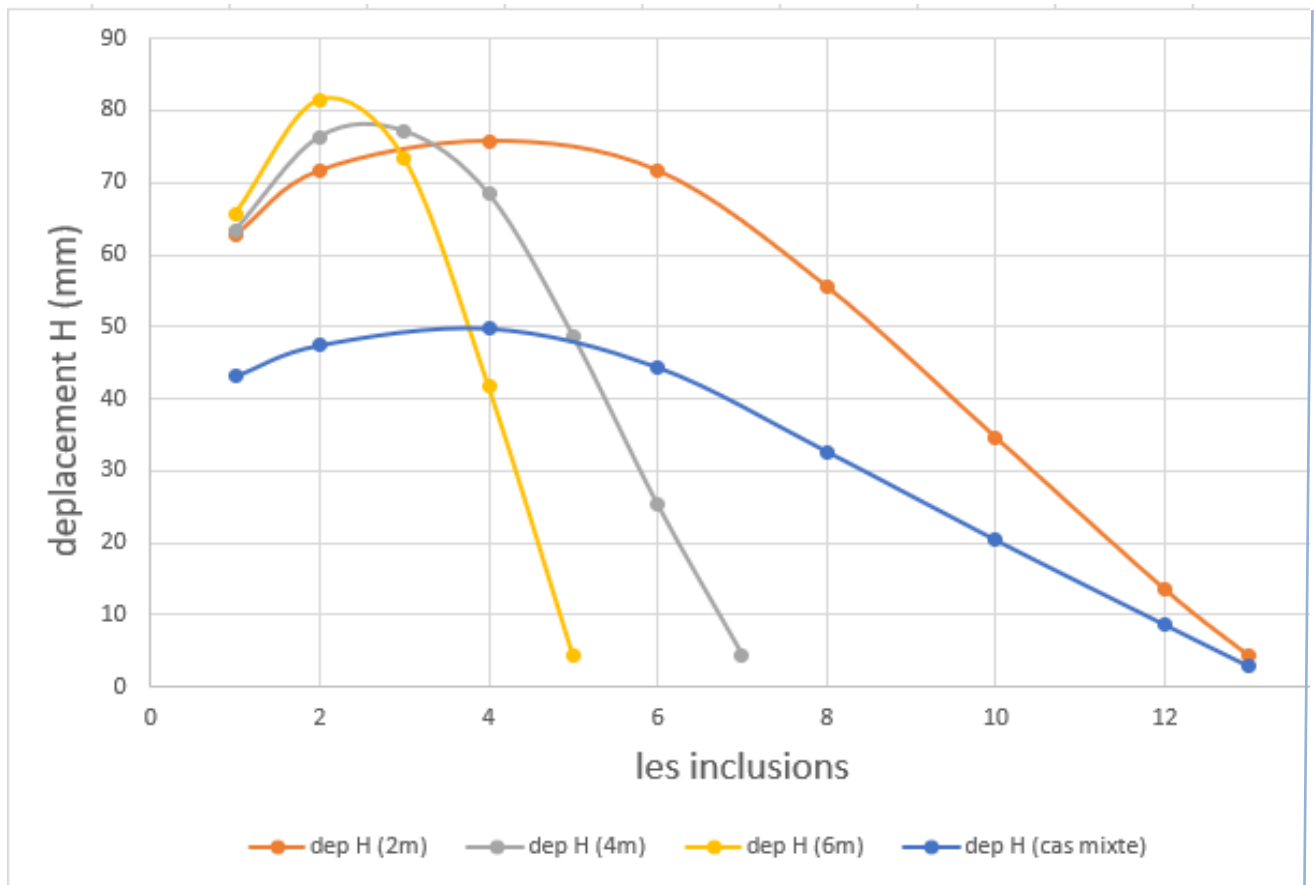
**Figure 5.13 : Comparaison des tassements verticaux avec inclusions sec et renforcement Mixte (inclusions et géogrilles)**

Selon les courbes montrées sur la figure 5.13 qui représente la variation du tassement des inclusions sec et renforcement mixte inclusions rigides et géogrilles utilisés avec différents espacements et de différents nombre d'inclusions.

On note une bonne résultat de diminution des tassements verticaux dans le cas de l'utilisation d'un renforcement mixte (inclusions+géogrilles) avec diminution d'espacements soit entre les inclusions rigides ou entre les nappes de géogrilles, par contre un résultat peu mieux dans le cas de renforcement uniquement soit par inclusion ou géogrilles.

On conclut que :

- Le renforcement mixte avec inclusion rigides et géogrilles donnent des bons résultats sur la variation du tassement vertical.



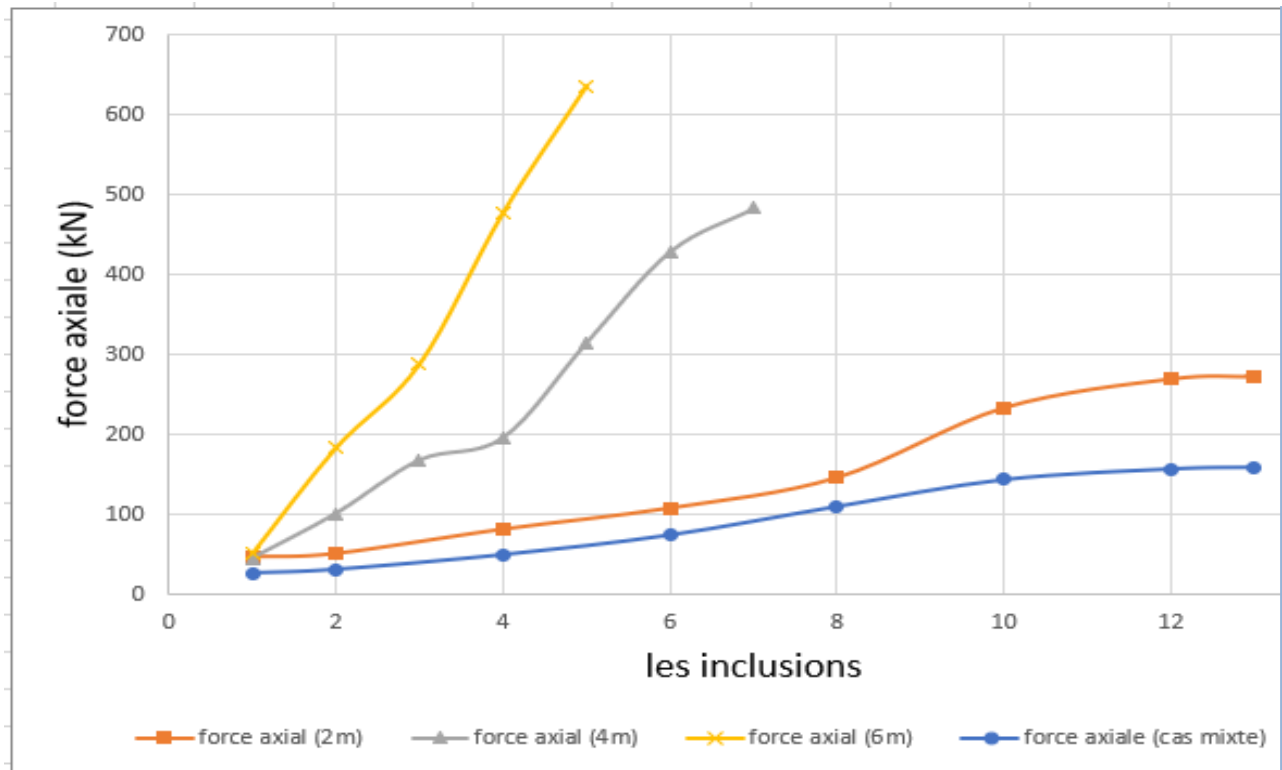
**Figure 5.14 : Comparaison des déplacements horizontaux avec inclusions sec et Renforcement mixte (inclusions et géogrilles)**

Selon les courbes montrées sur la figure 5.14 qui représente la variation de déplacement horizontal des inclusions sec et renforcement mixte inclusions rigides et géogrilles utilisés avec différents espacements et de différents nombre d'inclusions.

On note une bonne résultat de diminution des déplacements horizontaux dans le cas de l'utilisation d'un renforcement mixte (inclusions + géogrilles) avec diminution d'espacements soit entre les inclusions rigides ou entre les nappes de géogrilles, par contre un résultat peu mieux dans le cas de renforcement uniquement soit par inclusion ou géogrilles.

On conclut que :

- Le renforcement mixte avec inclusion rigides et géogrilles donnent des bons résultats sur la variation du déplacement horizontal.



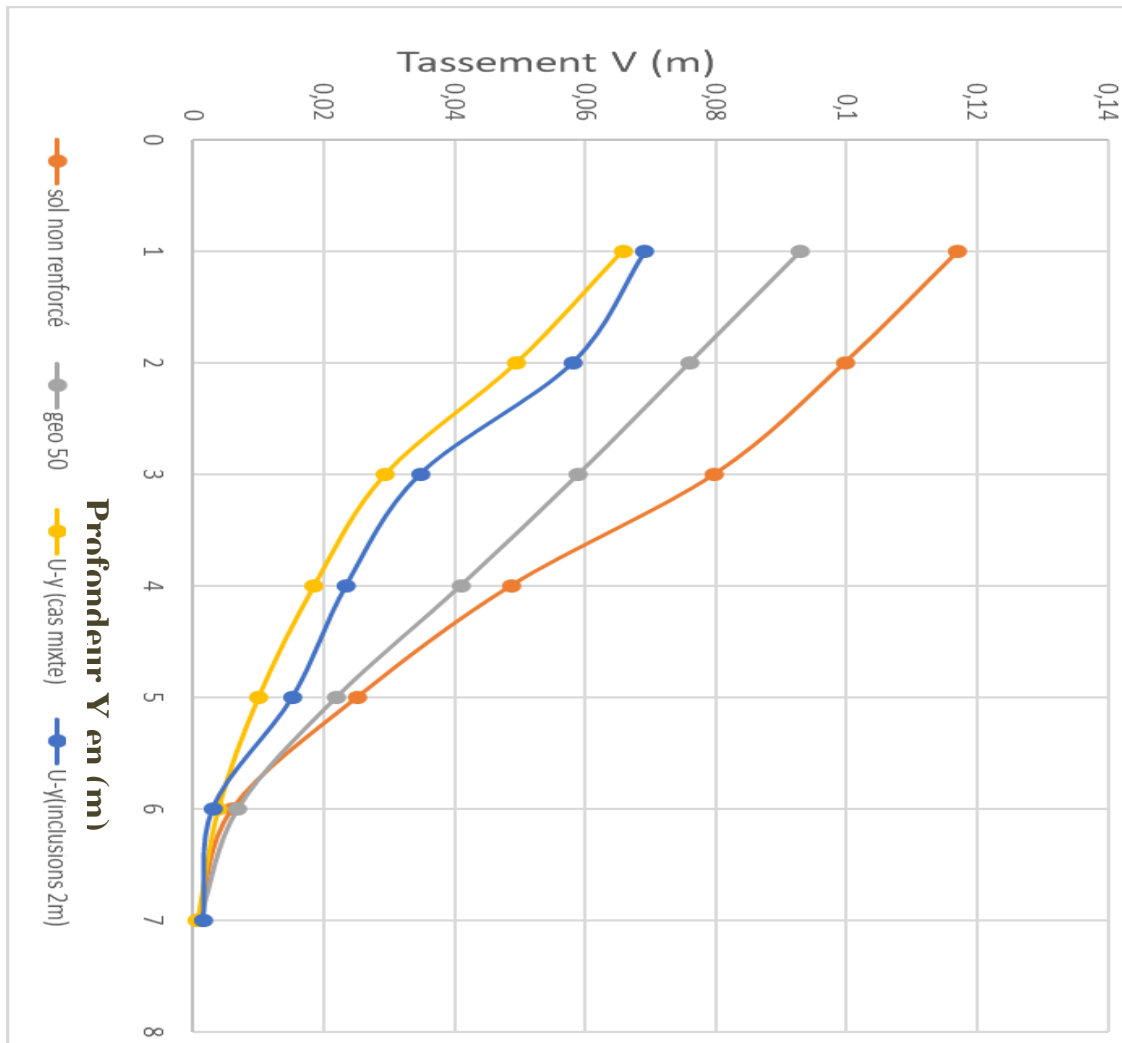
**Figure 5.15 : Comparaison des forces axiales avec inclusions sec et renforcement mixte (Inclusions et géogrilles).**

Selon les courbes montrées sur la figure 5.15 qui représente la variation de la force axiale des inclusions sec et renforcement mixte inclusions rigides et géogrilles utilisés avec différents espacements et de différents nombre d'inclusions.

On note une bonne résultat de diminution de la force axiale dans le cas de l'utilisation d'un renforcement mixte(inclusions+géogrilles) avec diminution d'espacements soit entre les inclusions rigides ou entre les nappes de géogrilles , par contre un résultat peu mieux dans le cas de renforcement uniquement soit par inclusion ou géogrilles .

On conclut que :

- Le renforcement mixte avec inclusion rigides et géogrilles donnent des bons résultats sur la variation de la force axiale.



**Figure 5.16 : Comparaison des tassements des différents cas de renforcements étudiés. (Coupe verticale A-A du tassement)**

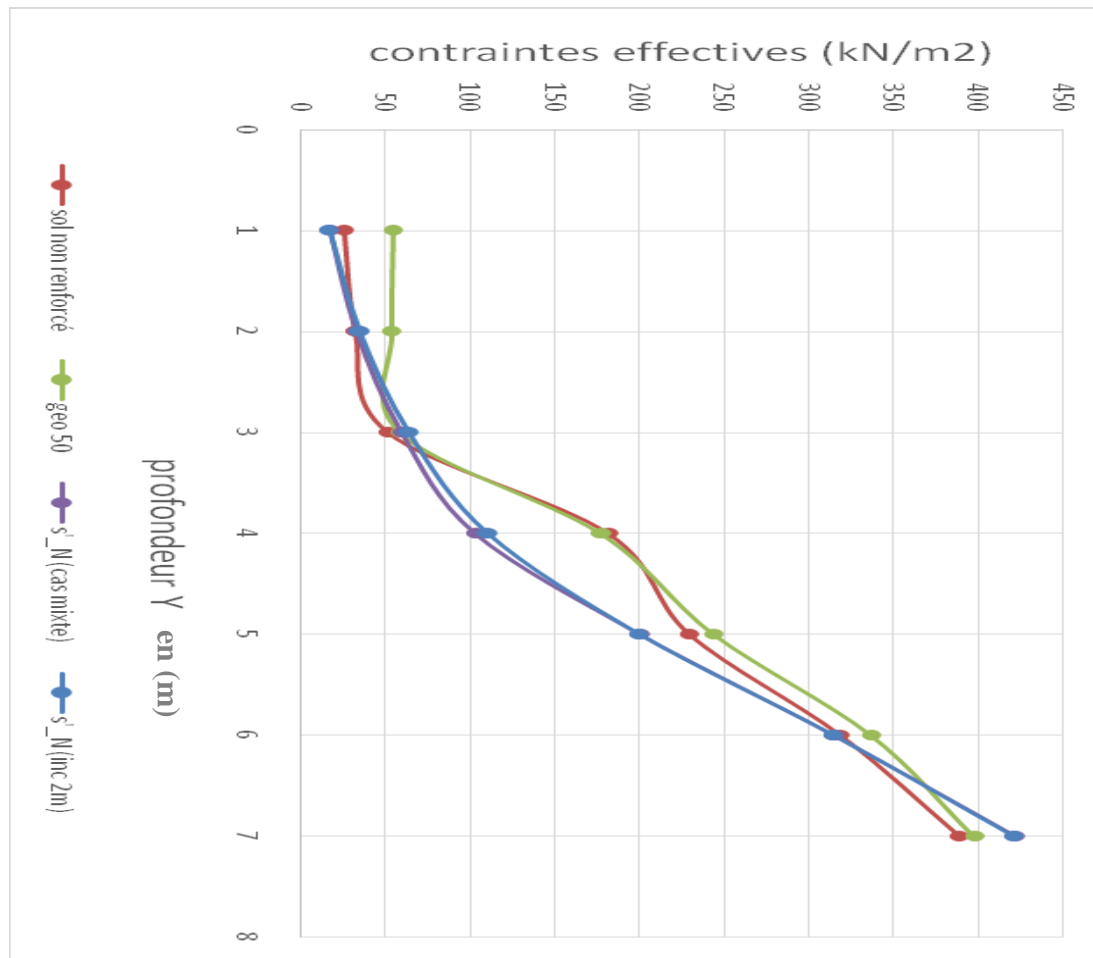
Selon les courbes montrées sur la figure 5.16 qui représente la variation du tassement vertical des différents cas étudiés en fonction de la profondeur du sol compressible :

- Cas de sol non renforcé ;
- Cas de renforcements avec inclusions rigides ;
- Cas de renforcement avec géogrilles ;
- Cas de renforcement mixte inclusions rigides et géogrilles.

On note une bonne résultat de diminution des tassements verticaux dans le cas de l'utilisation d'un renforcement mixte (inclusions+géogrilles) avec diminution d'espacements soit entre les inclusions rigides ou entre les nappes de géogrilles, par contre une augmentation du tassement pour tous les autres cas utilisées .

On conclut que :

- Le renforcement mixte avec inclusion rigides et géogrilles donnent des bons résultats sur la variation du tassement vertical du sol compressible.



**Figure 5.17 : Comparaison des contraintes effectives des différents cas de renforcements étudiés (Coupe verticale A-A de la contrainte effective)**

Selon les courbes montrées sur la figure 5.17 qui représente la variation des contraintes effectives des différents cas étudiés en fonction de la profondeur du sol compressible :

- Cas de sol non renforcé ;
- Cas de renforcements avec inclusions rigides ;
- Cas de renforcement avec géogrilles ;
- Cas de renforcement mixte inclusions rigides et géogrilles.

On note une bonne résultat de diminution des contraintes effectives dans le cas de l'utilisation d'un renforcement mixte (inclusions+géogrilles) avec diminution d'espacements soit entre les inclusions rigides ou entre les nappes de géogrilles , par contre une augmentation des contraintes effectives pour tous les autres cas utilisés .

On conclut que :

- Le renforcement mixte avec inclusion rigides et géogrilles donnent des bons résultats sur la variation des contraintes effectives du sol compressible.



**Conclusion :**

L'étude paramétrique dans le domaine de la géotechnique permet d'évaluer l'influence des paramètres des différentes méthodes de renforcements, sur la sûreté des résultats des modélisations, et spécialement l'effet des nappes de géogrilles ainsi que les inclusions rigides à la stabilisation des remblais d'accès de l'ouvrage d'art étudié.

Elle peut être destinée pour avoir les coefficients de variation et pour définir des intervalles de confiance sur les résultats de la modélisation tels que les tassements, déplacements, les contraintes, les forces axiales.

La conclusion qu'on peut tirer de l'étude paramétrique est :

- Diminution des tassements du remblai avec l'augmentation des nappes des géogrilles.
- Diminution des tassements du remblai avec la diminution de l'espacement entre les

Inclusions rigides.

- Le renforcement réduit les tassements verticaux et les déplacements horizontaux sous la base du remblai sur sol compressible.
- Le renforcement améliore la stabilité après la construction du remblai sur sol compressible.

Alors en conclusion de notre étude paramétrique le renforcement mixte avec inclusion rigides et géogrilles donnent des bons résultats sur la variation du tassement verticale et le déplacement horizontale, contraintes effectives, forces axiales du sol compressible.

# CHAPITRE 06

## **Conclusion générale**

### 6.1 Conclusion générale :

Dans notre mémoire les applications relatives aux remblais renforcés par géogrilles, inclusions rigides montrent l'intérêt nécessaire de cette solution de renforcement pour les sols compressibles de faible portance.

Le comportement mécanique de ces structures est cependant complexe puisqu'il fait intervenir Des mécanismes assez mal connus comme l'effet voûte dans le sol, le comportement en membrane de la nappe de géogrilles et l'action du sol compressible.

Le dimensionnement de ces structures reste donc à l'heure actuelle problématique.

En effet, les méthodes de dimensionnement analytiques existantes dépendent fortement des hypothèses émises (notamment sur l'influence des nombres des nappes des géogrilles ainsi que l'espacement entre elles et l'espacement entre les inclusions rigides, pour le renforcement du remblai).

Les méthodes numériques actuelles présentées ne permettent pas une description complète, et fidèle des phénomènes précédemment cités.

Le renforcement par géogrilles à la base des remblais sur sols compressibles ou sur sols sensibles se montre également intéressant, mais des recherches complémentaires sont nécessaires pour optimiser le dimensionnement.

Une solution de renforcement en protection du remblai est enfin présentée.

Elle semble très intéressante mais pose des questions en termes de mise en oeuvre.

Des tests numériques ont été mené afin d'évaluer les tassements d'un remblai renforcé par des Géogrilles reposant sur un sol compressible.

Donc l'étude à pour but de déterminer le tassement par méthode numérique.

L'étude a permis de voir l'effet de la mise des inclusions rigides pour la stabilisation du remblai.

L'étude de l'effet du positionnement des inclusions nous a permis de dégager le modèle du remblai le plus stable.

Enfin, l'étude paramétrique nous a permis de trouver les paramètres à améliorer pour mieux Stabiliser le remblai.

Cette étude est un premier pas pour la résolution des problèmes de tassements de remblai.

Les conclusions suivantes ont été observées :

- ✓ l'augmentation des nappes des géogrilles réduite les tassements du remblai sur sol compressible.

- ✓ La diminution de l'espacement entre les inclusions rigides réduit les tassements du remblai sur sol compressible.
  - ✓ Les nappes des géogrilles et les inclusions rigides n'ont pas beaucoup d'influence sur les Forces axiales.
  - ✓ L'augmentation de la valeur d'angle de frottement n'a pas assez d'influence sur la variation de déplacement du remblai.
  - ✓ Le renforcement réduit les tassements verticaux et les déplacements horizontaux sous la base du remblai sur sol compressible.
  - ✓ Le renforcement améliore la stabilité après la construction du remblai sur sol compressible.
- En conclusion de notre travail on peut dire que le renforcement mixte avec inclusion rigides et géogrilles donnent des bons résultats sur la variation de tassement vertical, déplacement horizontal, contraintes effectives, forces axiales du sol compressible.

### 6.2 Les recommandations :

Ce thème est inédit et cette étude n'a pas touché tous les aspects.

De ce fait, on peut élargir la recherche par les recommandations suivantes :

- L'influence de l'étude paramétrique ne prétend pas être exhaustive, on aurait pu faire varier d'autres paramètres.
- Les conclusions tirées de cette étude paramétrique ne sont pas généralisables, même pour autres calculs du tassement de remblai sur sol compressible.
- Pour la modélisation, on propose de faire le même calcul avec un autre modèle de Comportement.
- Réalisation d'autres modèles numériques avec différents paramètres du sol et avec une Différente charge d'exploitation.
- Réalisation d'un modèle expérimental.

## Références bibliographiques :

- **01) SETRA, LCPC**, (Novembre 2000), Etude et réalisation des remblais sur sols compressibles.
- **02) Yasmina Akou**, Etude expérimentale et modélisation de l'élargissement des remblais sur sols compressibles. Mécanique [physics.med-ph]. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995Français.
- **03) Azzaz Ibtissam, Chouikha Safia** (2017) étude numérique de la stabilité d'un remblai sur sol mol traité par des colonnes ballastées entouré par de géo synthétique, thème de master 2, Université Ziane Achour –Djelfa-
- **04) BENGOURAIN Abderrahmane, TOUNSI Mohamed** (2018) étude bibliographique sur les sols a problèmes en géotechnique, thème de master 2, Université Aboubakr Belkaid –Tlemcen-
- **05) BOUGUESSA Med Islam /Kamel Farouk** (2018) étude numérique d'un remblai sur sol compressible, mémoire de master 2, Université Larbi Tébessi -Tébessa -
- **06) BERRABAH Fouad** (2010) étude du comportement des remblais renforcés géo-synthétiques sur sol marécageux, mémoire de magister Université Mohamed Khider Biskra -Biskra –
- **07) Soulef Mokhtar Ahdouga** (2018) analyse de la stabilité d'un remblai (application au cas du remblai D'AIN Arnat wilaya de Setif, mémoire de Master Université Mohamed Boudiaf - M'SILA
- **08) DAHDOUH Manal** (2017) analyse de la stabilité sismique d'un remblai de grand hauteur, mémoire de Master Université Mohamed Boudiaf - M'SILA
- **09) JOUINI Mahmoud /SIAD Naceur** (2016) simulation paramétrique du comportement d'un remblai de sol pulvérulent reposant sur une couche d'argile gonflante par le logiciel PLAXIS cas de l'évitement de la ville de Tébessa , mémoire de master 2, Université Larbi Tébessi –Tébessa -
- **10) Natacha SERTIER** (2005/2006) amélioration des sols, licence IUP université de la réunion Bourdeau France.
- **11) Sebastien CORNEILLE**(2007) étude du comportement mécanique des colonnes ballastées chargées par des semelles rigides ,Institut nationale polytechnique de lorraine ,

école nationale Supérieure de Géologie de Nancy Laboratoire Environnement  
Géo mécanique et Ouvrages Ecole Doctorale RP2E

- **12) Orianne JENCK** (2005) (HAL) Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales. Modélisation physique et numérique. Pour obtenir le grade de docteur L'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.
- **13) Salhi Sadok, (2015)** étude renforcement par géogridde d'une plate forme routière mémoire de Magister, Université Larbi Tébessi –Tébessa -
- **14) ABIR OTMANI, SABRINA ATTAR (2018)** renforcement des remblais d'accès mémoire de master 2, Université Larbi Tébessi –Tébessa -
- **15) BERRABAH Fouad** (2015) évaluation numérique de l'effet de renforcement par nappes de géosynthétiques sur la stabilité et le tassement de remblai su sol compressible, mémoire de Doctorat Université Mohamed Khider Biskra -Biskra –
- **16) Alia Hatem** (2009) Comportement en zone sismique des inclusions rigides Analyse de l'interaction sol-inclusion-matelas de répartition – structure thèse de Doctorat Université des Sciences et Technologies de Lille France
- **17) HAOUAM HOUDA** (2010) étude numérique d'un mur de soutènement en sol stabilise et renforcé avec fibres et géogridles mémoire de Magister Université Badji Mokhtar -Annaba -
- **18) Mirech Amina (2013)** utilisation des géosynthétiques en géotechnique routière mémoire de master 2, Université de – Guelma-
- **19) AMIMEUR Koussila** (2016) Comportement d'un remblai d'accès en sol renforce sous chargement cycliques, mémoire de Master Université Mohamed Boudiaf - M'SILA -