

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

***ECOLE NATIONALE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE***

*DEPARTEMENT de GENIE CIVIL  
LGSPS*



Projet de fin d'études pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en  
Génie Civil

*Thème :*

## **CONSOLIDATION DES SOLS COMPRESSIBLES**

**Proposé et dirigé par :**

*Mme MOHABEDDINE  
Mme CHERID*

**Présenté par :**

*Mr. BEZZAOUCHA A.Chawki  
Mr. MALOUAI Lahcene*

**Année Universitaire : 2008/2009**

***ECOLE NATIONALE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE 10 AVENUE HASSEN  
BADI EL-HARRACH – ALGER***

# Remerciements

*Nous remercions Allah, le tout puissant de nous avoir accordé volonté, patience et santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos parents et nos familles pour leurs soutiens, encouragements et sacrifices.*

*Nous tenons aussi à remercier nos promotrices Mme MOHABEDDINE et Mme CHERID pour leur suivi et leur conseils durant l'élaboration de ce travail.*

*Un remerciement particulier à Mr. S.BELKACEMI, pour l'aide qu'il nous a apporté au cours de la réalisation de ce mémoire.*

*Nous remercions Cosider TP et Mr. OUCHANI pour avoir proposés ce sujet et pour leur collaboration.*

*Nous remercions les membres du Jury qui ont bien voulu accepter d'examiner notre travail.*

*Aussi nous remercions tous nos enseignants du primaire jusqu'au supérieur,*

*Nous remercions aussi tous nos amis en particulier Hocine DJOUDER pour son aide précieuse et pour ses encouragements.*

*Nous adressons nos vifs remerciements à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la mise en forme de ce travail.*

*...vous donnez bien peu lorsque*

*vous donnez de vos biens.*

*C'est lorsque vous donnez de vous-même que vous donnez vraiment.*

*Khalil GIBRAN (le prophète, 1923)*

# Dédicace

*Je dédie ce mémoire*

*A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi tout au long de mes études et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.*

*A mes chers frères et sœur : pour leurs patiences et leurs soutiens qu'ils n'ont cessés d'apporter au cours de ma formation.*

*A ma grand-mère.*

*A mes tantes et à mes oncles ; en particulier Fatiha et Lotfi.*

*A chaque cousins et cousines.*

*A tous mes amis ; de ma promotion, Ryad et compagnie et Amar*

*A mon binôme*

## *Dédicace*

*Je dédie ce travail :*

*à la mémoire de mon père ;*

*à ma très chère mère ;*

*à mes frères et sœurs ; à tous mes neveux et nièces ;*

*ainsi qu'à toute ma famille et mes amis(es)*

*A mon binôme.*

***LAHCENE***

بناء " طريق " على تربة شديدة الإنضغاط والتي تتميز بانخفاض في مقاومة الحمولة، يتطلب العلاج للحد من الإفراط في الهبوط، وجعل التربة قادرة على دعم الأحمال الناتجة عن المنشأ المبني بعد بحث موجز عن التربة و مشاكل الاستقرار والإنضغاط، قمنا بتحليل ثنائي الأبعاد لتطوير إنضغاط المشروع باستخدام برنامج بلاكسيس - تحليل للمشروع باستخدام تقنية التحميل مع استعمال المجففات الشاقولية؛ دراسة عنصرية: تغيير بعض عناصر الحيوتقنية للمنشأ المبني لمعرفة تأثيرها على إستقرار المشروع. التحقق من وجوب استعمال تحصين على مستوى هذا المشروع.

Erigé une structure sur un sol compressible telle que la sebkha n'est pas une réalisation courante ; à cause de sa forte compressibilité et sa faible portance. Pour palier à cela un traitement au préalable du sol est exigé. Après une synthèse bibliographique sur les sols mous, les problèmes de sols liés à la stabilité et au tassement sont analysés par le logiciel PLAXIS.

La solution proposée est l'utilisation de la technique de préchargement, associée d'une surcharge temporaire et de drains verticaux. Par ailleurs, une étude paramétrique a été faite afin de mettre en évidence l'impact de certaines caractéristiques du remblai sur la stabilité de l'ouvrage. Enfin, l'utilité de la pose de la géogridle a été examinée.

**Mots clés :** Mécanique des sols, tassement, consolidation primaire, préchargement, drains verticaux

Set up a structure on a compressible ground such as the sebkha is not a common(current) realization; because of its strong compressibility and its weak bearing capacity. For landing in it a treatment beforehand of the ground is required. After a bibliographical synthesis on the soft grounds, the problems of grounds related on stability and settlement are analyzed by software PLAXIS. The solution suggested is the use of the technique of preloading, associated of a temporary overload and vertical drains. In addition, a parametric study was made in order to highlight the impact of certain characteristics of the embankment on the stability of the project. Lastly, the utility of the installation of the géogrid was examined.

**Key words:** Soil mechanic, settlement, consolidation, preloading, verticals drains

# SOMMAIRE

**SOMMAIRE**

<b>Introduction Générale.....</b>	<b>01</b>
<b>Situation et Caractéristiques du Site.....</b>	<b>04</b>
I. Introduction.....	05
II. Caractéristiques des sols de sebkha.....	05
III. Présentation de l’ouvrage.....	06
IV. Caractéristiques de lieux.....	06
V. Aspect général de la zone d’étude.....	07
V. 1. Caractéristiques physiques.....	07
a) Géologie.....	07
b) géomorphologie.....	08
c) hydrologie.....	08
V. 2. Source d’eau.....	08
a) Bilan hydrique.....	09
b) Qualité de l’eau.....	09
c) Nappe superficielle.....	09
d) Nappe phréatique.....	09
e) Profondeur, fluctuation et permanence de l’eau.....	09
f) Variation dues aux eaux de crues.....	09
g) Bassin versant.....	10
V. 3. Type de sol.....	10
V. 4. Climat.....	10
<b>Nature des Problèmes liés à la construction sur sols compressibles.....</b>	<b>12</b>
1. Introduction.....	13
2. Les sols compressibles.....	13
2.1.Sols fins saturés ou proche de la saturation.....	14
2.1.1. Les vases et les argiles molles.....	14
2.1.2. Les tourbes.....	15
2.2.Les sols secs ou à faible teneur en eau.....	16
3. Diversité des problèmes.....	16
3.1.Problèmes liés au tassement.....	16
3.1.1. Longues sections de remblais.....	16
3.1.2. Remblais à proximité de points durs.....	17
3.2.Problèmes liés à la stabilité.....	17

# SOMMAIRE

---

3.3. Interaction remblai-ouvrage.....	17
4. Conclusion .....	19
<b>Reconnaitances des sols.....</b>	<b>20</b>
I. Les différentes étapes de la reconnaissance .....	21
I.1. Etude géotechnique préliminaire.....	21
I.1.1. étude géologique.....	21
I.1.2. Reconnaissance géotechnique sommaire.....	21
1. Objet.....	21
2. Buts à atteindre, moyens.....	22
2.1. Essais en place.....	22
2.2. Sondage avec prélèvement d'échantillons représentatifs.....	23
I.1.3. Densité d'investigation .....	23
I.1.4. Conclusion de la reconnaissance géotechnique sommaire.....	24
I.2. Etude géotechnique détaillée.....	24
I.2.1. Buts à atteindre.....	24
I.2.2. Sondage, prélèvement et hydrologie .....	25
I.2.3. Essais en place.....	25
1) Le scissomètre de chantier.....	25
2) Le pénétromètre statique.....	26
3) Le carottier à piston stationnaire (CPS).....	27
I.2.4. Etude de la nappe et hydrologie.....	28
II. Essais en laboratoire.....	29
II.1. Objectifs.....	29
II.2. Méthodologie de l'étude des sols en laboratoire.....	29
II.2.1. Essais de cisaillement.....	30
II.2.2. Essais triaxial.....	31
II.2.3. Essais oedométrique.....	33
III. Conclusion.....	34
<b>Etude de stabilité et de tassement.....</b>	<b>35</b>
I. Introduction .....	36
II. Modes de rupture de remblai sur le sol mou .....	36
1) Rupture par poinçonnement .....	36
2) Rupture rotationnelle .....	36
III. Etude de la stabilité .....	37
III. 1. Méthode d'études de la stabilité .....	38

# SOMMAIRE

---

a.	L'assimilation du remblai à une semelle superficielle continue à base lisse.....	38
b.	Utilisation d'abaques de stabilité pour certains cas cohérents .....	38
c.	Méthodes des tranches de fellenius-bishop .....	40
III. 2.	Conclusion de l'étude de stabilité. Programme de construction .....	43
III. 3.	Limite de l'étude de stabilité .....	44
IV.	Méthode permettant de réduire la durée de la construction .....	46
1)	Diminution des pentes de talus. Surcharges latérales .....	46
2)	Augmentation de la vitesse de la consolidation par drains verticaux ou tranchées drainantes .....	46
V.	Etude des tassements et consolidation .....	47
V. 1.	Nature des tassements .....	47
V. 2.	Calcul du tassement par la méthode de Terzaghi (théorie de consolidation).....	49
1)	Amplitude des tassements .....	49
2)	Calcul de la hauteur supplémentaire à donner au remblai pour compenser le tassement .....	50
3)	Calcul des tassements en profil en long .....	51
4)	Vitesse de tassement en l'absence de drains.....	51
5)	Prise en compte du temps de construction .....	53
6)	Augmentation des vitesses de tassement .....	54
V.3.	Consolidation par drains verticaux.....	55
V.3.1.	Principe de fonctionnement des drains verticaux.....	56
VI.	Conclusion de l'étude spécifique .....	59
	<b>Lois de comportement et modélisation.....</b>	<b>60</b>
I.	Le logiciel PLAXIS, son originalité .....	61
I. 1.	Introduction .....	61
I. 2.	Option par défaut, Solutions approchées .....	61
II.	Méthode des éléments finis.....	62
II. 1.	Introduction .....	62
II. 2.	Concepts de base.....	63
II.3.	Les éléments finis .....	63
III.	Les modèles de comportement de sol.....	63
IV.	Modèle de Mohr-Coulomb .....	64
V.	Autres lois de comportement.....	65
VI.	Conclusion.....	66

# SOMMAIRE

---

<b>Modélisation numérique bidimensionnelle</b> .....	68
I. Introduction.....	69
II. Les données géométriques.....	69
III. Caractéristiques géotechniques des matériaux.....	70
IV. Calcul itératif.....	70
A. PREMIERE ETAPE .....	71
B. DEUXIEME ETAPE .....	74
Interprétation des résultats .....	79
<b>Etude paramétrique</b> .....	80
I. Introduction.....	81
II. Effet des paramètres géotechniques du remblai.....	81
1. L'influence de l'angle de friction $\phi$ .....	81
2. Influence de la cohésion interne C .....	83
3. L'influence du module de Young .....	85
III. Géogrille.....	86
IV. Interprétation des résultats.....	87
<b>Conclusion générale</b> .....	89
<b>Annexes</b>	
-A- Calcul manuel	
-B- Les abaques	
-C- Résultats PLAXIS	
<b>Bibliographie</b>	

## LISTE DES FIGURES

- Figure.1.1. Situation de l'ouvrage.
- Figure.1.2. Situation du Chott el-Hodna, et localisation du projet □
- Figure.3.8. Mise en œuvre de l'essai oedométrique.
- Figure.3.2. Pénétration statique CPT.
- Figure.3.3. Plan du carottier CPS.
- Figure.3.4. Les différentes phases du carottage.
- Figure.3.5. Principe de l'essai de cisaillement direct.
- Figure.3.6. Principe de l'essai triaxial.
- Figure.3.7. Chemins de contraintes.
- Figure.3.1. Contrainte de cisaillement en fonction de la rotation du moulinet.
- Figure.4.16. Distribution triangulaire des drains.
- Figure.4.2. Rupture rotationnelle.
- Figure.4.3. Paramètres de calculs par les abaques.
- Figure.4.4. fellenius-bishop.
- Figure.4.5. Equilibre d'une tranche sur la courbe de rupture.
- Figure.4.6. Courbe d'augmentation de la cohésion non drainé  $C_u$  en fonction de la pression de consolidation  $\sigma'_c$ .
- Figure.4.6. Variation de l'excès de pression interstitielle avec la profondeur et avec le temps.
- Figure.4.7. Exemple d'utilisation d'une surcharge latérale.
- Figure.4.8. Contraintes sur les plans verticaux et horizontaux suivant leur position par rapport à l'axe du remblai.
- Figure.4.9. Courbe oedométrique : différentes sortes de tassement.
- Figure.4.10. variation de l'indice des vides en fonction de la pression effective.
- Figure.4.11. Détermination de la hauteur finale du remblai.
- Figure.4.12. Prise en compte du temps de construction pour l'évaluation du temps de tassement. Méthode graphique de Terzaghi.
- Figure.4.13. Utilisation d'une surcharge provisoire.
- Figure.4.14. Utilisation des drains verticaux.
- Figure.4.15. Schéma d'influence d'un drain vertical.
- Figure.4.1. Rupture par poinçonnement.
- Figure.5.2. Modèle de Mohr-Coulomb, essai triaxial.
- Figure.5.1. Critère de rupture de type Mohr-Coulomb.
- Figure.6.1. Modèle éléments finis d'ouvrage.
- Figure.6.2.
- Figure.6.3.
- Figure.6.4.
- Figure.6.5.
- Figure.6.6. Tassement en fonction du temps.
- Figure.6.7. Variation de la pression interstitielle en fonction du temps.
- Figure.6.8.
- Figure.6.9. Génération du maillage.
- Figure.6.10. Pression interstitielle (**phase0**).

Figure.6.11. Contrainte effective (**phase0**).

Figure.6.12. Tassement en fonction du temps.

Figure.6.13. Excès de pression interstitielle en fonction du temps.

## **LISTE DES TABLEAUX**

Tableau 1 – Les principales méthodes de renforcement de sol de fondation pour l'édification des remblais d'après Magnan (1994).

Tableau.3.1. Consistance du sol.

Tableau.6.7. La valeur coefficient de sécurité pour chaque phase

Tableau.6.2. Tassement du remblai pour chaque phase

Tableau.6.3. Variation de la pression interstitielle pour chaque phase

Tableau.6.4. Coefficient de sécurité pour chaque phase

Tableau.6.5. Tassement du remblai dans chaque phase

Tableau.6.6. Evolution des excès pression interstitielle dans chaque phase

Tableau.6.1. Caractéristiques géotechniques.

Tableau.7.1. Variation du coefficient de sécurité en fonction de l'angle de frottement.

Tableau.7.2. Variation du coefficient de sécurité en fonction de la cohésion.

# INTRODUCTION GENERALE

## Introduction générale

Les sols compressibles (sols mous) de faible portance sont très présents dans le sol support des réseaux routiers, autoroutiers et ferroviaires ainsi que dans les zones industrielles. La nécessité de les stabiliser et d'améliorer leurs caractéristiques mécaniques, en mettant en œuvre des techniques de renforcement est indispensable.

Il existe différentes méthodes de renforcement des sols compressibles. Plus au moins anciennes et plus ou moins développées. Pour cela un bilan des méthodes est établi pour rendre compte de la réduction des tassements des remblais édifiés sur sols compressibles Magnan (1994). Ces diverses méthodes ainsi que les principales conclusions sont reportées dans le tableau 1.

**Tableau 1 – Les principales méthodes de renforcement de sol de fondation pour l'édification des remblais d'après Magnan (1994).**

Avantages et Inconvénients des Différentes Techniques				
Techniques de construction	coût	Délai	Technicité	Fiabilité
<b>Action sur le remblai</b>				
construction par étapes	*	***	*	** durée
banquettes Latérales	**	**	*	***
surcharge Temporaire	*	***	*	**
Remblais Allégés	***	*	**	***
Renforcement par Géosynthétiques	**	*	**	**
<b>Action sur Sol de Fondation</b>				
substitution du Mauvais sol	***	*	*	***
drains Verticaux	**	**	**	**
Consolidation Atmosphérique	***	**	***	**
Colonnes Ballastées	***	**	***	**
Plots Ballastés Pilonnés	**	*	***	**
Injection solide	***	**	***	**
Colonnes de mortier Sol-Ciment Exécution par jet	***	**	***	**
Colonnes de Sols Traité	***	**	***	**
Remblais sur Inclusion Rigides	***	**	**	** *
Electro-osmose	***	***	***	**

**Légende :**

- \* : faible ;
- \*\* : moyen ;
- \*\*\* : fort.

Notre projet consiste à renforcer le sol de fondation d'une route reliant Ain'EL-Khadra à M'Cif (Willaya de M'Sila) sur une longueur de 24 km. Elle traverse sur 11 km la sebkha du Chott El-Hodna, cette dernière est connue pour sa faible capacité portante et une forte compressibilité.

# Introduction générale

---

Objectif de ce travail est d'augmenter la capacité portante de ce sol en utilisant la technique de préchargement tout en essayant de réduire le temps de consolidation « surcharge temporaire, drains verticaux ».

Pour cela, un modèle a été réalisé afin d'effectuer des simulations numériques sur le préchargement et des méthodes d'accélération de la consolidation. L'étude a porté sur l'influence de quelques paramètres sur la stabilité du remblai et sur la vérification de l'efficacité de la géogrille (augmentation de la capacité portante du sol support).

Ce mémoire est composé de sept chapitres :

Le chapitre 1 porte sur la définition d'une sebkha et le plan de situation du projet.

Le second passe en revue la nature des problèmes liés à la construction sur sols compressibles.

Le chapitre 3 présente les différents aspects d'une reconnaissance géotechnique.

Le chapitre 4 traite l'étude de la stabilité et du tassement.

Chapitre 5 fait l'objet d'une étude bibliographique sur le logiciel PLAXIS de la modélisation numérique, le logiciel utilisé dans nos calculs et de la modélisation du comportement des sols.

Le chapitre 6 présente la modélisation numérique bidimensionnelle visant à simuler le comportement du sol support étudié. Les résultats sont confrontés aux résultats analytiques, dans l'optique de la validation du modèle numérique.

Le chapitre 7 présente les résultats des études paramétriques menées sur le modèle numérique bidimensionnel.

# CHAPITRE I

## Situation et caractéristiques du site

## Introduction

*Sebkha*, mot qui désigne les plaines salines soumises à des inondations périodiques. Dans les milieux désertiques, les dépressions ne sont occupées que temporairement par de l'eau. Une forte évaporation conduit à la formation d'une croûte d'évaporites qui tapissent le fond de ces dépressions.

Dans une *sebkha* le sol est très hétérogène, il s'agit d'un matériau instable dont les propriétés peuvent varier en partie avec la teneur en eau, la quantité de fines, le type et la quantité de sel. Elle décrit une surface d'équilibre dont le niveau est en grande partie contrôlé par les conditions hydrologiques et climatiques dominantes.

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 fluctuation varie jusqu'à atteindre le niveau hydrostatique. Par capillarité, l'eau de la nappe subit une aspiration due à sa propre évaporation en surface. Ce 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.

### I. Caractéristiques des sols de *sebkha*

Les sols de *sebkha* se distinguent par la présence de dépôts de sel de taille, de forme et de composition différente, en fonction de la salinité des eaux souterraines et la dureté de couches superficielles provoquée par l'incrustation et la dessiccation de sel. La *Sebkha* se compose généralement de sable, vase, quartz, argile et de boue « en faible proportion ».

Les principaux matériaux de cimentage sont l'aragonite de calcite ( $\text{CaCO}_3$ ), du gypse ( $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ) et du chlorure de sodium ( $\text{NaCl}$ ). Ces matériaux de cimentage varient d'un emplacement à un autre. Quelques *sebkhas* ont des mélanges de gravier dans leur composition. La présence de ces cailloux est plus commune dans la *sebkha* continentale que dans la *sebkha* côtière. Les sols de *sebkha* sont généralement considérés comme non consolidé, stratifiés ou non stratifiés, tout cela baigne dans une saumure fortement concentrée et effleure le niveau naturel.

Les teneurs en eau naturelle des dépôts de sol de *sebkha* varient de 8 à 65%. Cette grande variation de la teneur en eau induit de grand changement de la densité, du volume et de résistance. Plusieurs problèmes d'ingénierie sont apparus lors de construction de route sur les sols de *sebkha* tels que l'apparition de fissures, de formation de trous et de cavités. Le facteur principal qui a provoqué ces problèmes est la faible portance des sols de *sebkha*. En outre, leur contact avec l'eau provoque un effondrement et une large réduction de la capacité portante. Un tel comportement est dû au fait que certains des matériaux de cimentage qui agencent les grains minéraux de *sebkha* sont fortement solubles dans l'eau, tels le gypse, l'aragonite ou la calcite. D'autres facteurs sont également responsables de la baisse de la portance des sols de *sebkha* ; la présence de solution concentrée dans les saumures de *sebkha* ;

qui est quatre à cinq fois plus importante que celle de l'eau de mer avoisinante et les conditions climatiques « humidification et séchage excessif » au cours desquels se développe des dépôts de sebkha.

## II. Présentation de l'ouvrage

Le projet de route reliant Aïn-Khadra à M'Cif (Willaya de M'sila) de 24 km traverse la sebkha sur 11 km du Chott El-Hodna. La réalisation de cette route permet de réduire la distance actuelle de ces deux villes de 70 Km et d'améliorer considérablement les activités commerciales et d'agriculture entre les Willaya de M'Sila et Bou Saâda Figure.1.1

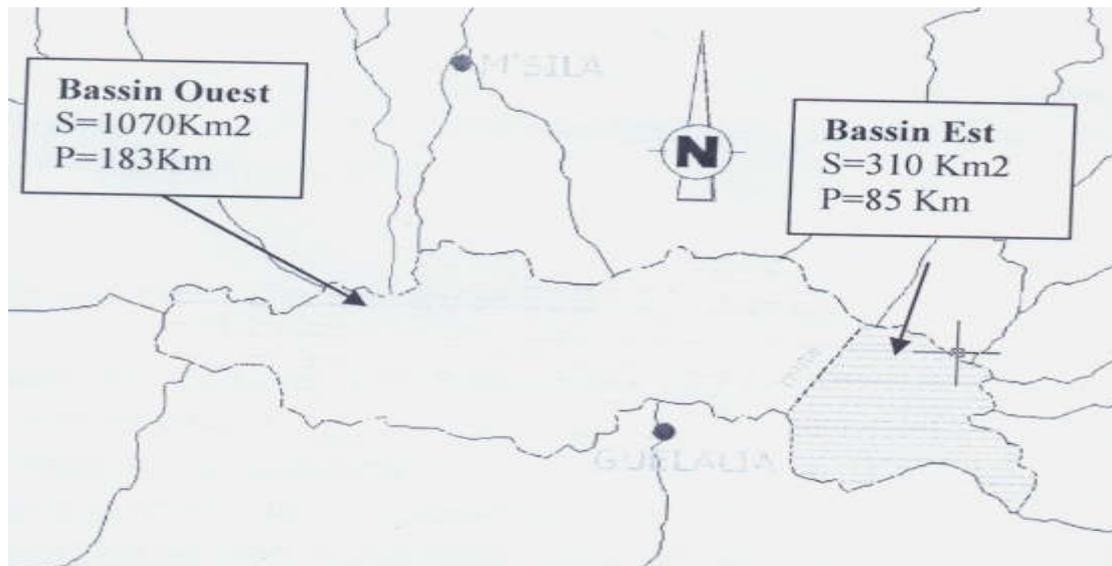


Figure.1.1. Situation de l'ouvrage.

## III. Caractéristiques de lieux

Le Chott El Hodna étant une dépression, vers laquelle convergent les eaux provenant de l'Atlas Saharien au Sud et l'Atlas Tellien au Nord. Paysage végétal des hautes plaines steppiques. Du point de vue phytogéographique (répartition spatiale de la végétation), fait partie du domaine Maghrébin steppique. Le bassin du chott se situe à l'extrême Est des Hautes Plaines Algériennes, de forme allongée et orienté WNW-ESE qui s'étend sur 220 Km de long et 90 Km de large, est coincé entre deux formations montagneuses atteignant 1.800 à 1.900 m d'altitude au Nord et 600 à 900 m au Sud, c'est hydrologiquement un bassin fermé de 26.000 Km<sup>2</sup>. La cuvette du Hodna, « une superficie de 8.500 Km<sup>2</sup>, qui sert de niveau de base aux oueds du bassin, occupe en son milieu de bas-fond plat une superficie de 1.100 Km<sup>2</sup>, C'est cela que l'on appelle « Le Chott El Hodna » situé à 400 m d'altitude. Surface d'épandage des crues, le chott a une forme elliptique, une eau salée et s'étend sur 77 Km de long et 19 Km de large. Sa surface inondée, quoique variable, ne dépasse jamais 80.000 ha. Son alimentation est assurée par au moins 22 cours d'eau principaux, auxquels il faut ajouter des sources d'eau douce. Il se met en eau uniquement en hiver, sec et salé en été, des croûtes de sel couvrent toute son étendue.

## IV. Aspect général de la zone d'étude

Le Chott El Hodna fait partie d'une série des chotts algériens. Situé au Sud Est d'Alger, en coordonnées géographiques se localisent entre : latitude 35°18' à 35°32' Nord, longitude 4°15' à 5°06' Est.

Le chott s'étend sur une superficie estimée à 362000 hectares, ce qui explique le chevauchement de deux wilayas : M'Sila (au Nord) et Batna (Est) sur 1000km<sup>2</sup> et 100km<sup>2</sup> respectivement ; ainsi limité au Sud par Bou Saâda (Figure.1.2).

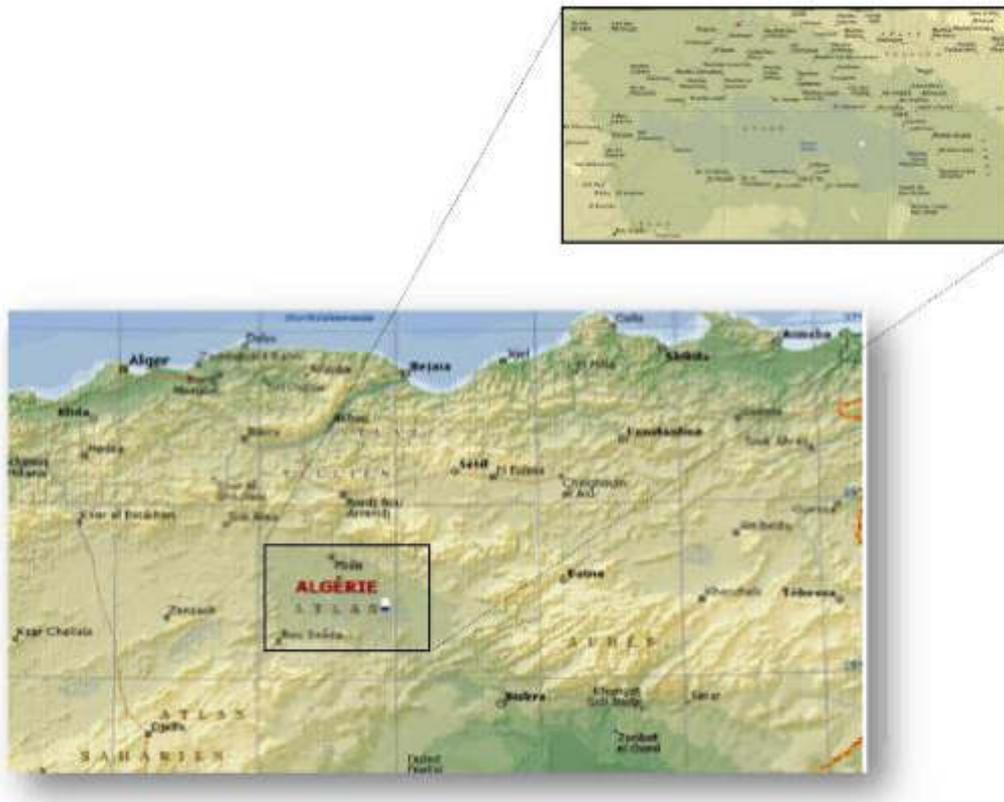


Figure.1.2. Situation du Chott el-Hodna, et localisation du projet.□

### IV. 1. Caractéristiques Physiques

#### a) Géologie

Durant le quaternaire récent se distinguent deux épisodes humides, le Soltanien puis le Rharbien suivis par l'actuelle période de sécheresse. La fin du Soltanien est marquée par l'apparition de vastes lacs, la sebkha du Hodna s'y est implantée il y a quelques milliers d'années seulement à la suite à l'émergence du seuil de M'Doukal par des formations lacustres du Soltanien et par des dunes. Le Chott est implanté en partie sur une structure anticlinale qui, probablement, est le prolongement de l'anticlinal du chott El hammam.

Le chott El Hodna est un paysage transito-accumulatif de dépôts argileux récents qui bordent la sebkha, il renferme des dépôts alluvionnaires du Quaternaire qui résultent d'érosion des chaînes avoisinantes.

### **b) Géomorphologie**

Doté d'un relief plat et d'un microrelief ondulé, le chott qui est une large dépression dont le fond atteint 391 m sépare la région du Hodna proprement dite de la région saharienne, dépression constituée de deux zones concentriques, une zone périphérique ou zone du chott et une zone centrale ou zone de la sebkha.

La zone Nord du chott occupe une partie de la plaine, les oueds denses étalent leurs sédiments sous forme de crues qui mordillent la sebkha. Ils débordent fréquemment et salinisent les terres après évaporation. Cette partie est caractérisée par des sols argilo-limoneux.

La zone Sud du chott occupe une partie de la plaine sud, dite du R'mel, qui se distingue par sa nature sableuse, elle est parcourue par un réseau hydrographique peu dense. Les accumulations éoliennes masquant en partie la zone du chott, cette zone offre un paysage détendu, sableux et plat.

La zone centrale, représentée par la Sebkha, ou zone d'eau libre salée, plate et nue est caractérisée par une absence totale de végétation et par la présence d'une couche minérale sous forme d'une pellicule blanche de sel.

### **c) Hydrologie**

Le régime hydrologique du Hodna est lié au régime pluviométrique caractérisé par de fortes irrégularités. La majorité des cours d'eaux n'ont pas de débits pérennes, à l'exception des oueds Lougmane, El Ham, K'sob, Selmane, Berhoum, Soubella alimentés par des sources et retenues par des « ceds » (ou retenues) traditionnels. A cela se rajoute une multitude de petits cours d'eau (Châaba) à sec pratiquement toute l'année et qui coulent lors des chutes de pluies.

Tous les oueds, pérennes ou non, ont des crues secondaires et fortes, les eaux se déversant dans le chott sont estimées à  $150 m^3$  par an pour une année moyennement pluvieuse.

## **IV. 2. Sources d'eau**

Les sources de Chellal à l'Ouest du chott se situent sur la bordure Sud du Synclinal de M'Sila, leur débit est inférieur à 10 l/s. La plupart d'entre-elles provient de l'aquifère Albo-Aptien, leur concentration dépassant rarement 2g/l. Les autres sources, probablement d'origine Cénomaniennne, ont une concentration qui dépasse 3g/l, leur faciès chimique est «Chloruré sodique». Ces sources, vraisemblablement des exécutoires de la nappe captive, provoquent un gonflement de la nappe phréatique. Autour d'elles, les terrains sont généralement salés et la surface irrigable est très limitée.

### **a) Bilan hydrique**

L'apport annuel moyen des eaux souterraines est  $63 m^3$ , soit un débit évalué à  $11,5 m^3/s$  environ.

### **b) Qualité de l'eau**

Les eaux des oueds qui convergent vers la sebkha sont faiblement à moyennement salées avec un PH neutre à basique.

### **c) Nappe Superficielle**

Les eaux de la nappe superficielle ont une salinité modérée à très élevée, compte tenu du type de salinisation elles sont sulfato-chlorurée dans la partie -Est. Le résidu sec de la nappe varie de 0,5 à 280 g/l, le type de salinisation change dans la partie basse du bassin, les eaux dans la plaine sont sulfato-chlorurée avec quelques lentilles sulfatées.

### **d) Nappe phréatique**

La température de la nappe phréatique qui oscille entre  $15^{\circ}C$  et  $22^{\circ}C$  varie de quelques degrés durant l'hiver et l'été, au niveau de la nappe en charge elle varie entre  $22^{\circ}C$  et  $24^{\circ}C$ . Aucune variation saisonnière n'étant relevée, le PH se situe entre 7 et 8. Dans la majorité des cas, l'eau est donc neutre à basique.

### **e) Profondeur, fluctuations et Permanence de l'eau**

Le chott El Hodna est recouvert d'une nappe d'eau au moment des crues, sa limite septentrionale pendant la période hivernale est inondée entièrement ou partiellement, plus au moins longtemps suivant que l'année est pluvieuse ou sèche. En été, il est sec car le bilan alimentation-évaporation est nettement négatif. N'ayant pas fait l'objet de beaucoup d'observations quantitatives, toutefois il semble que sa surface fluctue entre  $1100 km^2$  et  $100 km^2$  durant la période des basses eaux pour une différence de niveau de 1 à 3 m environ.

### **f) Variations dues aux eaux de crues**

Le chott El Hodna s'agrandit chaque année au détriment des terres jugées de bonne qualité qui l'entourent, cela est dû à la combinaison de deux phénomènes. Le comblement par des crues apportent avec elles des sédiments fins qui à leur arrivée sur la surface du chott sont très peu ou pas salées, elles le deviennent rapidement par le processus de concentration de sel par évaporation.

Aussi l'apport solide, en comblant peu à peu le chott, augmente sa superficie.

La pente moyenne du terrain autour du chott étant de 0,5 %, le transport solide varie entre 5 et 20 l/m<sup>3</sup> d'eau de crue, permettant ainsi un étalement régulier des sédiments sur toute sa superficie, en conséquence de quoi le chott s'agrandit entre 3 à 12 ha /an.

La quantité de sel produite par évaporation, si on admet que les eaux de surface ont une salure moyenne de 1 g/l, laisse chaque année par évaporation 150.000 tonnes de sel à la surface du chott. Ceci laisse supposer un résidu sec de 3g/l pour l'ensemble des eaux souterraines, leur évaporation produisant annuellement 1.100.000 tonnes de sel.

#### **g) Bassin versant**

D'une superficie de 26. 000 Km<sup>2</sup> et hydrologiquement fermé, le bassin versant du chott El Hodna, correspondant à une dépression comme il en existe sur les hauts plateaux d'Afrique du Nord, est un bassin. Cependant, n'étant pas fermé dans le sens hydrogéologique il est en communication vers l'Ouest avec le Bassin du « Chott de Zhahrez Chergui, à Djelfa » et, vers le Sud, avec l'immense bassin du continental intercalaire saharien.

L'ensemble du Bassin du Hodna se subdivise en quatre unités géomorphologiques : la région montagneuse, la plaine du Hodna, le chott et la Sebkha du Hodna et la région du R'Mel.

### **IV. 3. Type de sol**

Les sols du chott et la sebkha accumulent des gypso-salines de nappe qui, l'évaporation aidant, deviennent franchement salins dans la sebkha. La répartition des sols est en rapport avec des phénomènes pédologiques majeurs. La nappe phréatique se rapprochant de la surface près de la sebkha, lieu où la minéralisation des eaux augmente, la salinisation de type sulfato-chloruré devient chloruro-sulfatée et chlorurée.

Chott et sebkha se qualifient d'un point de vue pédologique comme zone subdésertique argileuse dont les sols sont très fortement à excessivement salins. La surface, à l'état sec, est couverte par des polygones d'argiles surmontant en surface une structure fiable avec de nombreux cristaux individualisés de NaCl. En profondeur, la structure est massive avec des tâches de rouilles et des tâches grises.

### **IV. 4. Climat**

Le climat du Chott, de type méditerranéen, subit dans sa partie méridionale l'influence saharienne, il comporte une saison perturbée fraîche et humide en hiver et une saison calme, chaude et sèche en été. Le chott est situé dans les étages bioclimatiques subarides qui englobent les terres du Nord de la Sebkha où la température moyenne oscille entre 16°C et 19°C. Le nombre de mois secs, très variables, est de 5 à 9 mois, c'est également le domaine de la steppe caractérisé par les pluies très irrégulières. L'étage aride subdésertique qui englobe la sebkha et le R'Mel est caractérisé par des précipitations inférieures ou égales à 150 mm, avec une sécheresse presque continentale. 11 à 12 mois y sont secs avec une température annuelle de 22°C à 22°C.

L'amplitude thermique comprise entre 33° et 36° C pour l'ensemble du chott indique une continentalité accentuée.

Précipitations :

- 400 mm /an au Nord du Chott.
- 137 à 200 mm/an (au Sud et au voisinage de la sebkha).

Températures :

- minima : -0,6°C à 6,2° C (hiver froid).
- maxima : 33°C à 37,9°C (Juillet - Août).

L'évaporation se fait sentir dès le mois de mai avec un maximum au mois de Juillet et ne commence à diminuer qu'au mois d'Octobre.

- moyenne annuelle : 2961 mm.
- moyenne mensuelle : 247 mm.

Les vents du Nord sont fréquents pendant l'hiver, alors que ceux du Nord Est, bien répartis sur toute l'année accèdent facilement dans la cuvette du Hodna par la vallée de l'Oued Barika. Ceux du Sud n'atteignent le Hodna qu'en été, période durant laquelle ils soufflent avec des rafales brûlantes.

# CHAPITRE II

Nature des problèmes liés à  
la construction sur sols  
sompresseible

## 1. Introduction

Tous les sols sont compressibles, c'est-à-dire qu'ils 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 par l'ouvrage projeté, ces déformations (amplitude et vitesse) dépendant de la nature du sol support et de l'importance des charges appliquées.

Dans tout ce qui suit, on désignera par "sols compressibles" tout sol inapte à recevoir des ouvrages d'art fondés sur semelles mais pouvant, moyennant certaines précautions, servir d'assise à un remblai ou d'une façon générale à une structure reposant sur une fondation souple et de grandes dimensions.

De tels sols sont donc le plus souvent des argiles molles, des vases ou des tourbes que l'on trouve dans les fonds de vallées ou dans les zones littorales.

Si on se réfère à leur état actuel, tous ces sols peuvent être considérés comme étant de formation géologique récente. Ils sont de ce fait, liés, soit à une sédimentation alluviale lacustre ou marine (vase et limon) soit à une décomposition végétale (tourbe), soit à un remaniement quaternaire (argile de solifluxion).

Le type d'ouvrage que l'on étudiera le plus souvent sera le remblai : remblai routier, barrage, remblaiement d'une zone industrielle etc.

## 2. Les sols compressibles

Ces sols de faible consistance se caractérisent donc du point de vue mécanique, par :

- Une faible résistance au cisaillement qui s'accroît avec la consolidation ;
- Une grande compressibilité.

Les problèmes posés par ce comportement particulier pourront être évités en franchissant les zones renfermant de tels sols par des ouvrages fondés en profondeur sur pieux encastés dans le substratum rigide. Toutefois, cette solution reste considérablement plus chère que le passage en remblai et ne sera adoptée que si les risques résultant de la construction d'un remblai sont trop importants ou si les délais de construction sont trop courts pour permettre d'envisager l'édification d'un remblai en toute sécurité.

Lorsque la solution « remblai » est retenue comme possible, les études de mécanique des sols comporteront deux parties distinctes :

- ✓ L'étude de stabilité permettant, à partir de caractéristiques de résistance au cisaillement du sol, de préconiser une méthode de construction présentant le moindre risque et conduisant aux meilleurs délais d'exécution ;

- ✓ L'étude des tassements et de leur évolution dans le temps, donnant, à partir des caractéristiques de compressibilité du sol, l'ordre de grandeur des déformations possibles pendant et après la construction du remblai.

Ces études de stabilité et de tassement présentent, pour les sols mous, des particularités et les méthodes utilisées diffèrent parfois des méthodes classiques.

Si ces méthodes sont bien menées, deux types d'incidents peuvent être évités :

- ✓ Les ruptures pendant ou immédiatement après la construction nécessitant des « reprises » qui retardent les travaux ou gênent l'exploitation et qui conduisent souvent à des dépenses élevées ;
- ✓ Les tassements différentiels excessifs donnant lieu, après la mise en service de la voie, à des déformations importantes de la chaussée. Les rechargements successifs de la chaussée nécessaire pour rattraper ces déformations, sont toujours assez coûteux et n'atténuent que partiellement l'inconfort et l'insécurité ressentis par l'utilisateur.

On distinguera deux catégories de sites en fonction des types de problèmes posés :

- Ceux où il est nécessaire d'étudier l'amplitude et les temps de tassement.
- Ceux pour lesquels le tassement peut être considéré comme instantané.

La première catégorie correspond aux sols fins saturés ou proche de la saturation.

La deuxième est relative aux sols secs ou à faible teneur en eau et aux sols grenus.

### **2.1 Sols fins saturés ou proche de la saturation**

Ces sols sont généralement caractérisés par :

- Une nature le plus souvent argileuse avec une teneur en matière organique plus ou moins importante.
- Une forte teneur en eau et un faible poids volumique.
- Une très faible perméabilité.
- Une faible résistance au cisaillement et une forte compressibilité.

On peut les classer en deux catégories :

- ❖ Les sols peu organiques : les vases et argiles molles.
- ❖ Les sols très organiques : les tourbes.

#### **2.1.1 Les vases et les argiles molles**

Du point de vue géologique, les vases sont des dépôts formés en eau douce ou en milieu marin (salée), constitué de grains généralement très fins (inférieurs à 200 $\mu$ m) avec un pourcentage important inférieur à 2 $\mu$ m, de nature minéralogique variable et ayant le plus

souvent une structure dite en ‘nids d’abeilles’ (disposés en flocons). La proportion d’eau retenue est assez forte.

La vase contient une certaine proportion de matières organiques (généralement inférieur à 10%). 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. Les vases et argiles molles se rencontrent surtout dans les plaines alluviales, les zones littorales, en particulier dans les estuaires. Elles peuvent atteindre des épaisseurs très importantes (d’ordre de 30m). Ces sols se caractérisent par :

- Une teneur en eau pouvant dépasser 100%, généralement voisine de la limite de liquidité, et un faible poids spécifique sec  $\gamma_d$  (généralement inférieur à  $10 \text{ kN/m}^3$ ).
- Une teneur en matière organique de 2 à 10% environ ;
- Une faible cohésion non drainée  $c_u$  (15kPa en moyenne) ;
- Une forte compressibilité donnant lieu à des tassements secondaires importants ;
- Une faible perméabilité ;
- Un état normalement consolidé.

### 2.1.2 Les tourbes

Les tourbes résultent de l’accumulation de végétaux décomposés en milieu aqueux, à l’abri de l’air, sous l’action de champignons et de bactéries. Elles revêtent des aspects divers : tourbe molle, fibreuse, ligneuse suivant la nature des plantes originelles dont elles sont issues et le degré de décomposition.

Chaque catégorie de tourbe a une structure, une texture et une odeur caractéristiques. Elles sont caractérisées par une capacité de rétention d’eau pouvant varier de 100 à 4000%.

On distingue les tourbières plates qui prennent naissance dans les fonds de vallées, les zones marécageuses, les lagunes littorales et les tourbières bombées que l’on trouve plus particulièrement en montagne. Les tourbes sont caractérisées par :

- La teneur en eau  $w$  est très forte :
  - ❖ Pour les tourbières plates elle peut varier de 100% à 500 ou 600% ;
  - ❖ Pour les tourbières bombées, elle peut atteindre 1000 à 2000%.
- Le poids spécifique sec est très faible ;
- La teneur en matière organique supérieure à 10% et peut atteindre 80% ;

- La cohésion non drainée dépend de la nature de la tourbe (25kPa pour les tourbes fibreuses, et ne pas dépasser 10kPa pour les tourbes molles fortement décomposées ;
- La pression de préconsolidation est généralement difficile à déterminer ;
- La phase de consolidation est généralement très courte et malaisée à définir ;
- La compression secondaire est souvent prédominante ;
- Les indices de compression déterminés à l'oedomètre sont très forts (supérieurs à 1) ;
- La perméabilité a généralement une composante horizontale beaucoup plus forte que la composante verticale.

## **2.2 Les sols secs ou à faible teneur en eau**

Ce sont des sols compressibles pour lesquels la déformation se fait pratiquement au fur et à mesure du chargement (limons non saturés, sables lâches saturés ou non).

Dans notre cas, nous n'aborderons pas les problèmes de construction sur ces sols qui demandent effectivement des précautions particulières, pour lesquels il existe des méthodes bien adaptées.

## **3. Diversité des problèmes – exemples types**

Les exemples examinés ci-après ne constituent pas une liste exhaustive des cas qui peuvent se présenter, ils mettent en évidence la grande diversité des problèmes et leurs conséquences, les remblais routiers sont les cas les plus fréquemment rencontrés.

### **3.1 Problèmes liés au tassement**

Il faut distinguer les longues sections de remblais routiers sans "point dur" (pont, buse, fin de la zone compressible...) et les remblais de toute nature construits à proximité de ces "points durs", la limite entre les deux ne pouvant pas être bien définie.

#### **3.1.1 longues sections de remblais**

De longues sections sans ouvrages sont assez exceptionnelles. L'expérience montre que, dans ces zones, les tassements admissibles peuvent être importants.

Toutefois, pour pouvoir absorber de tels tassements, les chaussées doivent être suffisamment souples, car des tassements absolus aussi importants entraînent nécessairement des tassements différentiels dus :

- aux hétérogénéités locales,
- à la non uniformité du chargement sur un profil en travers.

Même pour de longues sections sans ouvrages, en plaine, il faut respecter une épaisseur minimale de remblai entre la chaussée et le sol compressible. Pour les zones inondables, le remblai doit permettre que la chaussée soit hors d'eau en toute saison.

### 3.1.2 remblais à proximité de « points durs »

C'est le cas le plus fréquent que l'on rencontre ; il s'agit soit des remblais d'accès aux ouvrages dans une plaine, soit du franchissement d'une vallée étroite.

Il faut examiner l'importance du tassement différentiel entre le "point dur" et le remblai, et ceci sous l'aspect « vitesse de tassement » par rapport aux amplitudes admissibles.

Du point de vue routier, l'élément important est la vitesse de tassement après mise en service de la voie par rapport à la période normale de réfection d'une chaussée.

La figure... ??

### 3.2 Problème liés à la stabilité

Les ruptures de remblais sur sol mou passent le plus souvent inaperçues pour le grand public car elles se produisent pendant la construction (ou quelques jours après) et n'ont pas en général le même caractère spectaculaire que celui du glissement d'un délaï ou de la rupture d'un ouvrage d'art.

Les figures... ??

La reprise après la rupture est très couteuse à cause des solutions confortatives à mettre en œuvre et du retard occasionné dans le planning général des travaux.

### 3.3 interaction remblai-ouvrage

Le plus souvent, dans les sites compressibles, les ouvrages d'art sont construits sur pieux. Pour les pieux l'interaction remblai-ouvrage a deux conséquences :

- une majoration quelquefois considérable des efforts verticaux sur les pieux par frottement négatif.
- Le développement d'efforts de flexion dus au déplacement horizontal des sols, difficiles à prévoir et dont on doit tenir compte dans le dimensionnement des pieux.

La construction du remblai à l'avance par rapport aux pieux ne permet généralement pas de s'affranchir totalement du frottement négatif puisqu'un déplacement relatif sol/pieux de quelques millimètres peut suffire pour que se développe la totalité des efforts. On essaie alors de réduire ces forces, par exemple en mettant un revêtement bitumeux sur les chemises des pieux.

Les efforts horizontaux sont d'autant plus importants que les déplacements horizontaux relatifs entre le sol et le pieu sont grands. Pour réduire ces efforts, il y a donc intérêt à construire le remblai le plus à l'avance possible par rapport aux pieux. En effet, une

grande partie des déplacements latéraux se produit pendant la construction du remblai et le déplacement latéral différé sera d'autant plus faible que le tassement résiduel sera petit.

Dans certains cas, il peut être avantageux de construire des fondations d'ouvrage sur le remblai lui-même au lieu de prévoir des fondations profondes. Cette technique est intéressante dans deux cas limites :

- ✚ L'ouvrage est construit après stabilisation des tassements.
- ✚ L'ouvrage est construit sur un site pour lequel les tassements différés sont importants mais très lents : c'est le cas par exemple d'une couche compressible très épaisse. On peut envisager alors de fonder les culées sur le remblai et de prévoir simplement des vérins pour rattraper les niveaux. Cette technique est employée au Canada où l'on rencontre des couches compressibles très épaisses (jusqu'à 100m).

Ces deux cas limites de construction d'ouvrages sur les remblais montrent combien une bonne connaissance des phénomènes et un suivi des tassements sont nécessaires.

Une technique couramment utilisée dans les sites comportant des sols compressibles consiste à faire un chargement préliminaire du terrain où sera construit l'ouvrage.

Cette méthode a été utilisée pour les ouvrages les plus divers, par exemple :

- Routes et autoroutes ;
- Ponts fondés sur radier ;
- Réservoirs d'hydrocarbures ;
- Zones industrielles etc.

#### 4. Conclusion

Ces sols de faible consistance se caractérisent donc du point de vue mécanique, par :

- Une faible résistance au cisaillement qui s'accroît avec la consolidation ;
- Une grande compressibilité.

Les problèmes posés par ce comportement particulier pourront être évités en franchissant les zones renfermant de tels sols par des ouvrages fondés en profondeur sur pieux encastrés dans le substratum rigide. Toutefois, cette solution reste considérablement plus chère que le passage en remblai et ne sera adoptée que si les risques résultant de la construction d'un remblai sont trop importants ou si les délais de construction sont trop courts pour permettre d'envisager l'édification d'un remblai en toute sécurité.

# CHAPITRE III

## Reconnaissance des sols

## I. Les différentes étapes de la reconnaissance

Les étapes que nous aborderons ici sont relatives à des tracés routiers pour lesquels la méthodologie est maintenant assez bien définie. Pour les autres ouvrages la démarche devrait être analogue mais souvent il n'y a qu'une phase d'étude, ce qui n'est pas la bonne solution.

En effet, les étapes de reconnaissance sont :

- Les études géotechniques préliminaires :
  - ✓ Etude géologique ;
  - ✓ Etude géotechnique sommaire ;
- L'étude géotechnique détaillée.

La reconnaissance des sols doit être avant tout progressive pour que l'ordre de niveau géologique et géotechnique des informations soit adapté à la progression de la préparation du projet.

### I. 1. Etude géotechnique préliminaire

#### I. 1.1. Etude géologique

A partir des cartes géologiques, des renseignements recueillis sur le terrain, de l'examen d'études antérieures faites à proximité, le géologue peut apporter des éléments très utiles sur les points suivants :

- Etendue de la zone compressible ;
- Ordre de grandeur de l'épaisseur des couches ;
- Nature des sols compressibles rencontrés (argiles, vases, limons saturés...) ;
- Nature du substratum.

Dans le cas où nous ne disposons d'aucun renseignement valable, il faut passer immédiatement à la phase suivante.

### I. 1.2. Reconnaissance géotechnique sommaire

#### 1. Objet

L'étude géologique ayant annoncé une zone compressible, la reconnaissance géotechnique sommaire doit permettre, en donnant une coupe approximative des terrains rencontrés avec quelques caractéristiques d'identification, de prendre position sur les possibilités qui se présentent :

- 1) Les solutions sont simples et ne nécessitent pas une étude spécifique (couche compressible mince facile à extraire, sable lâche présentant un tassement rapide, etc.).
- 2) Le tracé est à modifier :
  - Soit pour des raisons techniques (caractéristiques du sol trop mauvaises, épaisseur de sol compressible trop importante) ;

- Soit pour des raisons économiques (solutions trop coûteuses, délais de construction trop court).
- 3) Pour finir, il faut entamer l'étude spécifique afin de choisir entre les solutions.

L'importance du projet peut nous donner la décision si l'étude géologique peut suffire ou on doit entamer l'étude spécifique, généralement :

Si le projet est peu important, l'étude géologique peut suffire pour choisir entre ces options et pour aborder directement l'étude spécifique.

Au contraire, si le projet est important, la reconnaissance géotechnique sommaire et l'étude spécifique doivent être, de toutes façons, entreprises.

## 2. Buts à atteindre. Moyens

Cette reconnaissance a pour buts :

- De connaître la nature de sol compressible et de l'horizon incompressible ;
- De déterminer approximativement la géométrie des couches.
- D'évaluer la consistance relative du sol compressible.

Les moyens utilisés pour cette reconnaissance seront chronologiquement :

✚ *Des essais en place (ou in situ) :*

- Pénétrömètre statique ;
- Scissomètre (ou éventuellement pressiomètre) ;

✚ *des sondages avec prélèvement d'échantillons représentatifs* sur lesquels seront effectués, en nombre suffisant, des essais d'identification simples.

### 2.1. Essais en place

#### Le pénétrömètre statique

Son rôle généralement est de déterminer rapidement, en différents points d'un site, l'épaisseur des couches compressibles et la cote du toit du substratum rigide ou la présence de couches sableuses (la brusque variation de la résistance de pointe indique un changement de couche). Suivant la précision de l'appareil, la mesure de la résistance de pointe donne également une indication sur la consistance du sol mou.

#### Le scissomètre

Les essais au scissomètre, qui donnent une bonne évaluation de la cohésion non drainée  $C_u$  du sol en place, ne seront exécutés à ce stade qu'en nombre restreint sauf si, en un point précis, on veut aborder rapidement les problèmes de stabilité. Ils compléteront les sondages préliminaires en donnant l'ordre de grandeur de la consistance du sol mou du site étudié.

## 2. 2. Sondages avec prélèvement d'échantillons représentatifs

Les sondages doivent permettre :

- De connaître la nature géotechnique des sols mous ;
- De déterminer leur teneur en eau.

L'identification des sols est faite « à vue », au moment du prélèvement : argile très plastique, vase, tourbe, limon.

Une appréciation est portée sur la consistance apparente (Tableau.3.1).

Tableau.3.1. Consistance du sol.

Argile	Cohésion non drainée (kPa)
Très molle	$c_u < 10$
Molle	$10 < c_u < 25$
Moyennement consistante	$25 < c_u < 50$
Consistante	$50 < c_u < 75$
raide	$75 < c_u$

La cote de chaque échantillon doit être parfaitement connue.

Différentes techniques de sondages sont couramment utilisées, on peut citer les techniques suivantes :

- Les tarières à main et les tarières mécaniques pour les faibles profondeurs ;
- Les sondeuses rotatives classiques équipées d'un carottier à pression ou d'un carottier à rotation à double enveloppe.
- Les carottiers à piston stationnaire foncés par vérinage. Ces carottiers permettent d'obtenir des échantillons intacts. En effet, un échantillon remanié et représentatif est parfois plus difficile à prélever qu'un échantillon intact.

### I. 1.3. Densité d'investigation (sondages, essais en place)

La densité des sondages et essais dépend de la nature du problème posé (vallée étroite, zone plate étendue...) et de l'hétérogénéité des sols rencontrés. Pour un tracé donné, les essais en place seront généralement effectués sur toute l'emprise du remblai alors que les sondages avec prélèvement seront plus particulièrement implantés sur l'axe.

Il est rare, en pratique, de pouvoir réaliser les sondages de reconnaissance selon un maillage parfaitement régulier, du fait notamment des difficultés d'accès fréquentes dans les sites de sols compressibles.

Pour ce qui concerne la profondeur jusqu'à laquelle les sondages doivent descendre, la règle est qu'il faut reconnaître systématiquement toute l'épaisseur des sols compressibles, en descendant jusqu'au substratum rocheux en quelques points (abords des ouvrages).

Lorsque le projet à l'étude concerne une zone de sols compressibles de superficie importante, on ne peut plus se contenter d'une disposition linéaire des sondages.

Sur toute la hauteur des couches compressibles :

- ❖ Les essais au pénétromètre sont réalisés en continu ;
- ❖ Les essais au scissomètre (ou pressiomètre) sont réalisés à la fréquence minimum d'un tous les mètres ;
- ❖ Les prélèvements de sol sont effectués en continu ;
- ❖ La répartition des essais de laboratoire sur les carottes prélevées en continu (tranche d'un mètre) est la suivante :

a) *Essais d'identification* :

- Teneur en eau  $w$  : tous les 50cm ou 100cm ;
- Limites d'ATTERBERG ;
- Teneur en matière organique ;
- Poids volumique ;
- Granulométrie.

b) *Essais oedométriques* :

- Un essai de compressibilité à court terme et un essai de fluage par couche.

c) *Essais triaxiaux* :

- Une série d'essais consolidés-non drainés (CU) par couche.

#### **I. 1.4. Conclusion de la reconnaissance géotechnique sommaire**

A l'aide des résultats des essais d'identification et des essais en place, on établira une coupe schématique du sol suivant le profil en long du tracé étudié, coupe sur laquelle seront portées les caractéristiques d'identification moyennes approximatives des couches de sol rencontrées. Dans le cas où le problème de sol compressible demeure et où une étude spécifique est envisagée, cette coupe en constituera le document de base.

On pourra parfois se passer de la reconnaissance géotechnique sommaire et aborder directement l'étude spécifique : ce sera, par exemple, le cas si la géométrie et la nature des couches sont suffisamment connues à l'avance.

### **I. 2. Etude géotechnique détaillée**

#### **I. 2.1. Buts à atteindre**

Une fois effectuées les choix définitifs concernant le tracé ou l'aménagement du site compressible, on peut entamer l'étude géotechnique détaillée qui doit fournir les bases du dimensionnement du projet en zone courante.

Cette reconnaissance doit aboutir à l'établissement des coupes suivant le profil en long et des profils en travers en indiquant la géométrie des couches avec leurs caractéristiques d'identification et mécaniques (résistance au cisaillement et compressibilité) moyennes, et doit permettre de connaître les conditions hydrologiques générales (niveau de la nappe et ses fluctuations).

### **I. 2.2. Sondages, prélèvement et hydrologie**

Dans une couche donnée, la cohésion non drainée  $C_u$  est liée aux autres caractéristiques, d'identification et mécaniques. La campagne d'investigations complémentaires commence donc en général par les sondages avec essais au scissomètre, moyen d'investigation rapide et relativement peu onéreux. Si à ce stade, il présente des anomalies dans la géométrie des couches, celles-ci pourront être levées par quelques sondages complémentaires au pénétromètre statique. Les résultats de cette campagne permettront alors d'implanter rationnellement le nombre optimum de sondages avec prélèvement d'échantillons intacts.

Les moyens sont donc les mêmes que pour la reconnaissance géotechnique sommaire, la seule différence entre ces deux niveaux de reconnaissance provenant de la densité des sondages.

### **I. 2.3. Essais en place**

On présente ici divers appareils, plus particulièrement le scissomètre de chantier (qui est le mieux adapté) permettant de mesurer en place la cohésion non drainée  $C_u$ .

Les sondages au scissomètre de chantier (ou au pressiomètre) seront implantés à partir des éléments fournis par la reconnaissance sommaire en fonction de critères tenant compte à la fois des qualités du sol et des caractéristiques de l'ouvrage. Pour un sondage, les essais seront réalisés tous les mètres et dans certaines zones particulières tous les 0,5m en profondeur.

#### **1) Le scissomètre de chantier**

Le scissomètre de chantier est l'appareil qui permet de mesurer la cohésion non drainée  $C_u$  des argiles molles avec le moins de risque de remaniement.

#### **Principe**

Le procédé consiste à enfoncer dans le sol, un moulinet (croisillon à quatre pales) cruciforme à l'extrémité d'un train de tige et de lui imprimer un moment de torsion fig... Le sol est alors cisailé suivant une surface cylindrique.

L'essai permet donc d'obtenir la courbe du moment  $M$  appliqué au moulinet en fonction de l'angle de rotation  $\theta$  de celui-ci (rotation à vitesse constante) Figure.3.1.

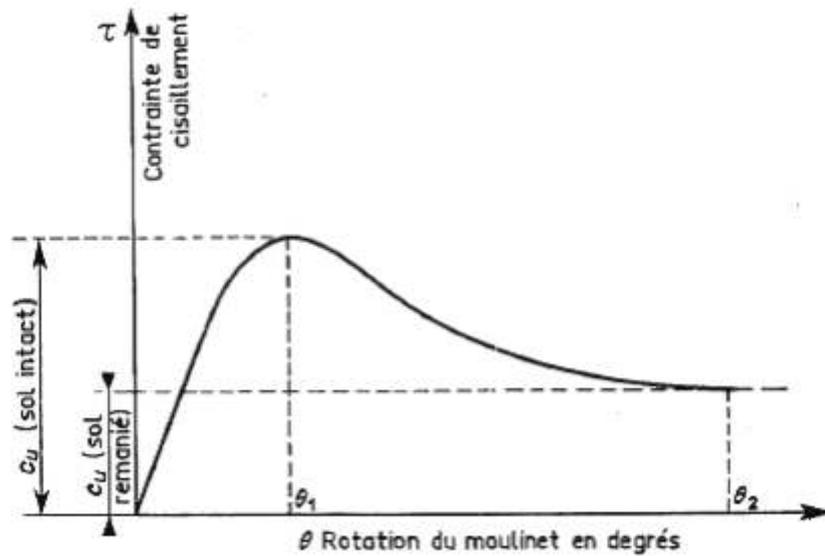


Figure.3.1. Contrainte de cisaillement en fonction de la rotation du moulinet.

La résistance au cisaillement du sol ou cohésion non drainée  $C_u$  pour les sols fins très peu perméables est obtenue par la relation :

$$C_u = \frac{M_m}{k}$$

$M_m$  : étant la valeur maximal du moment ;

$K$  : un coefficient dépendant de la géométrie du moulinet.

La vitesse de rotation du moulinet est de 1/10 à 3/10 degré par seconde.

## 2) Le pénétromètre statique

L'essai de pénétration statique (CPT pour Cone Penetration Test) consiste à mesurer la résistance (résistance en pointe et résistance latérale) à la pénétration d'une sonde conique instrumentée. Le résultat de l'essai de pénétration aide à la classification des sols, à apprécier la succession des différentes couches de terrain, l'homogénéité d'une couche ou la présence d'anomalies.

L'appareil d'essai se compose d'une structure de réaction, de tiges, d'un système de fonçage, de guidage et d'une pointe servant à mesurer la résistance à la pénétration  $R_p$ .

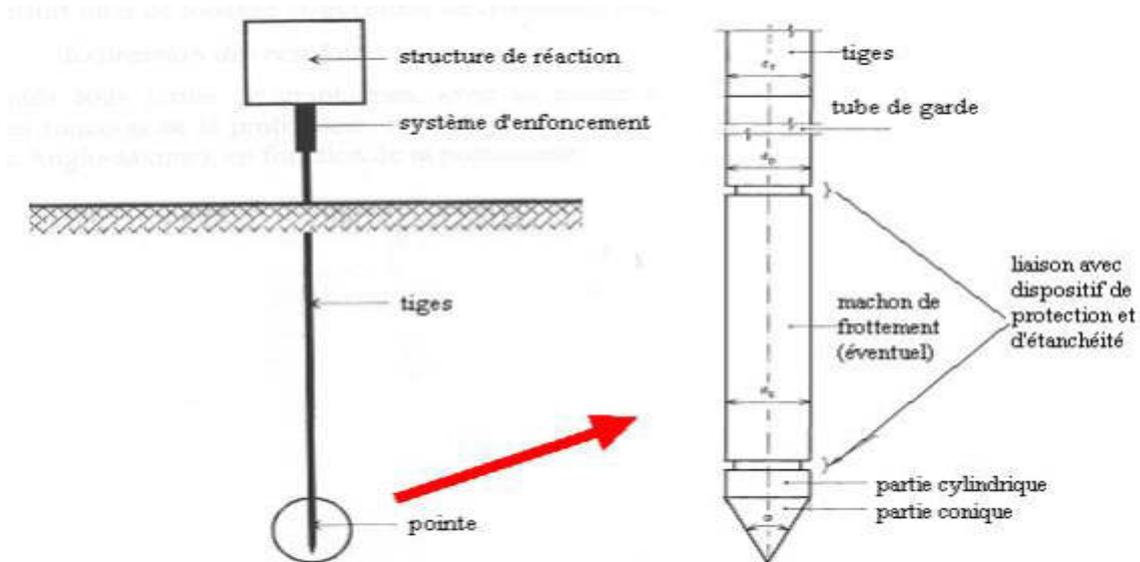


Figure.3.2. Pénétration statique CPT.

Pour la reconnaissance des sites compressibles, on se bornera à relever la résistance à l'enfoncement de la pointe du pénétromètre :  $R_p$ .

La courbe de variation de  $R_p$  en fonction de la profondeur permet :

- ❖ De localiser des couches sableuses ou plus consistantes comprises dans la couche molle ainsi que le niveau de l'horizon incompressible ;
- ❖ Selon la précision de la mesure de  $R_p$  d'avoir un ordre de grandeur de la cohésion non drainée  $C_u$  à l'aide de la formule empirique :

$$C_u = \frac{R_p}{\alpha}$$

$\alpha$  : Paramètre dépendant du sol et surtout du type de pénétromètre.

Il conviendra pour chaque site, d'étalonner la valeur de  $\alpha$  en se référant à un sondage au scissomètre.

### 3) Le carottier à piston stationnaire (CPS)

Les procédés de prélèvement par rotation sont fortement déconseillés dans les sols mous car ils provoquent un important remaniement des échantillons et restreignent le pourcentage de carottage.

L'appareil le mieux adapté aux sols mous est le carottier à piston stationnaire CPS (carottier à paroi mince foncé par pression).

L'appareil est constitué d'un tube échantillonneur à paroi mince et d'un piston ajusté muni d'un joint d'étanchéité, pouvant coulisser à l'intérieur. Le tube échantillonneur est fixé à l'extrémité d'un train de tubes et le piston à l'extrémité d'un train de tiges ou d'un câble.

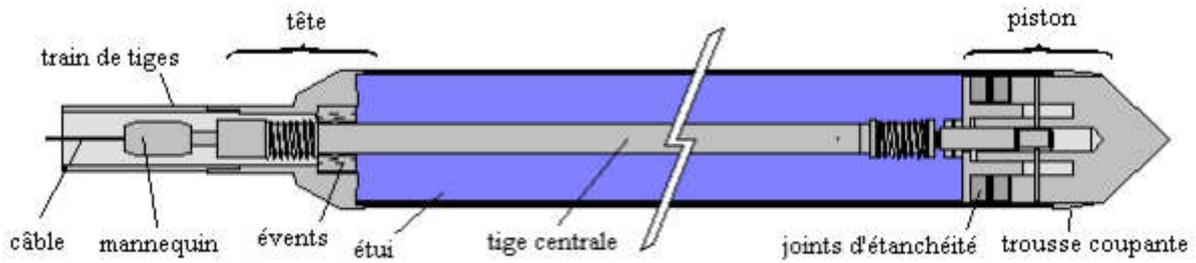


Figure.3.3. Plan du carottier CPS.

Les avantages de ce type de carottier sont les suivants :

- Le piston évite l'introduction de sol à l'intérieur du tube lors de sa descente à la cote de prélèvement et rend inutile un récurage du trou. En outre,
- L'appareil couramment utilisé contient un étui intérieur amovible recevant l'échantillon.

L'utilisation du CPS se découpe en plusieurs phases : le montage, la mise en position, le fonçage, l'arrêt du fonçage et la remontée Figure.3.4.

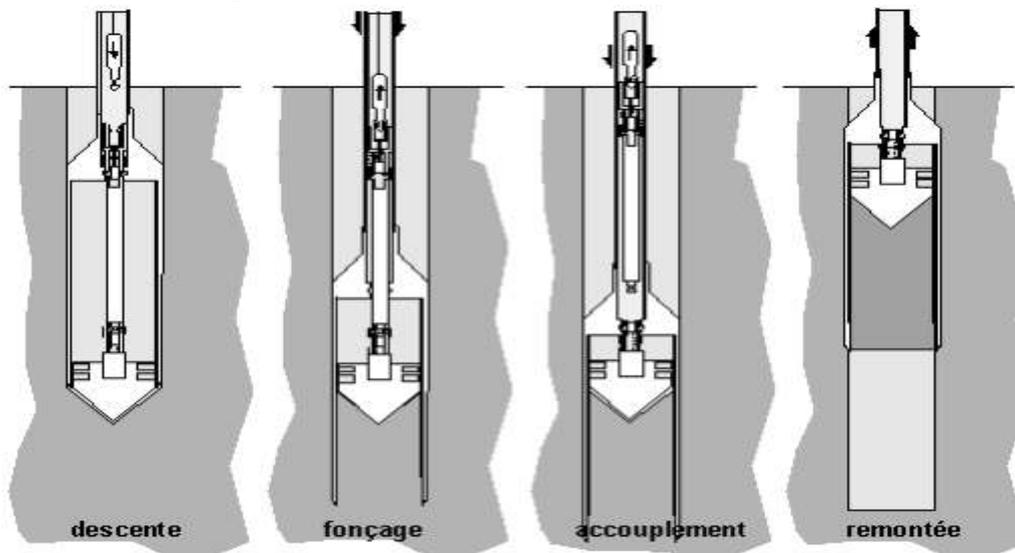


Figure.3.4. Les différentes phases du carottage.

#### I. 2.4. Etude de la nappe et hydrologie

Les connaissances des pressions interstitielles naturelles dans le sol compressible et de leurs fluctuations, est indispensable aux calculs ultérieurs de mécanique des sols.

On utilisera dans ce but des piézomètres à cellules filtrantes, ceux-ci seront implantés en dehors de la zone d'influence du remblai. En un point donné, leur nombre sera fonction des différents niveaux piézométriques possibles. On se limitera pour un site donné à quelques points de mesure. En outre, le caractère drainant ou non de certaines couches a priori perméables, devra être déterminé à l'aide d'essais d'eau adaptés.

## II. Essais en laboratoire

### II. 1. Objectifs

L'étude géologique, la reconnaissance géotechnique sommaire, les essais en place effectués dans le cadre de la reconnaissance géotechnique détaillée, ont permis de définir des couches de sol et d'établir une coupe approximative de la zone à étudier.

L'étude en laboratoire permet de préciser les limites de chacune des couches, au besoin de les diviser en sous-couches et de déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques moyennes qui seront prises en compte dans les calculs de stabilité et de tassements.

L'étude en laboratoire vient donc compléter et préciser l'étude en place et c'est l'ensemble qui permet d'aboutir à une représentation schématique de la zone à étudier, utilisable pour les calculs prévisionnels.

### II. 2. Méthodologie de l'étude des sols en laboratoire et choix des éprouvettes à soumettre aux essais

Les essais destinés à mesurer les caractéristiques mécaniques et physiques des sols compressibles ne doivent pas être effectués au hasard sur quelques-uns des échantillons prélevés. Certains essais sont de longue durée et ils ne seront de ce fait réalisés qu'à bon escient. On s'attachera donc, en utilisant l'ensemble des échantillons, à établir d'une part, des profils continus sur chaque sondage et à rechercher d'autre part, des valeurs caractéristiques des différents types de sols et des différentes couches géotechniques rencontrées sur le site.

Les coupes de sondages déterminées lors des prélèvements, et les profils géotechniques obtenus précédemment seront complétés en effectuant une série d'essais simples sur tous les échantillons argileux ou organiques :

- Teneur en eau,  $w$  ;
- Poids spécifiques  $\gamma$  et  $\gamma_d$  ;
- Mesure de la cohésion non drainée  $C_u$  au scissomètre de laboratoire ou au pénétromètre de consistance ;
- Evaluation des limites d'ATTERBERG sur les sols argileux par la méthode simplifiée du pénétromètre de consistance, ou mesure de la teneur en matière organiques.

La densité des essais peut dépendre, bien sûr, des disponibilités du laboratoire mais on s'attachera de toute façon à respecter les quantités minimales suivantes :

#### a) Sols argileux ou organiques

- ❖ Essais triaxial non consolidé-non drainé :

Quelques essais de vérification à comparer avec les essais au scissomètre de laboratoire (4 à 5 essais pour 10 échantillons de 1m par exemple).

- ❖ Essais triaxial consolidé-non drainé :

Un essai au moins par couche caractérisée par un indice de plasticité et un indice de consistance moyens donnés.

❖ Essais de compressibilité à l'oedomètre :

L'étude de la compressibilité étant ici souvent prépondérante, la densité des essais doit être plus forte pour définir, pression de consolidation, indice de compression et coefficients de consolidation du sol. Si la nécessité d'un essai par couche géotechnique distincte paraît évidente, il est également nécessaire de préciser que dans une couche de forte épaisseur apparemment homogène, on effectuera également un essai tous les 2 à 3 mètres.

**b) Sols sableux perméables**

Si les couches de sols sableux peuvent intéresser la stabilité du remblai, on mesurera leurs caractéristiques de résistance au cisaillement à l'aide de quelques essais du type consolidé drainé, réalisé soit à la boîte de cisaillement direct, soit à l'appareil triaxial.

**c) Matériau du remblai**

L'étude géotechnique des remblais ayant permis de déterminer le poids spécifique  $\gamma_d$  et la teneur en eau  $w$  de mise en œuvre, on réalisera quelques essais de cisaillement (consolidé drainé pour les sols sableux, à teneur en eau constante pour les sols fins).

## II. 2.1. Essais de cisaillement

La résistance au cisaillement d'un sol, dans tous les cas, donnée en fonction de la contrainte normale effective  $\sigma'$  par la relation :

$$\tau = C' + \sigma' \operatorname{tg} \phi'$$

Avec :

$$\sigma' = \sigma - u$$

Toutefois, pour un sol saturé, lorsque le cisaillement s'effectue sans drainage, la résistance au cisaillement est indépendante de la contrainte normale totale appliquée au sol.

$$\tau = C_u$$

$C_u$  est la cohésion non drainée du sol. Ce n'est pas une caractéristique intrinsèque. Elle représente la résistance au cisaillement à teneur en eau consistante. Elle dépend de la pression de préconsolidation du sol  $\sigma'_c$ .

La rupture des remblais est généralement des ruptures à court terme et les calculs seront effectués le plus souvent, en contraintes totales. En conséquence, les essais pratiqués seront :

Pour les sols argileux

- Des essais consolidés non drainés CU fournissant les paramètres  $C_{cu}$  et surtout  $\varphi_{cu}$  permettant de calculer l'augmentation de  $C_u$  avec la pression de consolidation  $\sigma'_c$ .
- La consolidation isotrope des éprouvettes lorsque cet essai est effectué au triaxial ne correspond pas exactement à ce qui se passe en place. Il sera bon, dans ce cas, de comparer la valeur de  $\operatorname{tg} \varphi_{cu}$  ainsi obtenue au rapport  $\Delta C_u / \Delta \sigma'_0$  déduit par exemple d'essais de scissomètre effectués dans un même sondage, lorsque la couche de sol est normalement consolidée.
- Les principes des différents essais permettant de déterminer la cohésion non drainée  $C_u$  et les paramètres  $\varphi_{cu}$ ,  $C_{cu}$ ,  $\varphi'$  et  $C'$ .

L'éprouvette à étudier est lancée entre deux demi-boîtes qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre. Un piston permet d'exercer sur le sol une contrainte normale déterminée. La demi-boîte inférieure est entraînée horizontalement à vitesse constante (essai à déformation contrôlée).

L'effort de cisaillement est mesuré à l'aide d'un anneau dynamométrique fixé à la demi-boîte supérieure. Des comparateurs mesurent les déformations verticales et horizontales.

Essai consolidé drainé « CD » il permet de mesurer les caractéristiques intergranulaires  $C'$  et  $\phi'$  du sol qui est consolidé à la pression  $P_c$  puis cisailé sous cette même contrainte normale.

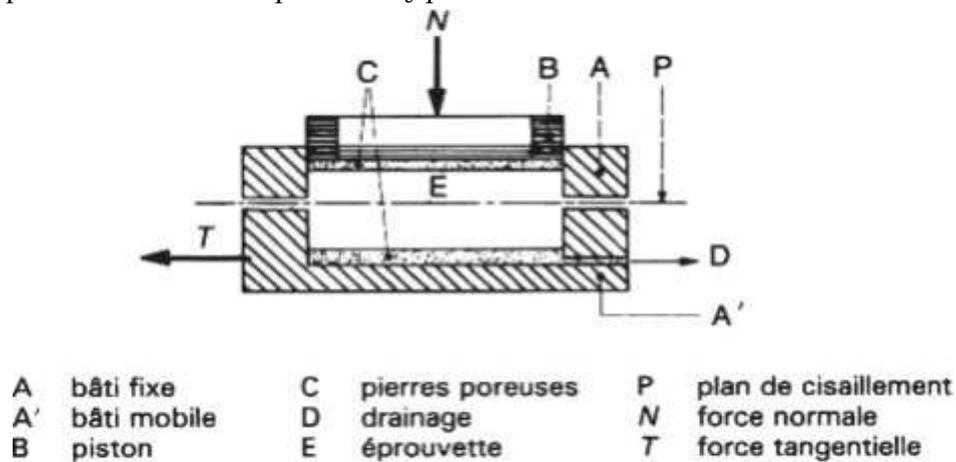


Figure.3.5. Principe de l'essai de cisaillement direct.

## II. 2.2. Essai triaxial

### a) Principe de l'essai

Ici encore, seuls le principe et les résultats auxquels aboutit cet essai seront rappelés brièvement.

L'éprouvette de forme cylindrique est placée dans une enceinte étanche, qui est reliée à différents systèmes de mise en pression et de mesure (figure.3.6.a). La cellule est remplie de fluide (l'huile ou l'eau), ce qui permet d'appliquer à l'éprouvette un champ de contrainte isotrope  $p$  ou anisotrope (figure.3.6.b). Les contrôleurs de pression volume sont utilisés pour appliquer les sollicitations sur l'éprouvette. Les sollicitations dépendent du type d'essai, qui peut être soit un essai drainé ou non drainé, soit un essai avec ou sans phase de saturation, de consolidation (isotrope ou anisotrope), suivie par une phase de cisaillement (drainé ou non drainé, chemin de contraintes,  $K_0, \dots$ ) (figure.3.6.c).

Les essais triaxiaux peuvent être pilotés en vitesse de déformation constante ou contrainte constante.

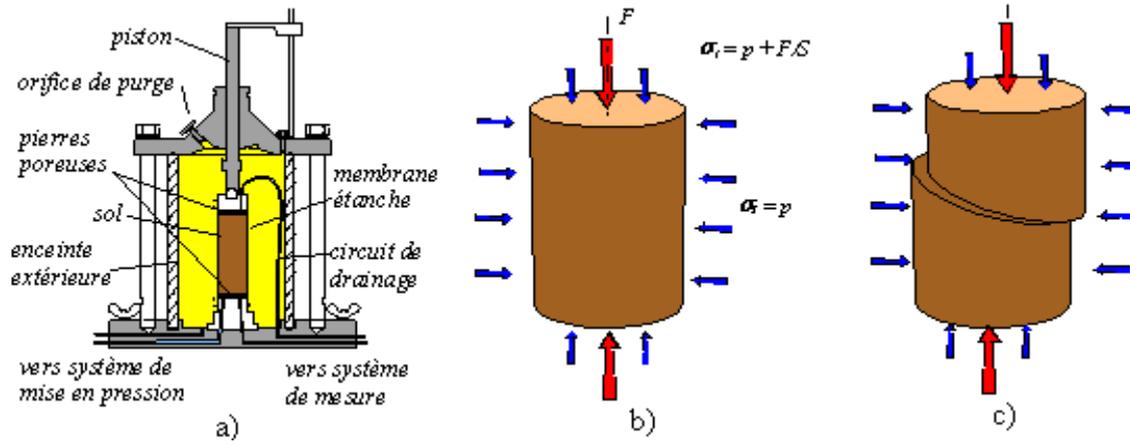


Figure.3.6. Principe de l'essai triaxial.

### b) Chemins de contraintes. Critère d'écoulement

La représentation sur un diagramme  $(s, t)$  ou  $(p, q)$  de la succession des états de contraintes totales ou effectives de l'éprouvette de sol pendant l'essai permet également de déterminer les valeurs maximales des contraintes que le sol peut supporter. Dans ce cas, la courbe intrinsèque est définie comme l'ensemble des sommets des chemins de contraintes (figure.3.7). Comme les valeurs de  $t$  ou  $q$  sont proportionnelles à la différence maximale des contraintes principales en cours d'essai, le pic de la courbe « effort-déformation » correspond au maximum de  $t$  et  $q$ . Pour les courbes « effort déformation » qui n'ont pas de pic, on doit évidemment choisir des critères équivalents pour définir le moment de la rupture.

Le chemin de contraintes suivi en cours d'essai fournit des informations intéressantes sur l'état de surconsolidation du sol (d'après la concavité du chemin de contraintes, qui dépend du signe des surpressions interstitielles, positives dans les sols normalement consolidés ou faiblement surconsolidés, négatives dans les sols fortement surconsolidés). Toutefois, la représentation des chemins de contraintes ne traduit pas complètement le comportement mécanique du sol et l'analyse de la courbe déviateur-déformation axiale et de la courbe déviateur-déformation volumique reste indispensable pour juger de deux aspects importants du comportement du sol : sa dilatance et le remaniement éventuel de l'éprouvette avant l'essai.

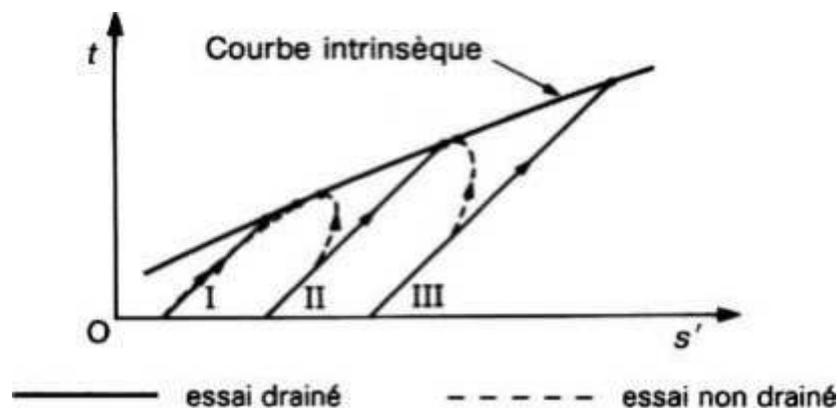


Figure.3.7. Chemins de contraintes.

### c) Avantages et inconvénient de l'essai triaxial

L'essai triaxial donne de bonnes caractéristiques non drainées des sols. Toutefois, il est souvent difficile d'obtenir 3 ou 4 éprouvettes semblables dans les sols hétérogènes à moins de les extraire au même niveau dans un échantillon de gros diamètre.

De plus, il est parfois malaisé de découper correctement des éprouvettes cylindriques élancées de tourbe ou de vase molle.

Comme indiqué plus haut, la consolidation isotrope peut conduire à des valeurs erronées de l'angle  $\varphi_{cu}$ .

### II. 2.3. Essais oedométrique

Le principe de cet essai est de charger axialement une éprouvette de forme cylindrique placée dans un cylindre rigide, à déformation radiale nulle, et de mesurer la variation  $\Delta h$  de sa hauteur  $h_0$  au cours du temps.

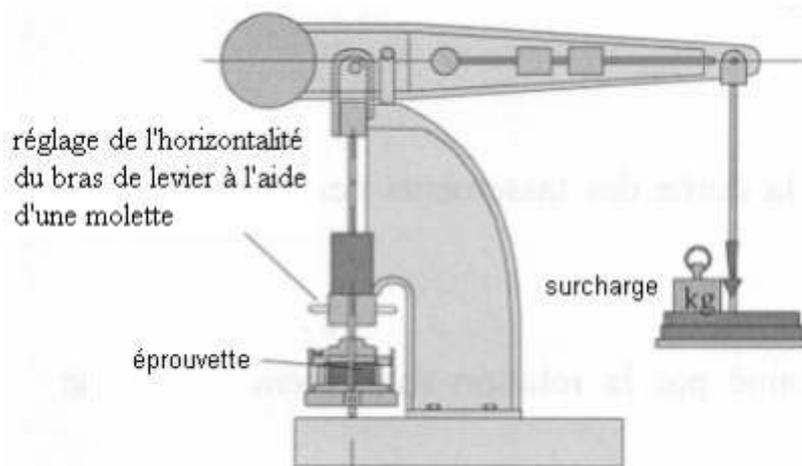


Figure.3.8. Mise en œuvre de l'essai oedométrique.

La charge est appliquée par paliers de 24h maintenus constants et successivement croissants et décroissants suivant un programme défini. La durée du palier est telle que la pression interstitielle est nulle dans l'éprouvette à la fin de la consolidation. Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge.

Le tassement de l'éprouvette dans un essai oedométrique est dû à la variation de la contrainte effective dans l'éprouvette dans un premier temps (consolidation primaire) et au fluage dans un deuxième temps (consolidation secondaire) à cause du réarrangement du squelette granulaire du sol.

L'oedomètre, utilisé pour réaliser les essais de compressibilité à déformation horizontale nulle, comporte deux parties :

- une cellule contenant l'éprouvette de sol ;
- un système de mise en charge.

**III. Conclusion :**

Ces différentes opérations permettent de reconnaître la nature et les différentes couches du sol, sur lesquelles l'ouvrage va être bâti. Ainsi, de l'examen des coupes des sondages et des tarières, et par la suite on distingue les couches du sol de fondation.

# CHAPITRE IV

## Etude de stabilité et de tassement

## I. Introduction

La reconnaissance géotechnique sommaire, puis détaillée, des sols de fondation a permis de définir des courbes, différenciées du point de vue géotechnique et affectées, chacune des caractéristique de cisaillement et de compressibilité.

L'étude de stabilité doit permettre de définir un programme de chargement du sol, en respectant pour chaque phase un coefficient de sécurité minimum caractérisant le risque de rupture admis pendant la construction. Elle doit conduire également à préconiser certaines dispositions particulières de construction.

L'étude des tassements a pour but de chiffrer approximativement la déformation verticale auxquelles on peut s'attendre pendant et après la construction, de prévoir approximativement l'évolution des tassements dans le temps et de recommander des méthodes permettant de réduire ou d'accélérer ces tassement.

## II. Modes de rupture de remblai sur le sol mou

Les ruptures de remblais sont généralement engendrées par un des mécanismes suivants :

### 1) Rupture par poinçonnement

La taille d'effondrement du remblai  $H_{max}$  est déterminée en prenant en considération la rupture par poinçonnement de portance.

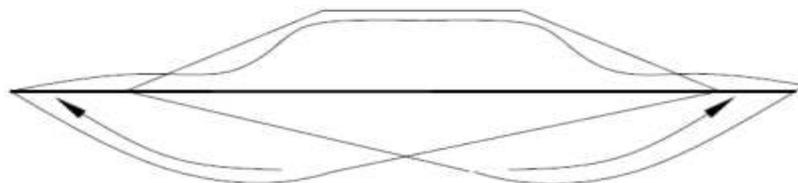


Figure.4.1. Rupture par poinçonnement.

### 2) Rupture rotationnelle

Les Ruptures rotationnelles se produisent quand la taille de remblai est inférieure ou égal à  $H_{Max}$ . La rupture est au le long de l'arc circulaire passant par le sol de fondation et le remblai.



Figure.4.2. Rupture rotationnelle.

### III. Etude de la stabilité

Les méthodes d'études de stabilité des pentes permettent, à un stade donné de la construction, de déterminer le coefficient de sécurité d'un remblai vis-à-vis d'une rupture intéressant à la fois le sol de fondation et le remblai, connaissant :

- la caractéristique géométrique du remblai et des couches de sol,
- les caractéristiques mécaniques du remblai et du sol de fondation (poids spécifique et résistance au cisaillement),
- le régime hydraulique (le plus souvent définition du niveau de la nappe).

En fait, la méthode d'étude consiste à se fixer un coefficient de sécurité, la plupart du temps  $F=1,4$  ou  $1,5$  et à varier la hauteur limite du remblai jusqu'à l'obtention d'une hauteur qui vérifie les conditions de stabilité. Cette hauteur limite dépendra, dans une certaine mesure, des pentes de talus adoptées et de l'utilisation éventuelle de charges latérales stabilisatrices au pied des talus, le coefficient de sécurité fait appel à la notion d'équilibre limite.

La définition du coefficient de sécurité et sa valeur dépendent pour un ouvrage donné de la :

- Méthode de calcul adoptée ;
- Méthodes d'études en contraintes effectives et contraintes totales ;
- Stabilité à court et à long terme.

La résistance au cisaillement d'un sol peut être calculée à un instant déterminé en introduisant les contraintes effectives ou intergranulaires (contraintes totales diminuées des pressions interstitielles).

Si on appelle  $C'$  et  $\varphi'$  les paramètres intergranulaire de la résistance au cisaillement  $\tau$ , on a à tout instant, en tenant la pression interstitielle  $u$  et la contrainte normale  $\sigma$  :

$$T = C' + (\sigma - u) \tan \varphi'$$

Cette méthode en contraintes effectives s'applique dans tous les cas (court terme ou long terme) mais nécessite de connaître la pression interstitielle.

Celle-ci est la somme de la pression due au régime d'écoulement ou au niveau d'eau dans le sol si il y'a pas d'écoulement  $u_e$  et de l'excès  $\Delta u$  résultant des contraintes appliquées :

- pour un sol perméable (sableux)  $\Delta u$  se dissipe très vite et la méthode est aisément applicable car  $u$  ne dépend pas que des conditions hydrologiques du sol.
- pour un sol imperméable (argileux)  $\Delta u$  se dissipe lentement avec le temps (consolidation). Comme dans le cas des remblais sur sols compressible  $\Delta u$  est positif, lorsqu'il diminue,  $(\sigma - u)$  augmente et  $\tau$  augmente. La stabilité est donc plus critique lorsque  $\Delta u$  est maximum, c'est-à-dire très généralement au moment du chargement, avant toute dissipation de  $\Delta u$ . c'est ce que l'on appelle la stabilité à court terme. Comme il est difficile

d'évaluer  $\Delta u$ , on effectue le calcul en contraintes totales en utilisant les caractéristiques de cisaillement non drainées du sol : cohésion non drainée  $C_u$ , angle de frottement  $\varphi_u=0$ .

### III. 1. Méthode d'études de la stabilité

Il existe toute une gamme de méthodes, depuis les plus simple, consistant à assimiler le remblai à une fondation superficielle, aux plus élaborées qui nécessitent le calcul de nombreux cercles de rupture dans la zone des talus et qui ne sont d'un emploi pratique que si elles sont programmées sur ordinateur.

Les méthodes proposées ci-après sont présentées dans un ordre croissant d'exactitude et de complexité.

#### a. L'assimilation du remblai à une semelle superficielle continue à base lisse

C'est une méthode d'approche, en contraintes totales, qui permet un dégrossissage rapide. Dans ce cas, le coefficient de sécurité est donné par la formule :

$$F = \frac{(\pi + 2)C_u}{\gamma H} = 5,14N$$

Rapport de la capacité portante du sous-sol à la contrainte appliquée par le remblai, avec  $N=C_u/\gamma H$  (sans dimension),  $\gamma$  étant le poids spécifique et  $H$  la hauteur du remblai. Simulation

On suppose ici qu'il y'a rupture généralisées analogue à celle qui se produit sous une semelle de fondation. Elle ne tien compte ni des pentes de talus, ni de la résistance au cisaillement du remblai.

Lorsque le sol de fondation est composé de plusieurs couches de cohésion différentes on considère généralement la valeur de la cohésion la plus faible.

De toute façon, cette méthode n'est utilisable qu'au stade de l'avant projet sommaire ou comme approche des autres méthodes (méthode de fellenius-bishop, par exemple).

#### b. Utilisation d'abaques de stabilité pour certains cas cohérents

Le talus a une hauteur  $H$  et il fait un angle  $\beta$  avec l'horizontale. Le matériau du remblai, homogène, a un angle de frottement  $\varphi_R$  et une cohésion  $C_R$  obtenue au cours d'un essai de cisaillement rapide.

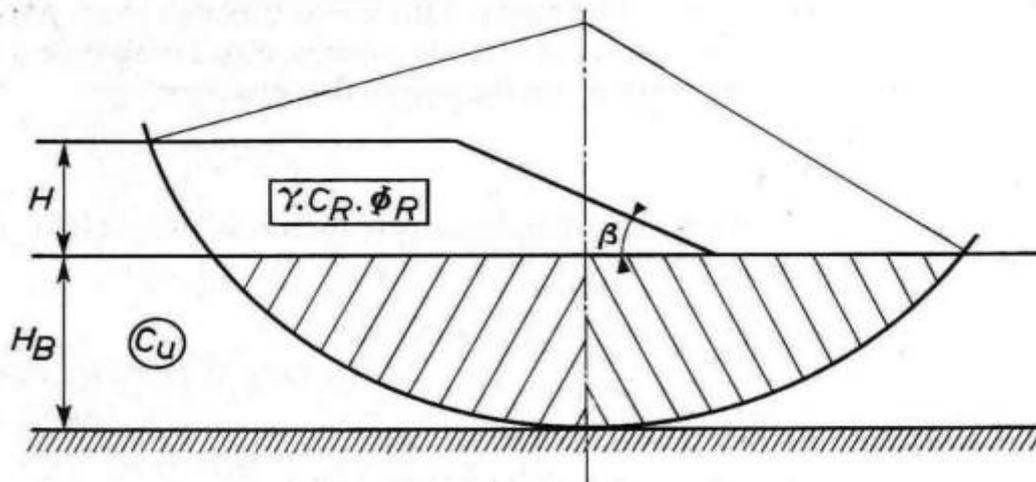


Figure.4.3. Paramètres de calculs par les abaques.

Le sol de fondation, homogène, d'épaisseur  $H_B$  est purement cohérent, sa cohésion est  $C_u$ . On démontre dans ce cas que généralement le cercle critique F minimum est un cercle à mi-pente (centré sur la verticale passant par le milieu du talus) et tangent au sol ferme. Toutefois, pour certaines valeurs élevées de  $N$ , on peut trouver une valeur de  $H_B/H$  au-delà de laquelle F est constant, dans ce cas le cercle de rupture possible n'est plus tangent au sol ferme mais à une horizontale correspondant à cette valeur limite de  $H_B/H$ .

Le niveau de la nappe n'intervient pas, si ce niveau est au-dessous de la base du remblai. Le poids spécifique du sol de fondation n'intervient pas non plus, ni dans le moment moteur puisque les moments par rapport au centre du cercle des zones hachurées, sont égaux et de signes contraires, ni dans le moment résistant puisque  $\text{tg}\varphi_R=0$  pour le sol de fondation. Les seuls paramètres restant sont au nombre de 7 :

$$H, \beta, \varphi_R, C_R, C_u, H_B, \gamma$$

On les réduit à 5 paramètres exprimés sous forme adimensionnelle :

$$\cot \beta, \varphi_R, C_R/C_u, H_B/H, N=C_u/\gamma H$$

Il existe 4 jeux d'abaques ; chaque jeu correspond à une valeur donnée de  $C_R/C_u$  :

$$C_R/C_u = 0,0 ; 0,2 ; 0,5 ; 1,0.$$

Et comporte 4 séries d'abaques.

Chaque série concerne une valeur de la pente, soit :

$$\cot \beta = 3/2, 2/1, 2,5/1, 3/1$$

Pour chaque valeur de  $\cot \beta$  on donne 4 abaques correspondant à  $N = 0,5 ; 0,333 ; 0,2 ; 0,1$

Chaque abaque donne F en fonction de  $H_B/H$  (qui varie de 0.3 à 2 de façon continue) pour  $\varphi = 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ, 40^\circ$ .

### c. Méthodes des tranches de fellenius-bishop

Principe des méthodes dans le cas général d'un talus :

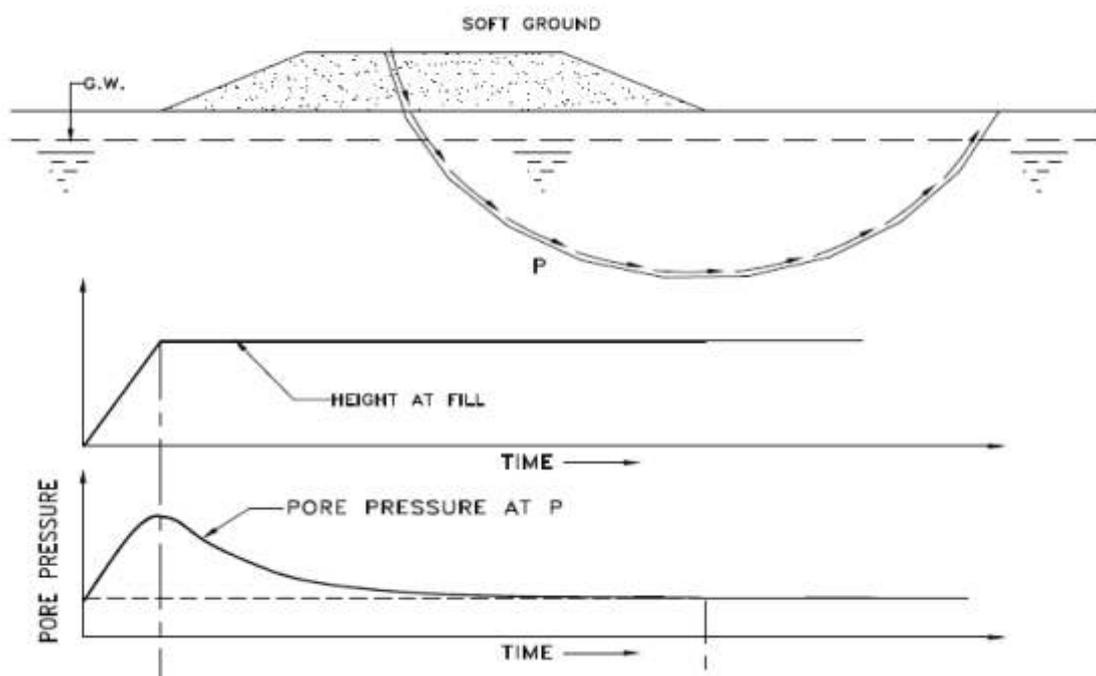
- hypothèses portant sur la rupture.
- la rupture se produit sur une surface unique de glissement (cylindre à axe horizontal).
- elle se produit d'un seul coup, c'est-à-dire qu'on ne tient pas compte des déformations qui se produisent avant rupture,
- la résistance au cisaillement mobilisée sur toute la surface de rupture correspond à une même déformation.

#### Hypothèse de calculs

- le sol est décomposé en tranches verticales et il est tenu compte des réactions entre les tranches. En particulier sont supposées égales.

#### Coefficient de sécurité

Le facteur de sécurité est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement disponible à l'effort de cisaillement mobilisé sur le plan de rupture potentiel. Dans la pratique, le facteur de sécurité pris pour l'analyse des contraintes effectives est de l'ordre de 1,4. Des valeurs beaucoup plus élevées de l'ordre de deux ou de plus sont fréquemment utilisées avec le sol très mou pour éviter des déformations excessives. Pour le remblai construit sur l'argile molle, la variation de l'effort de cisaillement, la pression interstitielle et le facteur de sécurité avec du temps est généralement comme donné ci-dessous



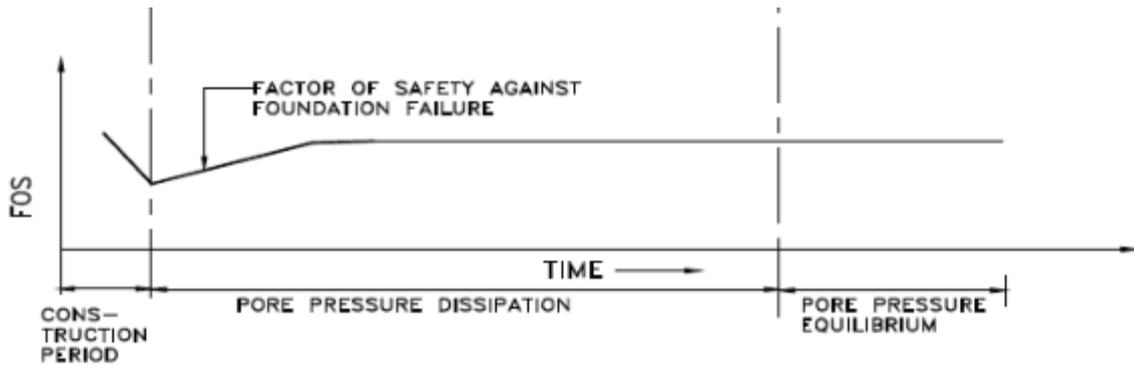


Figure.4.4. fellenius-bishop.

$$F = \tau_{max} / \tau$$

### Calculs

Dans le cas le plus général, le calcul est effectué en contraintes effectives pour le cas du sol saturé.

Dans ces condition :  $\tau_{max} = C' + (\sigma' - u) \tan \varphi'$

On étudie l'équilibre d'une tranche pour une contrainte de cisaillement sur la courbe de rupture :

$$\tau = \tau_{max} / F = C' / F + \sigma' \tan \varphi' / F$$

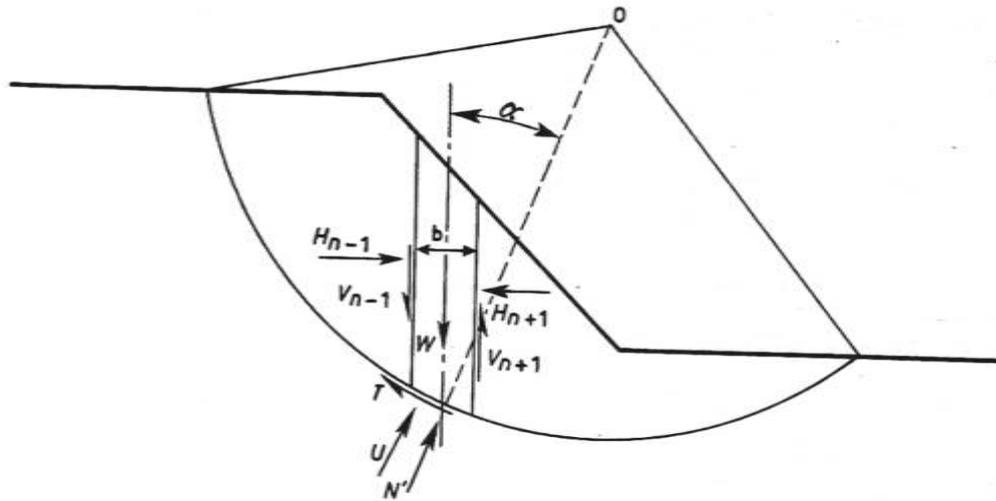


Figure.4.5. Equilibre d'une tranche sur la courbe de rupture.

Les forces qui agissent sur une tranche sont :

- Son poids total W (calculé à partir du poids spécifique  $\gamma$  et de la géométrie de la tranche).
- Les forces agissant sur la base de la tranche :
  1. Résultante des pressions interstitielles U (calculée à partir du réseau d'écoulement),
  2. Résultante N' des contraintes normales intergranulaires  $\sigma'$ ,
  3. Résultante T des contraintes de cisaillement
- La réaction inter-tranches.

Les trois équations d'équilibre : projection sur la normale au cercle, projection sur la tangente au cercle pour une tranche, équation de moment par rapport au centre du

cercle pour l'ensemble du massif, donnent, moyennant l'hypothèse  $V_{n-1} - V_{n+1} = 0$  (qui conduit à une erreur négligable)

$$F = \frac{\sum_{n\text{tranches}} [C'b + (W - ub)tg\phi'] \frac{1}{\cos\alpha(1 + \frac{tg\alpha.tg\phi'}{F})}}{\sum_{n\text{tranches}} W.\sin\alpha}$$

Cette expression ne fournit pas directement F : il est nécessaire de faire des itérations à partir d'une valeur initiale. Cette valeur est donnée par la formule de fellenius, forme simplifiée de la précédente pour laquelle on néglige les réactions entre tranches :

$$F = \frac{\sum_{n\text{tranches}} [C'b + (W \cos^2 \alpha - ub)tg\phi'] \frac{1}{\cos\alpha}}{\sum_{n\text{tranches}} W.\sin\alpha}$$

Adaptation de la formule de Bishop aux cas particuliers rencontrés dans les études de stabilité des remblais sur sols compressible :

La formule précédente est strictement valable pour le cas de stabilité en contrainte effectives. On peut l'appliquer néanmoins au calcul de stabilité à court terme en contraintes totales des remblais sur sols mous, mais dans ce cas, l'expression :

$$\sum_{n\text{tranches}} [C'b + (W - ub)tg\phi'] \frac{1}{\cos\alpha(1 + \frac{tg\alpha.tg\phi'}{F})}$$

Devient

- Pour les  $n_1$  tranches ayant leur base dans un sable purement frottant d'angle  $\phi_R$  (corps de remblais, par exemple).

$$\sum_{n\text{tranches}} [(W - ub)tg\phi_R] \frac{1}{\cos\alpha(1 + \frac{tg\alpha.tg\phi_R}{F})}$$

- pour les  $n_2$  tranches ayant leur base dans un sol purement cohérent de cohésion  $C_u$  avec  $\phi_u = 0$ .

$$\sum_{n_2\text{tranches}} \frac{C_u \cdot b}{\cos\alpha}$$

Pour les  $n_3$  tranches ayant leur base dans un sol présentant à court terme une cohésion  $C_R$  et un angle  $\phi_R$  :

$$\sum_{n_3 \text{ tranches}} [C_R + W \operatorname{tg} \phi_R] \frac{1}{\cos \alpha \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \phi_R}{F}\right)}$$

Le coefficient de sécurité devient alors :

$$F = \frac{\sum_{n_1 \text{ tranches}} \dots + \sum_{n_2 \text{ tranches}} \dots + \sum_{n_3 \text{ tranches}} \dots + \dots}{\sum_{n \text{ tranches}} W \sin \alpha}$$

Avec  $n = n_1 + n_2 + n_3 + \dots$

### III. 2. Conclusion de l'étude de stabilité. Programme de construction

Les méthodes de calcul décrites ci-dessus permettent de déterminer la hauteur maximum de remblai de caractéristiques données ( $\beta$   $\gamma$   $C_R$   $\phi_R$ ) qui peut être montée sur un sol compressible dont on connaît la cohésion  $C_u$  avec un coefficient de sécurité  $F$  qu'on prendra généralement pas inférieur à 1,4 ou 1,5 pour des ouvrages permanant et à 1,2 pour des ouvrages provisoires.

En utilisant ces méthodes de calcul, l'étude de la stabilité du remblai se fait alors en plusieurs étapes :

- Détermination de la hauteur de la première couche de remblai  $h_1$  ;
- Augmentation de la cohésion  $C_u$  après consolidation sous la première couche ;
- Hauteur de la deuxième couche  $h_2$  ;
- A la profondeur  $z$ , cette augmentation est :  $\Delta C_{u2} = \Delta \sigma_z \operatorname{tg} \phi_{cu}$

Après consolidation complète sous  $h_1$ ,  $\Delta \sigma_z$  étant l'accroissement de la contrainte verticale dans le sol de fondation à la profondeur  $z$  sous le remblai d'épaisseur  $h_1$

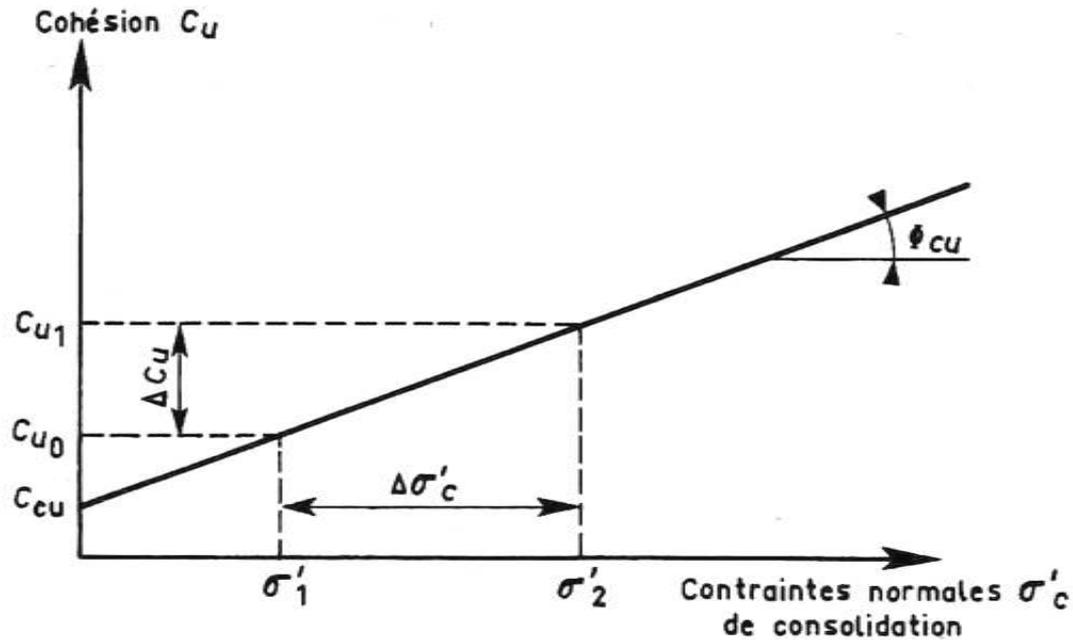


Figure.4.6. Courbe d'augmentation de la cohésion non drainé  $C_u$  en fonction de la pression de consolidation  $\sigma'_c$ .

Si on n'attend pas la consolidation complète, mais seulement un degré  $U\%$  de consolidation :

$$\Delta C_{uz} = \Delta \sigma_z \cdot U \cdot \text{tg} \varphi_{cu}$$

Car dans ce cas  $\Delta \sigma'_c = U \cdot \Delta \sigma_z$

Le sol de fondation a alors une cohésion  $C_{u1} = C_{u0} + \Delta C_u$  et peut supporter une hauteur totale de remblais  $h_1 + h_2$ ,  $h_2$  étant la hauteur possible de la 2<sup>o</sup> couche.

La consolidation sous la charge  $\gamma(h_1 + h_2)$  donnera une nouvelle valeur de la cohésion  $C_{u2}$  qui permettra la mise en place éventuelle d'une troisième couche de remblai de hauteur  $h_3$  et ainsi de suite.

### III. 3. Limite de l'étude de stabilité

Il est difficile de prévoir le temps nécessaire pour atteindre, sous une charge donnée, un degré de consolidation donné  $U\%$  du sol de fondation ;

Les calculs de temps de consolidation par les méthodes dont nous disposons actuellement ne correspondent sans doute pas au comportement réel du sol

Tout au plus peut-on estimer ce temps.

-la consolidation du sol de fondation ne se fait pas uniformément sur toute l'épaisseur de la couche. Elle est plus rapide auprès des couches drainantes, plus lente au centre (2couche drainantes) ou au niveau de la couche imperméable (1couche drainante)

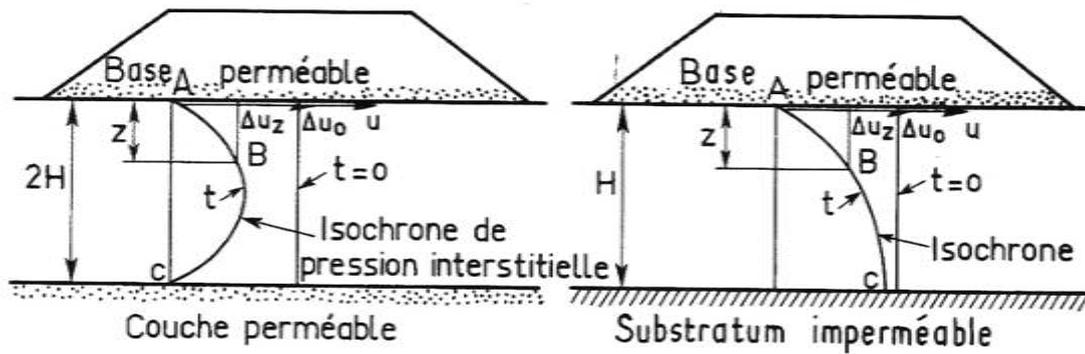


Figure.4.6. Variation de l'excès de pression interstitielle avec la profondeur et avec le temps.

A l'instant  $t$ , la courbe représentant la variation de la pression interstitielle en profondeur est ABC, si  $\sigma$  est la charge appliquée sur la couche, le degré de consolidation à la profondeur  $z$  est  $\Delta u_0 - \Delta u_z / \Delta u_0$  et varie avec  $z$ . par conséquent, après une consolidation de degré  $U\%$  global sous la charge  $\sigma$ , la cohésion  $c_u$  n'a augmenté de façon uniforme. Elle reste minimum au centre ou la surface est imperméable suivant qu'on a deux ou une couche drainante.

Par ailleurs, à une profondeur donnée, la surcharge apportée par le remblai diminue de l'axe vers l'extérieur et par suite, l'accroissement de cohésion aura sa valeur maximum sur l'axe du remblai et tendra vers zéro à l'extérieur du remblai.

On devra tenir compte de ces éléments en recherchant la valeur moyenne pondérée de la cohésion le long des cercles de glissement possibles, ou mieux en utilisant un programme de calculs pour ordinateur, modifié pour tenir compte d'un accroissement linéaire de la cohésion de l'axe du remblai au pied du talus.

Les constatations en cours de chantier (mesure des tassements et des pressions interstitielles) permettent de suivre l'évolution  $n$  de la consolidation. Avant une nouvelle phase de chargement, on s'assurera de l'augmentation réelle de la cohésion par quelques essais en place au scissomètre.

## IV. Méthode permettant de réduire la durée de la construction

L'établissement du programme de construction se fait par approximations successive et les méthodes qui permettent de réduire le temps de construction sont les suivantes :

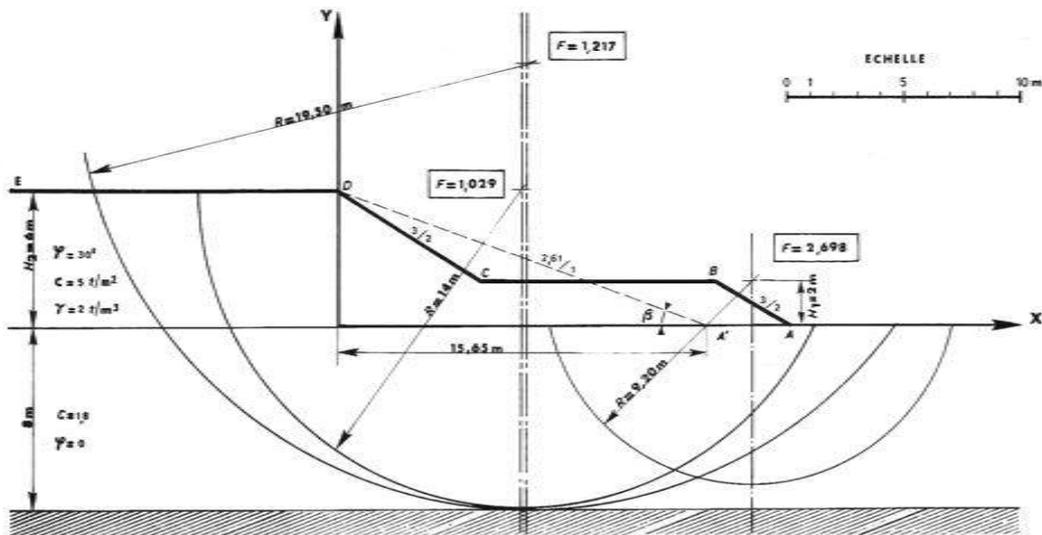


Figure.4.7. Exemple d'utilisation d'une surcharge latérale.

### 1) Diminution des pentes de talus. Surcharges latérales

La pente est limitée par la stabilité du corps du remblai ( $\beta \varphi_R < 0$  pour  $C_R = 0$ ). On peut en diminuant la pente. Toutes choses égales par ailleurs, augmenter la hauteur du remblai. Toutefois, d'un point de vue économique. On n'a pas intérêt à trop diminuer la pente. Il est préférable, pour augmenter la hauteur possible du remblai, de placer en pied de talus des banquettes stabilisatrices fig. Les dimensions de la banquette doivent être calculées par une étude de stabilité.

### 2) Augmentation de la vitesse de la consolidation par drains verticaux ou tranchées drainantes

Cette amélioration permet de réduire le temps entre les étapes successives de construction du remblai.

## V. Etude des tassements et consolidation

Si les problèmes de stabilité des remblais sur sols compressibles entraînent des ruptures circulaires ou poinçonnement du sol de fondation, les problèmes de tassement ou, plus généralement, de déformation et de consolidation des sols de fondation ont une influence sur le comportement et, par suite, le coût de construction et d'entretien des remblais sur sols compressibles.

Les déformations du sol de fondation déterminent le volume global des matériaux à mettre en œuvre pour que la plate-forme du remblai soit, à long terme, au niveau prévu dans le projet.

La vitesse de tassement est importante parce qu'elle détermine la fréquence des recharges après la mise en service. Outre les tassements et déformations latérales et leurs vitesses d'évolution respectives, il est indispensable dans certains cas de prévoir l'évolution des pressions interstitielles. C'est le cas lorsque l'on construit le remblai par étapes pour profiter du renforcement du sol en cours de construction : l'augmentation de la cohésion non drainée  $C_u$  est proportionnelle à l'augmentation des contraintes effectives dans le sol, c'est-à-dire qu'elle augmente lorsque la pression interstitielle diminue. Le suivi de la dissipation des pressions interstitielles permet alors de suivre le comportement réel du sol par rapport aux prévisions et d'orienter le déroulement des travaux.

### V. 1. Nature des tassements

Dans un sol de fondation compressible supportant un remblai, les tassements ont plusieurs causes dont l'importance relative varie avec la zone considérée du sol de fondation.

On peut prendre, pour préciser, deux zones très différentes de ce point de vue :

En (1) fig.4.8 à faible profondeur sous l'axe d'un remblai de grande largeur par rapport à sa hauteur, on peut estimer qu'on se trouve à peu près dans le cas de la couche de dimensions horizontales infinies chargée uniformément sur toute sa surface (schéma de Terzaghi).

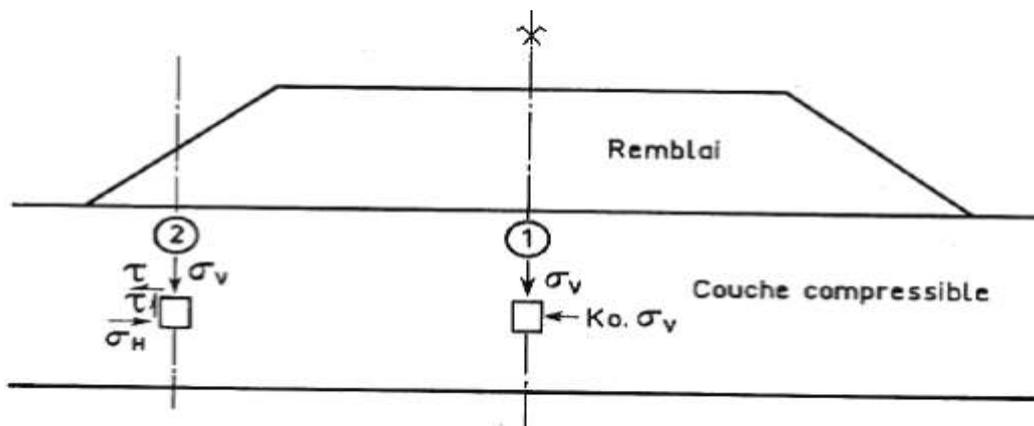


Figure.4.8. Contraintes sur les plans verticaux et horizontaux suivant leur position par rapport à l'axe du remblai.

Dans ces conditions :

- Les contraintes verticale et horizontale sont principales ;
- La déformation horizontale est sensiblement nulle ;
- Il n'y a pas de déformations angulaires (cisaillement) sur les plans horizontaux et verticaux.

Les tassements ne peuvent être dus qu'à une variation de volume du sol.

Cet état particulier des contraintes et des déformations du sol est bien représenté par l'essai oedométrique.

En (2) fig.4.8 sous le talus du remblai, les conditions sont très différentes :

- Les contraintes verticale et horizontale ne sont plus principales ;
- La déformation horizontale n'est plus nulle par suite des déplacements latéraux du sol de fondation.

Les déplacements verticaux sont dans ce cas beaucoup plus complexes, puisque on doit tenir compte de l'influence sur le tassement de la possibilité de déformations latérales et de déformations dues aux contraintes de cisaillement sur les plans horizontaux et verticaux.

Actuellement, on ne sait déterminer les tassements que dans le cas (1) à partir de l'essai oedométrique. Les tassements calculés par cette méthode pourront, si le remblai est large et si l'épaisseur du sol compressible n'est pas trop importante, conduire à des résultats assez proches de la réalité. Ils en seront, par ailleurs, d'autant plus proches, que le coefficient de sécurité sera plus grand, les déplacements latéraux et déplacements de cisaillement diminuent lorsque ce coefficient de sécurité augmente.

La méthode oedométrique permet de déterminer les tassements dus aux variations de volume qui sont trois sortes (fig.4.9) :

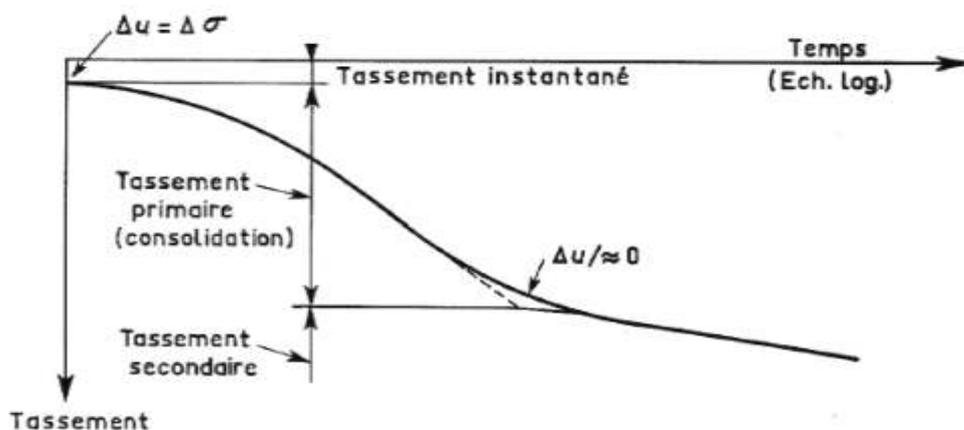


Figure.4.9. Courbe oedométrique : différentes sortes de tassement.

- Le tassement instantané ;
- Le tassement dû à la consolidation, c'est-à-dire à l'élimination d'eau jusqu'à annulation de la surpression interstitielle ;
- Le tassement secondaire se développe à pression effective constante.

## V. 2. Calcul du tassement par la méthode de Terzaghi (théorie de consolidation)

Dans un milieu parfaitement saturé (sol fin ou sol grenu), au début c'est l'eau qui prend tout l'effort. Celle-ci se met alors en mouvement conformément à la loi de DARCY ( $V = k.i$ ) et s'écoule à une vitesse qui est fonction de la perméabilité du milieu. Progressivement, les grains solides se substituent à l'eau pour la transmission des charges. Au bout d'un certain temps, toutes les charges se transmettent directement de grain à grain, l'eau interstitielle ayant repris, en chaque point, la pression initiale telle qu'elle existait avant la mise en charge du milieu. On dit alors que le milieu est consolidé sous l'action des forces extérieures considérées.

### 1) Amplitude des tassements

Elle est donnée pour une couche d'épaisseur  $h$  considérée comme homogène, par la formule :

$$\Delta h = h \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

➤ Pour un sol normalement ou sous-consolidé :  $\sigma_p' = \sigma_{v0}'$

Elle s'exprime par :

$$\Delta h = h \frac{C_c}{1 + e_0} \lg \frac{\sigma_0' + \Delta \sigma'}{\sigma_c'}$$

Pour appliquer cette formule, les caractéristiques suivantes sont nécessaires :

- a) La pression effective des terres au-dessus de plan médian de la couche considérée ; elle est exprimée dans le cas des sols normalement consolidés ou surconsolidés par :

$$\sigma_0' = \sum \gamma h - u_e$$

- b) La pression de préconsolidation moyenne de la couche.  
 c) L'indice de compression de la couche.  
 d) L'indice des vides initial de la couche.  
 e) La surcharge verticale apportée dans le plan médian de la couche par la surcharge due au remblai appliquée à la surface du sol.

➤ Pour un sol surconsolidé :  $\sigma_p' > \sigma_{v0}'$

Elle s'exprime par la relation :

$$\text{Si : } \sigma_{v0}' + \Delta\sigma < \sigma_p' \rightarrow \Delta h = C_r \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma_{v0}' + \Delta\sigma}{\sigma_p'}$$

$$\text{Si : } \sigma_{v0}' + \Delta\sigma > \sigma_p' \rightarrow \Delta h = C_r \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma_p'}{\sigma_{v0}'} + C_c \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma_{v0}' + \Delta\sigma}{\sigma_p'}$$

La variation d'indice des vides, correspondant à la surcharge verticale sera définie à partir de la courbe vierge de compressibilité déterminée suivant la méthode de SCHMERTMANN.

Pour la couche (ou sous-couche) considérée, la variation d'indice des vides est indiquée à la fig.4.10, d'où l'on déduit la valeur du tassement.

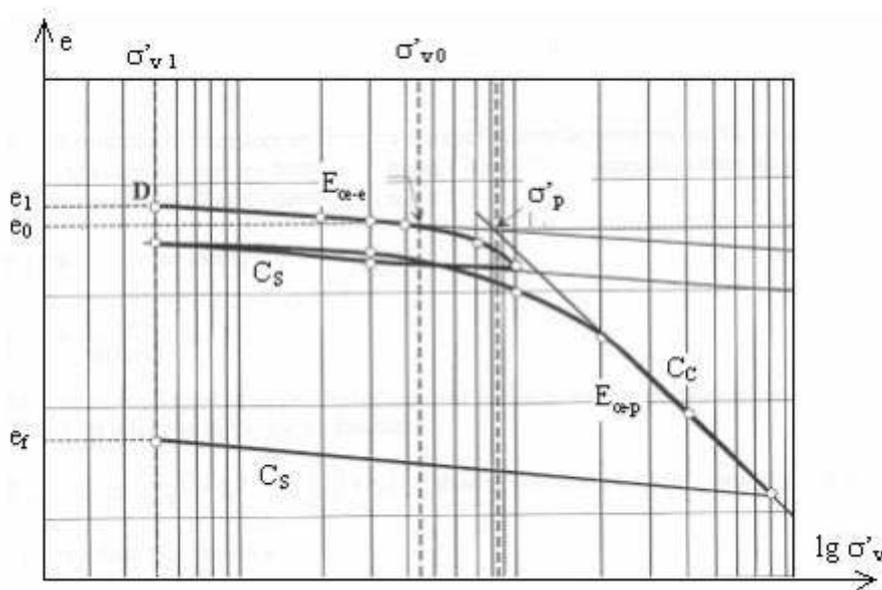


Figure.4.10. variation de l'indice des vides en fonction de la pression effective.

## 2) Calcul de la hauteur supplémentaire à donner au remblai pour compenser le tassement

Si  $H$  est la différence entre la cote du terrain naturel et la cote du projet, l'épaisseur  $H_R$  du remblai sera telle que  $H_R = H + \Delta H$ , où  $\Delta H$  est le tassement provoqué par le remblai d'épaisseur  $H_R$ .

Si on trace sur un même graphique La droite représentant la variation de  $(H_R - H)$  en fonction de  $H_R$  (courbe1).

Ces deux courbes se rencontrent pour une valeur  $H_R = H_f$ , hauteur à donner au remblai pour que sa cote supérieure soit celle du projet à la fin des tassements.

Il faut donc faire le calcul de tassement pour 3 ou 4 valeurs de  $H_R$  afin de pouvoir construire la courbe.

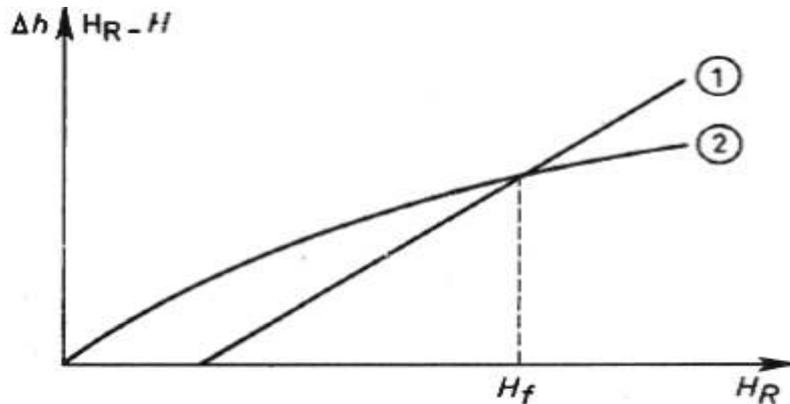


Figure.4.11. Détermination de la hauteur finale du remblai.

### 3) Calcul des tassements en profil en long

Après la détermination de la hauteur finale à donner au remblai, on peut tracer le graphique de la pour plusieurs points de profil en long, suivant la variation de la coupe géotechnique.

### 4) Vitesse de tassement en l'absence de drains

C'est Karl TERZAGHI qui a présenté en 1925 la première analyse du phénomène de la consolidation des sols saturés. Dans ce modèle, les déformations verticales du sol sont déterminées par le volume de l'eau interstitielle qui en sort lors de la consolidation.

La théorie de la consolidation unidimensionnelle de TERZAGHI est basée sur les hypothèses suivantes :

- Les phénomènes décrits sont unidimensionnels c'est-à-dire que l'on s'intéresse au comportement d'une couche d'épaisseur finie, infinie dans les deux autres directions et chargée uniformément ;
- Le sol est constitué d'un squelette aux déformations élastiques linéaires saturé de liquide interstitiel incompressible ;
- Le sol est homogène et ses caractéristiques de perméabilité et de compressibilité restent constantes au cours de la consolidation ;
- La circulation de l'eau dans les pores du sol est décrite par la loi de DARCY (la vitesse d'écoulement de l'eau par rapport au squelette est proportionnelle au gradient de la charge hydraulique) ;
- Les charges sont appliquées instantanément en tout point du sol à l'instant  $t=0$ .

L'équation classique de la consolidation unidimensionnelle :

$$\frac{k(1+e)}{a_v \cdot \gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t}$$

Que l'on écrit généralement sous la forme :

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t}$$

En introduisant le coefficient de consolidation  $C_v = \frac{k(1+e)}{a_v \cdot \gamma_w}$

Cette équation détermine la diminution de la pression interstitielle au cours du temps et par conséquent aussi l'accroissement des contraintes effectives dans le sol. Comme le tassement est proportionnel à l'augmentation de la contrainte effective verticale, il est pratique de raisonner sur l'augmentation moyenne de cette contrainte : on utilise le degré de consolidation  $U$  dont la définition :

$$U(t) = \frac{\Delta h(t)}{\Delta h_{final}}$$

Le degré de consolidation  $U(t)$  est donc un indicateur de l'amplitude des tassements qui se sont produits jusqu'au temps  $t$  considéré.

Lors de calculs préliminaires de remblai sur sols mous, on s'intéresse toutefois avant tout aux vitesses de tassement, dont nous avons indiqué précédemment qu'elles se déduisent des variations du degré de consolidation  $U(t)$ . L'abaque  $U$  en fonction du facteur temps, est donc le principal outil du projeteur pour le calcul des vitesses de tassement des remblais sans drains.

Avec : le facteur temps est donné par :  $T_v = \frac{C_v \cdot t}{H^2}$

### 5) Prise en compte du temps de construction

Le rythme de la construction joue un rôle certain sur la durée des tassements. Il est difficile d'en estimer l'importance par un calcul rigoureux. On pourra utiliser la règle de Terzaghi pour le calcul des temps de tassement fig.4.12.

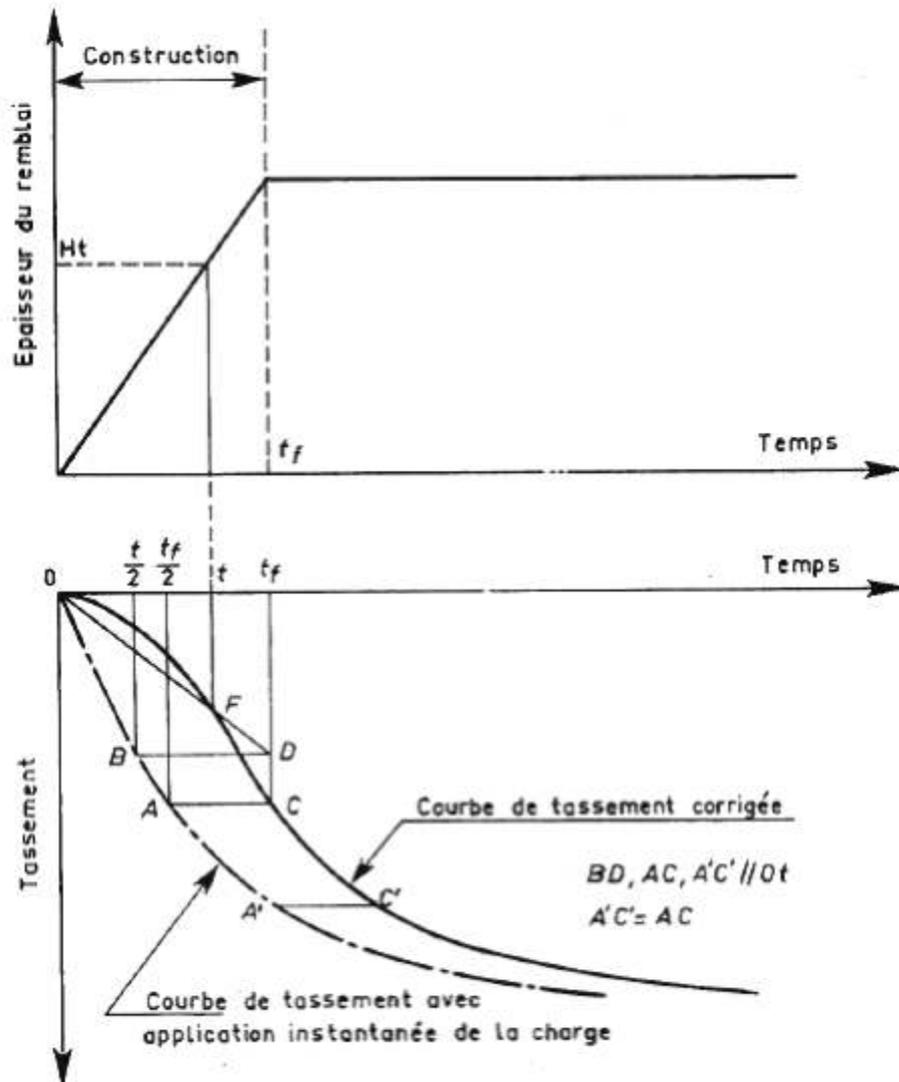


Figure.4.12. Prise en compte du temps de construction pour l'évaluation du temps de tassement. Méthode graphique de Terzaghi.

On construit la courbe obtenue par la théorie de la consolidation pour un chargement instantané.

Le tassement obtenu à la fin de la période de construction (temps  $t_f$ ) est supposé être le même que celui que l'on aurait obtenu à  $t_f/2$  pour un chargement instantané (point C).

Pour  $t > t_f$  : les tassements sont décalés de  $t_f/2$

Pour  $t < t_f$  : on suppose que le tassement est proportionnel à la charge et que celui obtenu au temps  $t$ , sous la charge  $H_t$ , est identique à celui que l'on obtiendrait au temps  $t_f/2$  si la charge était appliquée instantanément.

### 6) Augmentation des vitesses de tassement

Il est possible d'augmenter la vitesse des tassements en disposant sur le remblai fig.4.13, une surcharge temporaire ou en prévoyant dans le sol de fondation un système drainant fig.4.14.

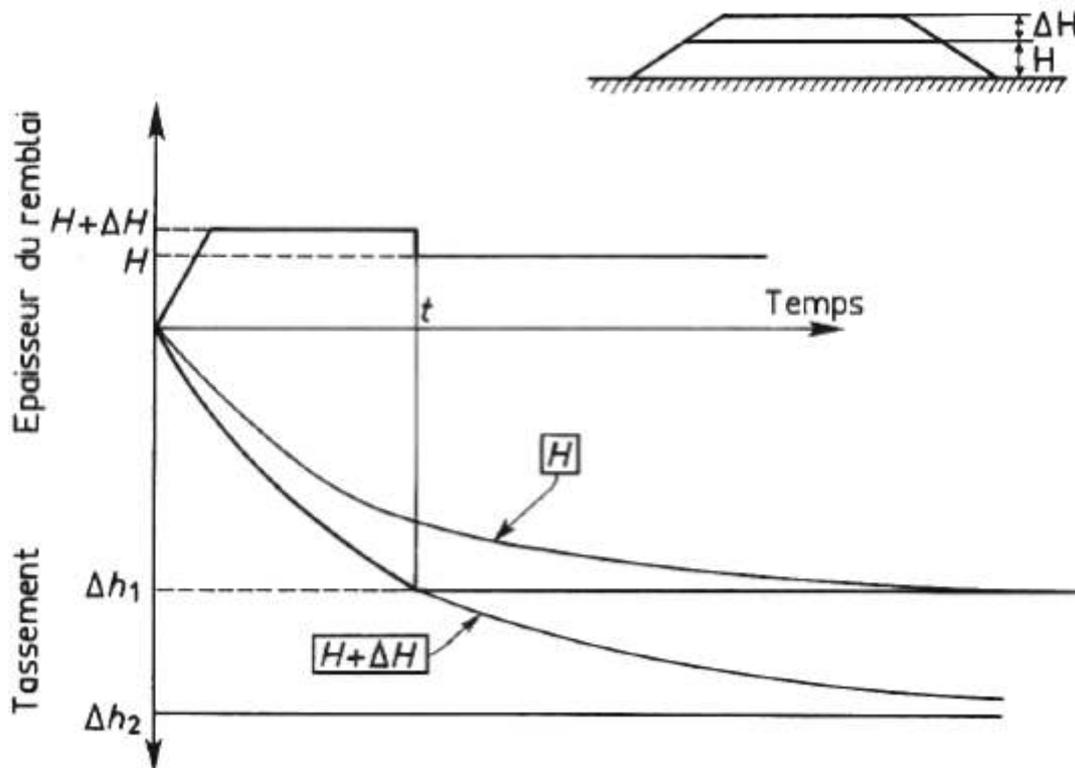


Figure.4.13. Utilisation d'une surcharge provisoire.

#### a) Surcharge temporaire

La méthode consiste à placer pendant quelques mois une surcharge constituée généralement par 2 à 3m de remblai supplémentaire, qu'on enlèvera au temps  $t$  pour lequel le tassement final prévu pour le remblai sans surcharge aura été obtenu (ou à un temps inférieur qui aura permis d'atteindre un pourcentage de consolidation suffisant pour le problème posé).

Cette surcharge doit évidemment être compatible avec les conditions de stabilité du remblai.

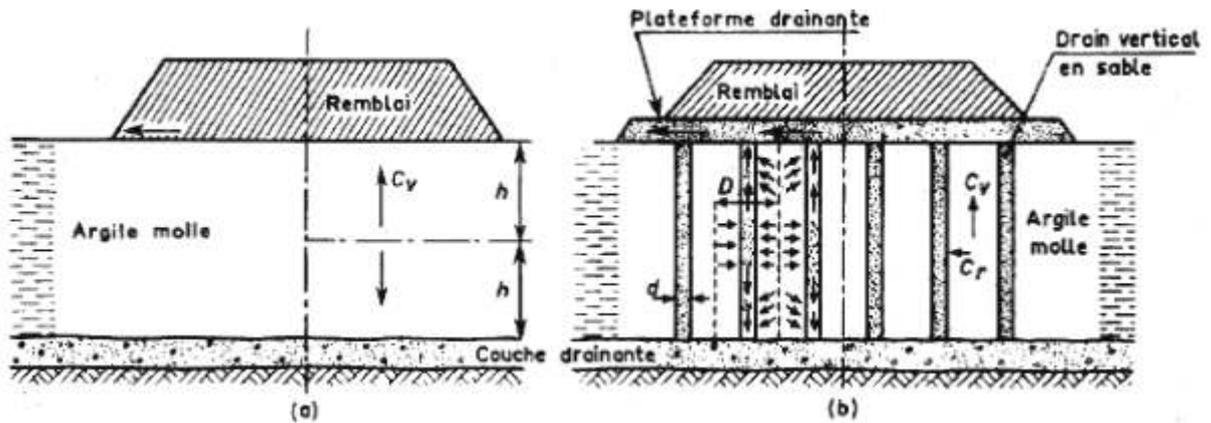


Figure.4.14. Utilisation des drains verticaux.

- Consolidation avec écoulement vertical.
- Consolidation avec écoulement vertical et horizontal.

b) Utilisation de drains verticaux

La technique des drains, mise en œuvre correctement, peut être efficace dans certains sols (argile molle, vase) ou quasiment inutile dans d'autres cas (tourbe). Une étude préliminaire est chaque fois indispensable.

L'utilisation des drains sera traitée dans le chapitre « consolidation avec drains verticaux ».

### V.3. Consolidation par drains verticaux

La théorie de l'écoulement tridimensionnel a été établie par TERZAGHI. Elle a été ensuite adaptée par BARRON au cas des drains verticaux. Les hypothèses sont celles de la théorie de TERZAGHI. Il faut préciser néanmoins :

- Que les déformations du sol interviennent dans la direction verticale,
- Que l'excès de pression interstitielle est nul à la périphérie du drain et au contact des surface drainantes horizontales.

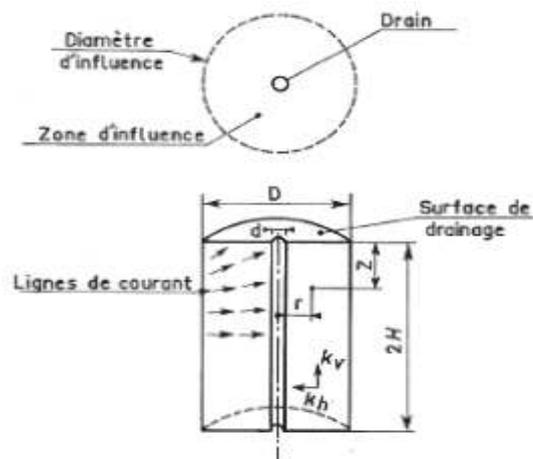


Figure.4.15. Schéma d'influence d'un drain vertical.

L'équation générale de la consolidation s'écrit :

$$\frac{k_h}{\gamma_w} \left( \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right) + \frac{k_v}{\gamma_w} \left( \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) = \frac{a_v}{1+e} \cdot \frac{\partial u}{\partial t}$$

Si l'écoulement ne s'effectue que radialement l'équation devient :

$$\frac{k_h}{\gamma_w} \left( \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right) = \frac{a_v}{1+e} \cdot \frac{\partial u}{\partial t}$$

Rappelons que  $a_v$  est lié à  $C_r$  par la relation  $C_r = k_h(1+e)/a_v \cdot \gamma_w$  expression dans laquelle  $C_r$  est le coefficient de consolidation avec drainage radial.

Les conditions aux limites étant :

- Surpression interstitielle initiale  $\Delta u_0$  uniforme dans tout le sol au temps  $t = 0$ ,
- Surpression interstitielle nulle à la périphérie du drain, quel que soit  $t$ ,
- Surface cylindrique de diamètre  $D$  imperméable (nul courant ne la traverse).

Dans le cas de la déformation uniforme (remblai rigide), la résolution de l'équation(3) conduit à la relation :

$$U_r = 1 - e^{-8 \frac{T_r}{F_n}}$$

Avec :

$U_r$  : Degré de consolidation moyen avec drainage radial

$F(n)$  : Paramètre ne dépendant que de  $n=D/d$ ,

$T_r$  : Facteur de temps

$T_r = C_r \cdot t / D^2$

$t$  : étant le temps correspondant au degré de consolidation  $U_r$ .

On peut utiliser l'abaque de la [figure V.2](#) en substituant au système de drain réel, un système équivalent de drains de diamètre  $d_e < d$  et caractérisé par  $n_e = D/d_e > n$ .

Combinaison du drainage vertical et du drainage radial

$U_r$  et  $U_z$  étant les degrés de consolidation à écoulement radial seul et vertical seul, CARILLO a montré que le degré de consolidation global  $U$  tel que :

$$U = 1 - (1 - U_r)(1 - U_z)$$

### V.3.1. Principe de fonctionnement des drains verticaux

L'analyse mathématique de la consolidation unidimensionnelle des sols a montré qu'un paramètre très important pour la vitesse de déroulement du phénomène est « la distance de

drainage » c'est-à-dire la plus grande distance que l'eau interstitielle doit parcourir pour sortir de la couche du sol.

Pour les couches très épaisses, on réduit la longueur des chemins de drainage et donc le temps de consolidation, en insérant dans le sol des éléments drainants verticaux.

Dans le cas le plus simple d'un sol saturé, chargée uniformément, la consolidation verticale autour des drains est contrôlée d'une part par la perméabilité horizontal et vertical du sol (qui détermine la vitesse d'expulsion de l'eau interstitielle) et d'autre part par la déformabilité vertical du squelette.

A ces paramètres mécaniques du sol, s'ajoutent naturellement les données géométriques du problème (forme, dimension et distance des drains, épaisseur de la couche drainée et les conditions aux limites du problème (condition de drainage, condition de déformation de la surface du sol).

Les drains verticaux se disposent généralement selon une distribution triangulaire équilatérale ou en carrés fig.4.16

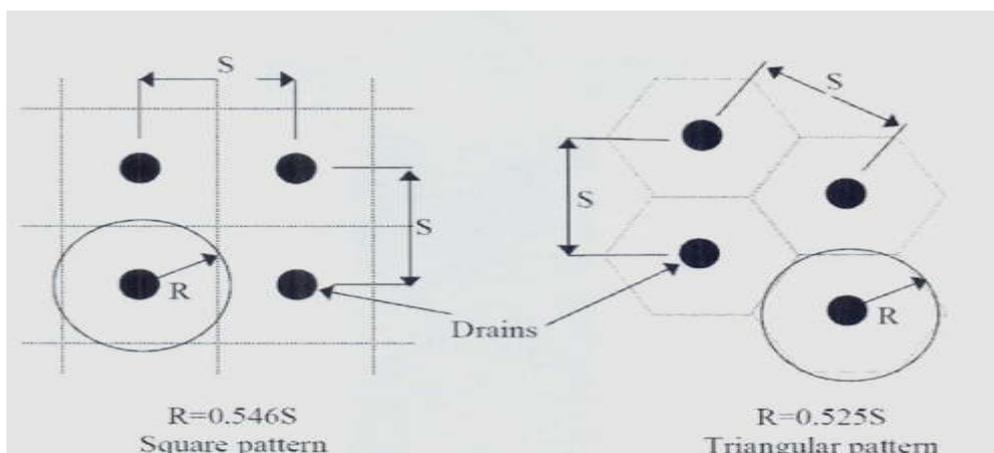


Figure.4.16. Distribution triangulaire des drains.

Implantation de drains verticaux avec indication de la zone d'influence des drains.

Le rayon effectif  $R$  est le rayon moyen de la zone d'influence de chaque drain. La relation existant entre le rayon effectif  $R_e$  et la distance entre les drains  $S$  est la suivante :

Distribution carrée :  $R = 0,546.S$

Distribution triangulaire :  $R = 0,525.S$

La distribution la plus économique est celle des triangles équilatéraux (BARRON, 1948) (d'après Justo Alpanez)

Une couche drainante (généralement constituée de sable) permettra l'évacuation de l'eau des drains vers l'extérieur Figure.4.14.

Elle sera mise en place avant l'exécution des drains pour servir de plate forme de travail dans tous les cas ou la portance du sol est insuffisante.

Dans les autres cas, la couche drainante sera exécutée après pour supprimer les précautions supplémentaires qu'il faut prendre pour éviter sa pollution lors du forage des drains sans refoulement du sol.

L'épaisseur du tapis drainant varie de 0,4 à 1m.

### **Drain préfabriqué**

#### **Drains de carton**

Ils sont constitués par une bande de carton perméable (largeur 10 cm, épaisseur 0,3 cm), traité avec un sel d'arsenic, afin d'éviter leur décomposition.

La perméabilité de la surface latérale du drain de carton est de l'ordre de  $10^{-4}$  à  $10^{-5}$  cm/s ; ce qui est généralement de 100 à 1000 fois plus élevé que la perméabilité des sols que l'on souhaite drainer.

#### **Dimensionnement des réseaux de drains par l'utilisation des abaques**

Pour le dimensionnement des réseaux de drains verticaux, on utilise habituellement les abaques de TERZAGHI ([annexe N°...](#)) pour la consolidation verticale, de BARRON ([annexe N°...](#)) pour la consolidation radiale et la formule de CARILLO.

$$U = 1 - (1 - U_r)(1 - U_z)$$

Pour coupler les deux type d'écoulement ( $U_r$ ,  $U_v$  et  $U$  désignent respectivement les degrés de consolidation vertical, radial et total du sol).

## VI. Conclusion de l'étude spécifique

Les problèmes de stabilité peuvent être liés surtout pendant la phase de construction. On s'attachera cependant à distinguer dans les conclusions du rapport sur les calculs de stabilité et de tassement, les facteurs ayant trait à la stabilité de ceux dépendant du tassement et de leur évolution.

**Stabilité :** comme on ne saurait indiquer la valeur du coefficient de sécurité en tous points d'un remblai, on se référera uniquement à quelques « zones critiques » caractérisées soit par une forte épaisseur de remblai soit par un sol moins résistant. On devra alors dans chaque zone faire ressortir clairement la valeur de l'épaisseur critique ( $F=1$ ) du remblai, puis la valeur du coefficient de sécurité correspondant à l'épaisseur réelle, et éventuellement la ou les méthodes de construction qui permettent d'obtenir le coefficient de sécurité minimum requis ( $F_{min}=1,20$  à  $1,50$  suivant les cas).

**Tassement et consolidation :** l'évaluation des tassements et de leur évolution, sera faite également suivant des (zones critiques) caractérisées soit par la présence immédiate d'un point dur (accès à la rive de la zone compressible ou à un ouvrage d'art) soit par une forte épaisseur de remblai ou par un sol plus compressible.

Dans chaque cas on fera ressortir la valeur du tassement final ainsi que surépaisseur à donner au remblai pour compenser ce tassement.

Dans certains cas, les conclusions de l'étude spécifique risquent d'être incertaines (choix de la méthode de construction permettant d'avoir un remblai stabilisé lors de la construction de la chaussée).

On pourra alors, si l'on dispose d'un délai suffisant et si l'importance du projet le justifie avoir recours à un remblai d'essai (section d'essai) s'intégrant par la suite au remblai définitif, qui permettra d'évaluer avec plus de précision la vitesse de tassement. Ceci s'applique en particulier aux sols sur lesquels il est difficile de faire des essais en laboratoire.

Et enfin pour pouvoir augmenter la vitesse de tassement on a associé à la technique du préchargement des drains verticaux.

# CHAPITRE V

## Lois de comportement et modélisation

## I. Le logiciel PLAXIS, son originalité

### I. 1. Introduction

Le code éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo-statique bidimensionnel. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc). Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volume réduit, faciles à consulter. L'ensemble des options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

### I. 2. Option par défaut, Solutions approchées

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui sont un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur. Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches fait globalement un outil extrêmement souple.

Les options par défaut commencent dès l'introduction du maillage: l'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très raffiné. Le détail des éléments agencés de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds-clé, avec contrôle permanent à l'écran.

On impose les conditions aux limites en déplacements.

L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre. Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option Ka est particulièrement intéressante-et réaliste- dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple).

Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans Plaxis. Pour celui qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régime permanent ou transitoire, c'est possible grâce au module d'écoulements en milieu poreux. Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine). Si la nappe phréatique n'est pas trop éloignée de l'horizontale, dans ses états initial et final, on sait que la pression diffère

peu de la pression hydrostatique; si l'on adopte ce champ de pression approchée, les calculs deviennent très simples puisqu'il s'agit seulement de manier les variations de la poussée d'Archimède; PLAXIS offre cette possibilité qui est souvent très appréciable.

La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel. Pour les calculs de consolidation, réalisés en différences finies explicites, le choix du pas de temps peut également être décidé par l'utilisateur, ou bien calculé dans l'option par défaut, selon les critères numériques connus.

Le coefficient de sécurité est une notation un peu magique en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une quantité considérable de données. L'approche classique évalue généralement ce nombre selon la théorie de l'équilibre limite, supposant une réduction proportionnelle généralisée de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue manifestement pas un scénario réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, pour l'évaluation du coefficient de sécurité dans PLAXIS. Le critère de « rupture » est ici qualitatif, et laissé à l'appréciation de l'observateur; en tout état de cause, il est fondé sur le niveau de déplacement d'un point de contrôle lié à l'ouvrage étudié. Le champ de déplacement obtenu est évidemment tout à fait fictif.

Un calcul par éléments finis fournit de nombreux résultats: des résultats directement utiles au projeteur: déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement.

## II. Méthode des éléments finis

### II. 1. Introduction

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans les méthodes énergétiques et des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis (MEF) est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application où elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie: aérospatiale, nucléaire, génie civil, construction navale, mécanique, technique off-shore, etc...

La MEF est donc une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base:

- la mécanique des structures: élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, etc.
- l'analyse numérique: méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres, etc.
- l'informatique appliquée: techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

## II. 2. Concepts de base

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu.

La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges complexes. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, à cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

## II. 3. Les éléments finis

Il existe une grande analogie entre le développement de la résistance des matériaux (RDM) au 19<sup>ème</sup> siècle et celui de la méthode des éléments finis (MEF) aujourd'hui. La RDM a vu le jour grâce à des hypothèses cinématiques judicieuses (ligne moyenne et déformations linéaires dans la section d'une poutre droite) qui ont permis de simplifier considérablement l'élasticité. De même, la MEF courante, formulée en déplacements, est née à partir d'hypothèses cinématiques locales (le champ de déplacement au sein d'un solide est continu par morceaux (un morceau = un élément) ; c'est localement un polynôme de faible degré par rapport à l'espace.

## III. Les modèles de comportement de sol

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux: depuis le modèle élastique plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans les calculs par éléments finis. La modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème à l'aide d'une loi de comportement réaliste, le comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma: d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation (colloque de Vi liard de l'an (1984), colloque de Cleveland(1987) ...). La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes de calcul par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important.

La démarche suivie dans le développement du code PLAXIS est différente. Un des objectifs de PLAXIS est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir des essais géotechniques. En ce sens, PLAXIS peut apparaître comme une «règle à calcul» de l'ingénieur géotechnicien, où le micro-ordinateur a remplacé la règle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans PLAXIS sont des modèles qui peuvent apparaître simple, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adéquats.

#### IV. MODELE DE MOHR-COULOMB

Cette loi est utilisée pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sables) et des sols cohérents à court et long terme (argile et limon), Mestat (2002). Il s'agit d'un modèle élastique parfaitement plastique (pas d'écroutissement, la surface de charge est confondue avec la surface de rupture est fixée dans l'espace des contraintes). Cette loi de comportement se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke ( $E, \nu$ ), une surface de charge  $f(\sigma_{ij})$  et un potentiel plastique. C'est un modèle à deux paramètres de rupture (la cohésion  $c$  et l'angle de frottement  $\varphi$ ). Ce modèle permet de simuler la rupture du sol par cisaillement.

La surface de rupture a pour équation :

$$f = \sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - 2c \cos \varphi = 0$$

Où  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  sont les contraintes principales extrêmes telles que  $\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3$ , les contraintes de compressions sont prises négatives.

Dans l'espace des contraintes principales, la surface de rupture est une pyramide de section hexagonale ayant pour axe la droite d'équation  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ .

Lorsque  $\varphi = 0$ , le critère est appelé critère de Tresca

Il est important de remarquer que la contrainte intermédiaire  $\sigma_2$  n'intervient pas dans le critère, l'angle de frottement est identique en compression qu'en extension, ce qui est réfuté par l'expérience. Les paramètres  $c$  et  $\varphi$  se déterminent à l'aide des contraintes à la rupture obtenues par au moins deux essais triaxiaux, en traçant  $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$  en fonction de  $\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$ . La droite obtenue a pour ordonnée à l'origine  $c$  et pour pente  $\sin \varphi$ .

L'écoulement est non associé lorsque  $\psi \neq \varphi$  et le potentiel plastique s'écrit :

$$g = \sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \psi - 2c \cos \psi + cte = 0$$

Pour simuler le comportement des sols avec ce modèle, cinq paramètres mécaniques sont nécessaires. Ces paramètres sont déterminés couramment à partir des résultats d'essais de laboratoire (oedomètre et appareil triaxial), Mestat (2002) :

- $E$  : Module d'Young
- $\nu$  : Coefficient de Poisson
- $c$  : Cohésion
- $\varphi$  : Angle de frottement
- $\psi$  : Angle de dilatance

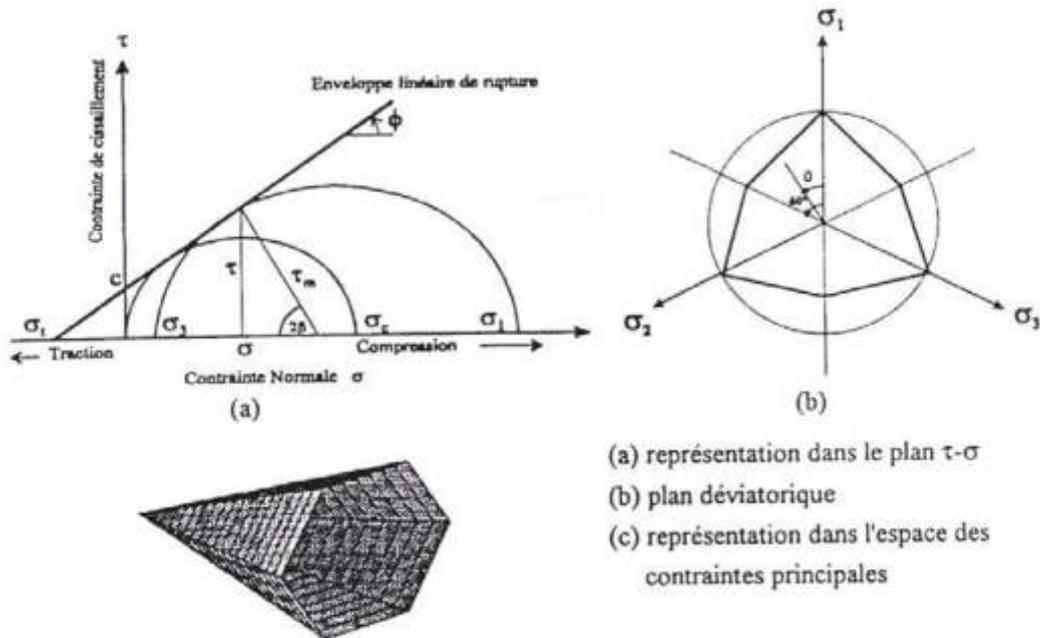


Figure.5.1. Critère de rupture de type Mohr-Coulomb

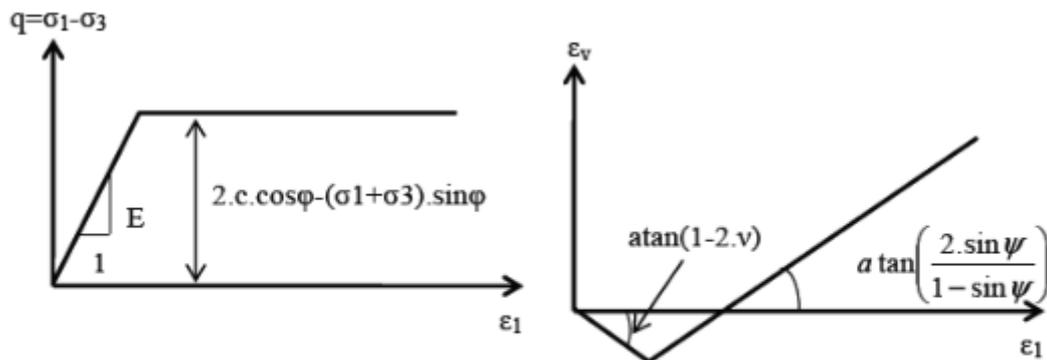


Figure.5.2. Modèle de Mohr-Coulomb, essai triaxial

## V. Autres lois de comportements

Il existe plusieurs lois de comportement plus évoluées que celle de l'élastoplasticité par exemple «soft soil» Cam Clay qui prennent en compte l'écrouissage ou le fluage.

Pour notre cas on a opté pour une loi de comportement : la loi de Mohr-Coulomb. Se basant sur les critères de rupture au cisaillement, les paramètres  $c$  et  $\varphi$  et les paramètres d'élasticité  $E$  et  $\nu$ , fournis par des essais de laboratoires

## VI. Conclusion

Le logiciel PLAXIS montre qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'ils soient possibles de déterminer les paramètres géotechnique avec ou sans corrélations. Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation. Ces modèles appartiennent au domaine de recherche.

L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix: l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre concerne la simulation numérique.

La détermination des paramètres géotechniques à introduire dans le logiciel PLAXIS n'est pas différente du choix de paramètre d'un calcul analytique pour la détermination de tassement ou de stabilité: à partir d'essais, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains des paramètres sont différents dans leurs expression, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques. Le paramètre le moins « courant » est vraisemblablement l'angle de dilatance.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel.

CHAPITRE VI

Modélisation numérique  
bidimensionnelle

## I. introduction

Dans ce chapitre on va travailler sur un modèle très connu qui a été largement étudié, Mohr-Coulomb. Cette étude nous conduit à connaître :

1. le comportement du sol mou sous un remblai de 2 m + une surcharge 1m.
2. le comportement du sol mou sous un remblai de 2 m + une surcharge 1m avec l'installation des drains verticaux.

## II. Les données géométriques

Section de calcul a été choisie dans le tronçon PK13+959.35.

Hypothèses géométriques et géotechniques.

Coupe géotechnique et géométrie de l'ouvrage.

La coupe géotechnique retenue pour le calcul est décrite comme suit :

De 0 à 6 m de profondeur : argile molle.

Le niveau de la nappe phréatique est en surface du terrain naturel.

La définition géométrique retenue pour l'ouvrage en terre « remblai » est présenté sur la figure.6.1 d'une hauteur de 2 m sur une largeur de 16 m + une surcharge de 1m de hauteur.

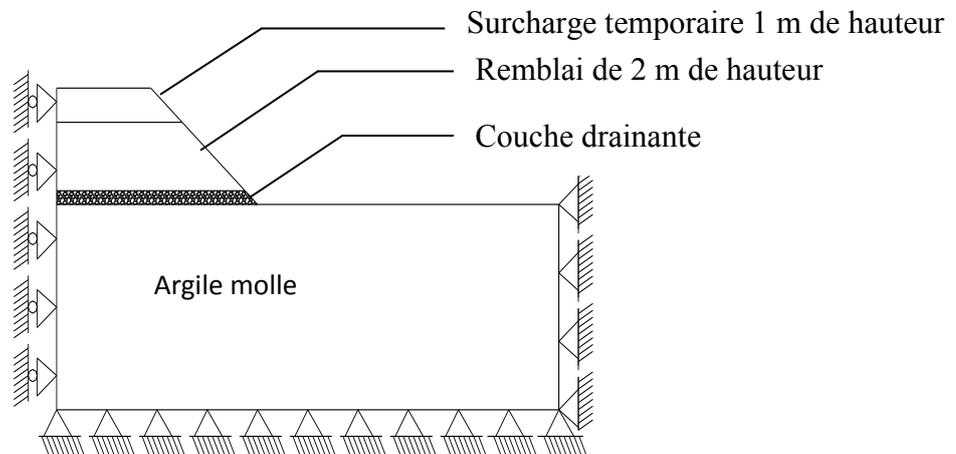


Figure.6.1. Modèle en éléments finis du projet.

### III. Caractéristiques géotechniques des matériaux

Les caractéristiques géotechniques prises pour le remblai et la couche d'argile sont présentées dans le tableau.6.1.

Tableau.6.1. Caractéristiques géotechniques.

formation	$\gamma_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\gamma$ (KN/m <sup>2</sup> )	$E_0$ (Kpa)	$\nu$	court terme		long terme	
					$C_u$ (Kpa)	$\varphi_u$ °	$C'$ (kPa)	$\varphi'$
remblai	17	21	$1,5 \cdot 10^{-4}$	0,25	0	0	2	35°
argile molle	14	18,5	311	0,35	30	1	60	10

formations	$K_v$ (m/jour)	$K_h$ (m/jour)	$R_i$
remblai	1	1	1
Argile molle	3,450E-04	3,450E-04	1

La loi de comportement choisit pour le remblai et l'argile est Mohr-Coulomb

### IV. Calcul itératif

En vue de déterminer l'influence du préchargement « remblai » sur le massif de sol « argile » notre modèle a été limité à un demi espace. Il présente une extension latérale de 30 m depuis l'axe de l'ouvrage et verticalement sur 6 mètres au dessous de la surface du sol. Le modèle de référence comporte :

- 92 éléments triangulaires à 15 nœuds.
- 797 nœuds.
- 1104 points de contraintes.

Les calculs ont été menés suivant la loi de comportement Mohr-Coulomb (élastique parfaitement plastique). Cette loi de comportement a été affectée au remblai et à l'argile

Les conditions aux limites du modèle sont les suivantes :

- Suivant les frontières perpendiculaire Ox :  $X_{displacement} = 0$  ;
- Suivant les frontières perpendiculaire Oy :  $Y_{displacement} = 0$  ;
- Niveau de la nappe phréatique  $z=0$  ;
- Conditions de drainage « simple drainage par le haut uniquement » ;
- Pas d'écoulement à travers les frontières du modèle fermé.

**A. PREMIERE ETAPE : remblai de 2 m avec une surcharge temporaire de 1 m sans drains.**

**1. Phases de calcul**

Phase 0 : Initialisation de l'état de contrainte dans le modèle et des conditions hydraulique

Contrainte horizontale  $\sigma_h = K_0 \sigma_v$ .

Pression interstitielle  $P_{interstitielle} = \gamma_{eau} \cdot Z$  (Profondeur).

Phase 1 : plastique : mise en place du remblai + la surcharge de 1m « équilibre mécanique » (sans consolidation), évaluation du tassement instantané.

Phase 2 : consolidation jusqu'à 1000 jour.

Phase 3 : désactivation de la surcharge temporaire + activation de la charge due au trafic des engins 20 KN/m<sup>2</sup> pour une période de 100j.

Phase 4 : consolidation jusqu'à t ou plus précisément P=1kpa.

Phase 5 : phi/c reduction, détermination de coefficient de sécurité de la phase 1 « construction plastique ».

Phase 6 : phi/c reduction ; détermination du coefficient de sécurité de la phase 2 « consolidation jusqu'a 1000j ».

Phase 7 : phi/c reduction ; détermination du coefficient de sécurité de la phase 3 « consolidation 1100 j ».

Phase 8 : phi/c reduction ; détermination du coefficient de sécurité final.

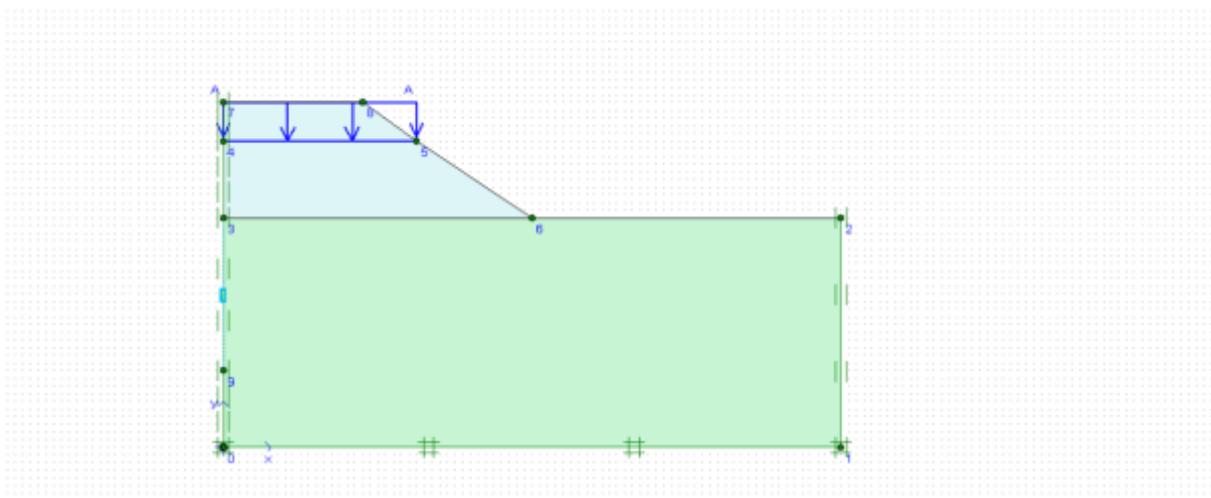


Figure.6.2.modèle utilisé pour la simulation du projet..

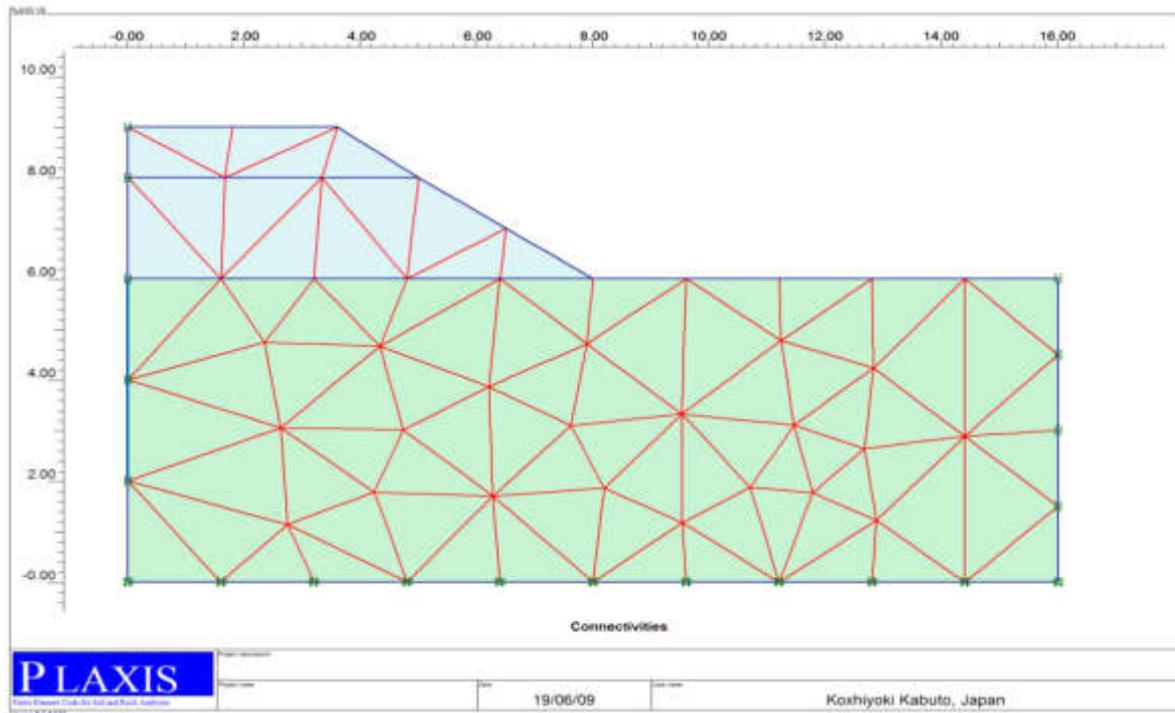


Figure.6.3. génération du maillage.

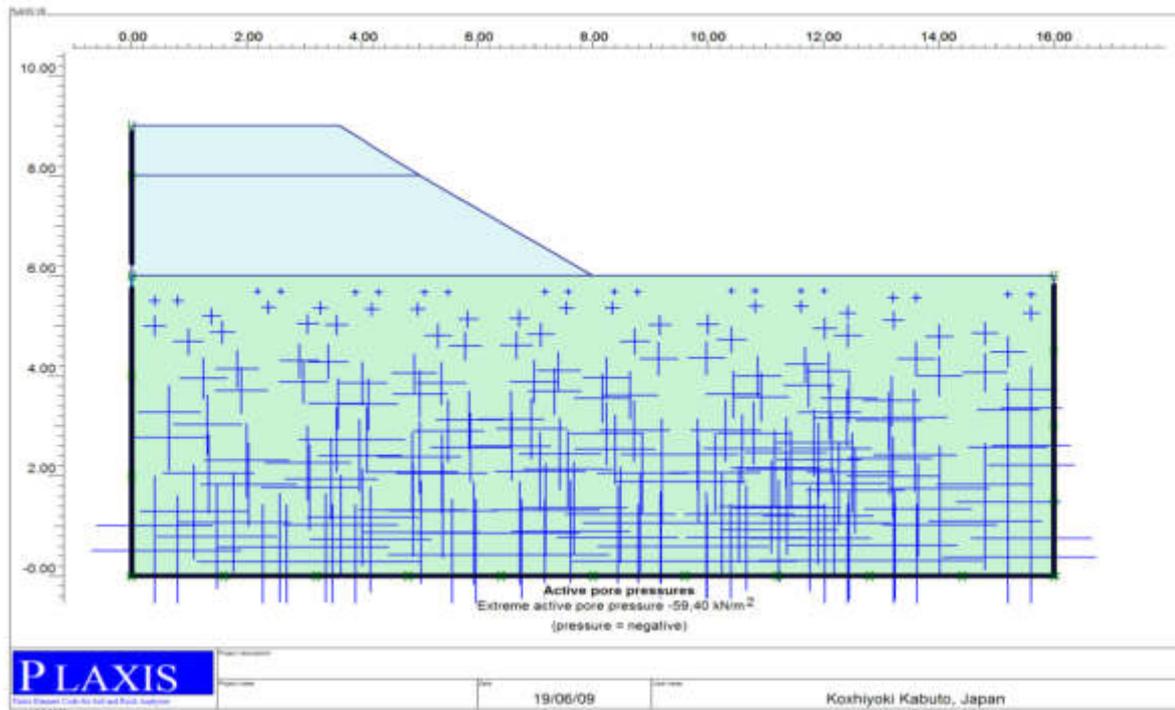


Figure.6.4. pressions interstitielles.-phase initiale-.

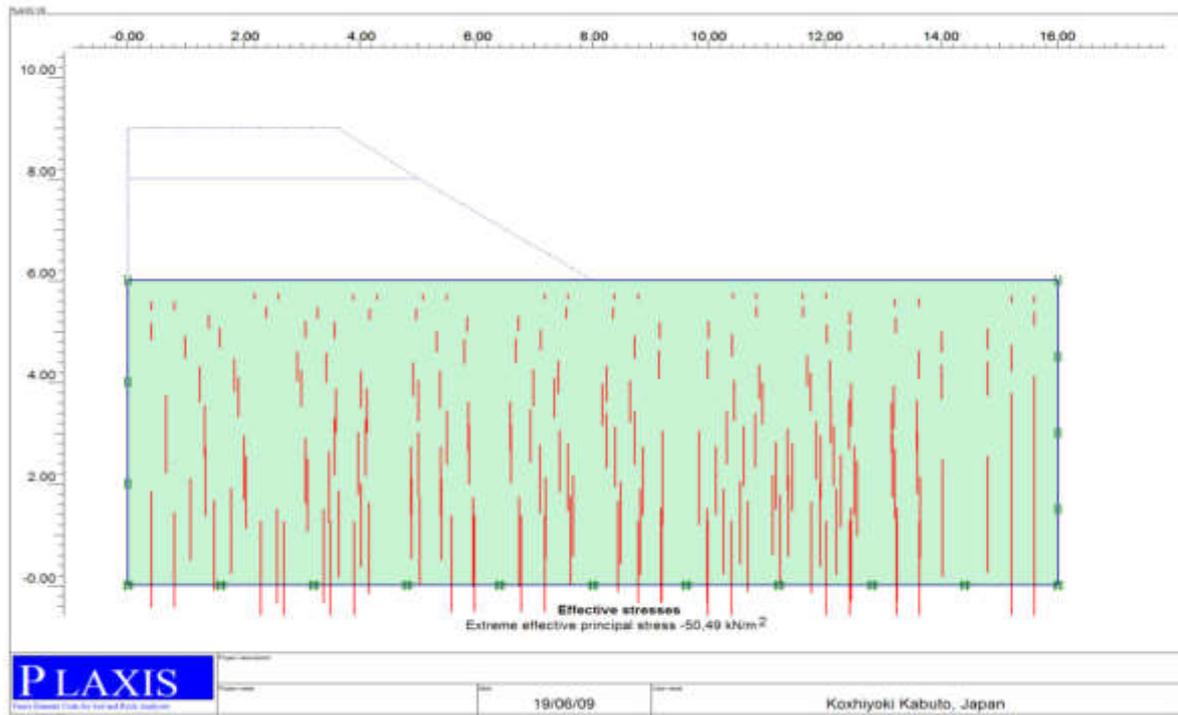


Figure.6.5.contraintes effectives.-phase initiale-

## 2. Résultats

On a déterminé les tassements au point B.

Tableau.6.2. Tassement du remblai pour chaque phase.

Phase « temps »	tassement
Phase 1 construction	0,331 m
Phase 2 consolidation 1000 jours	0,537 m
Phase 3 consolidation 1100 jours	0,576 m
Phase 4 consolidation 3727 jours	0,654 m

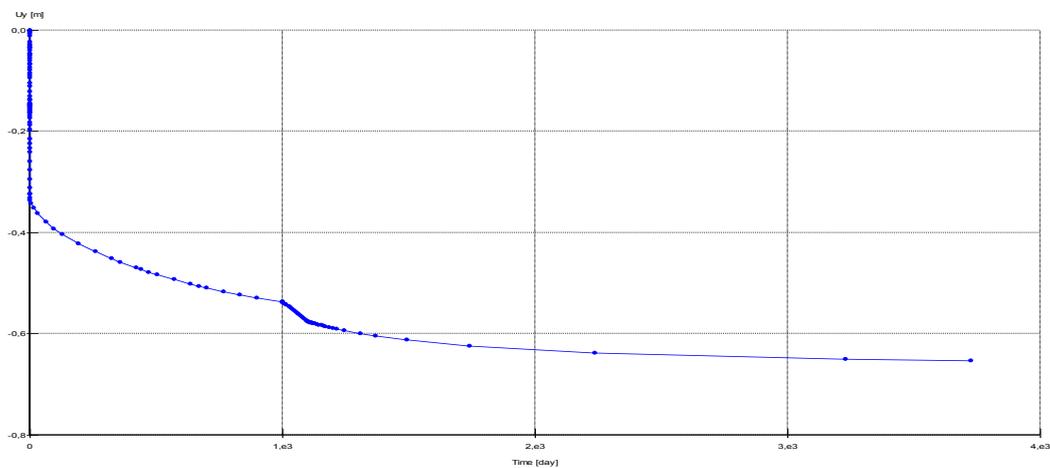


Figure.6.6. Tassement en fonction du temps.

Tableau.6.3. Variation de la pression interstitielle pour chaque phase.

Phases	excès Pression interstitielle
Phase 1	40,708 kN/m <sup>2</sup>
Phase 2	9,021KN/m <sup>2</sup>
Phase 3	-12,328 KN/m <sup>2</sup>
Phase 4	0,789 KN/m <sup>2</sup>

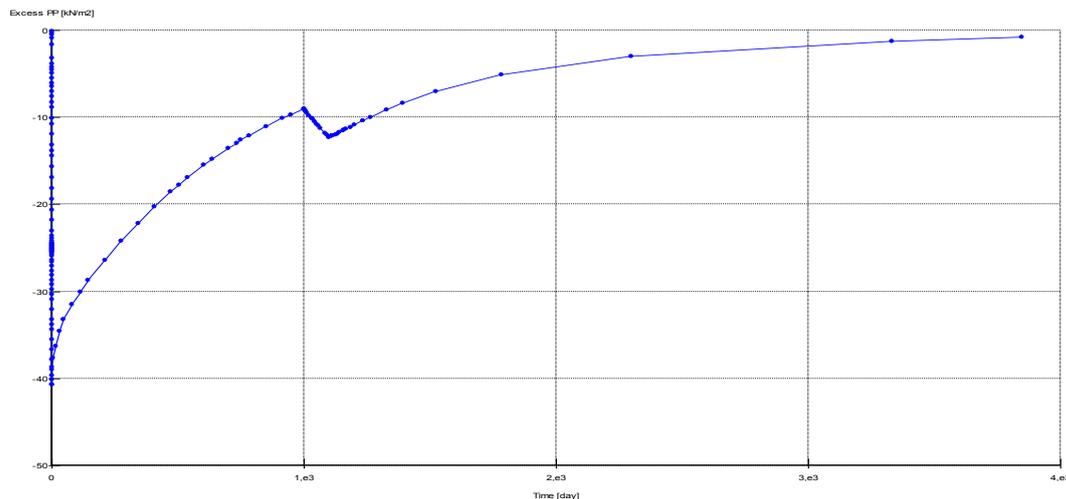


Figure.6.7. Variation de la pression interstitielle en fonction du temps.

Tableau.6.4. Coefficient de sécurité pour chaque phase.

Phases	Coefficient de sécurité
Phase 1	1,445
Phase 2	1,443
Phase 3	1,267
Phase 4	1,265

## **B. DEUXIEME ETAPE : remblai de 2 m avec une surcharge temporaire de 1 m avec drains.**

### **1. Caractéristique du réseau de drain**

Espacé de 3 m allons à une profondeur de 5,5 m.

### **2. Les étapes de modélisation**

Phase 0 : Initialisation de l'état de contrainte dans le modèle et des conditions hydraulique

Contrainte horizontale  $\sigma_h = K_0 \sigma_v$

Pression interstitielle  $P_{interstitielle} = \gamma_{eau} \cdot Z$  (Profondeur)

Phase 1 plastique : mise en place du remblai + la surcharge de 1m « équilibre mécanique » (sans consolidation), évaluation du tassement instantané ;

Phase 2 : consolidation jusqu' 'a 450 jour activation des drains verticaux ;

Phase 3 : désactivation de la surcharge temporaire + activation de la charge due aux trafics 20 kN/m pour une période de 100j ;

Phase 4 : consolidation jusqu'à t ou plus précisément  $P=1\text{kpa}$  ;

Phase 5 :  $\phi/c$  réduction, détermination de coefficient de sécurité de la phase 1 « construction plastique » ;

Phase 6 :  $\phi/c$  réduction ; détermination du coefficient de sécurité de la phase 2 « consolidation jusqu'a 1000j » ;

Phase 7 :  $\phi/c$  réduction ; détermination du coefficient de sécurité de la phase 3 « consolidation 1100 j » ;

Phase 8 :  $\phi/c$  réduction ; détermination du coefficient de sécurité final.

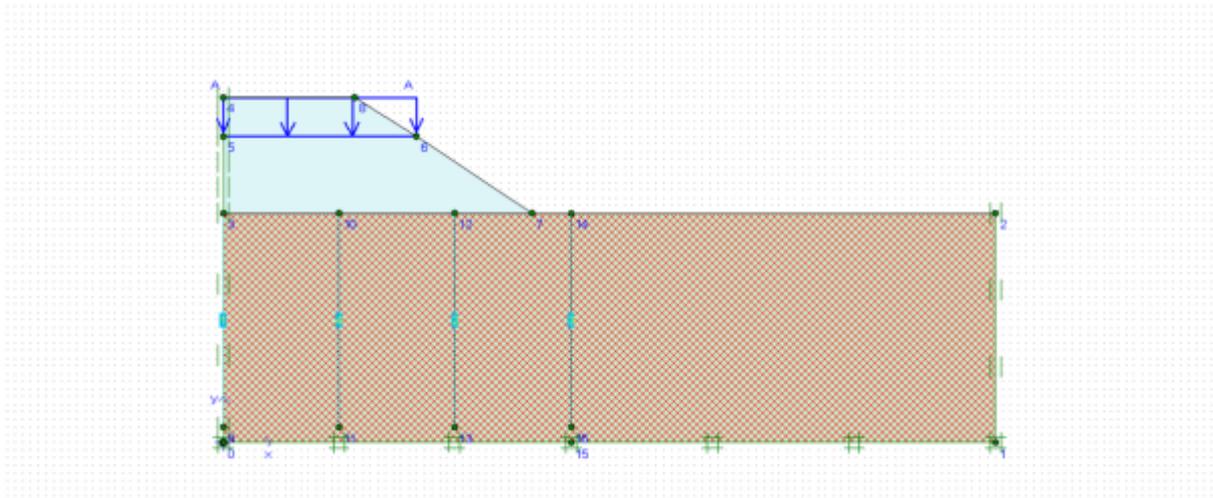


Figure.6.8.modèle utilisé pour la simulation du projet.

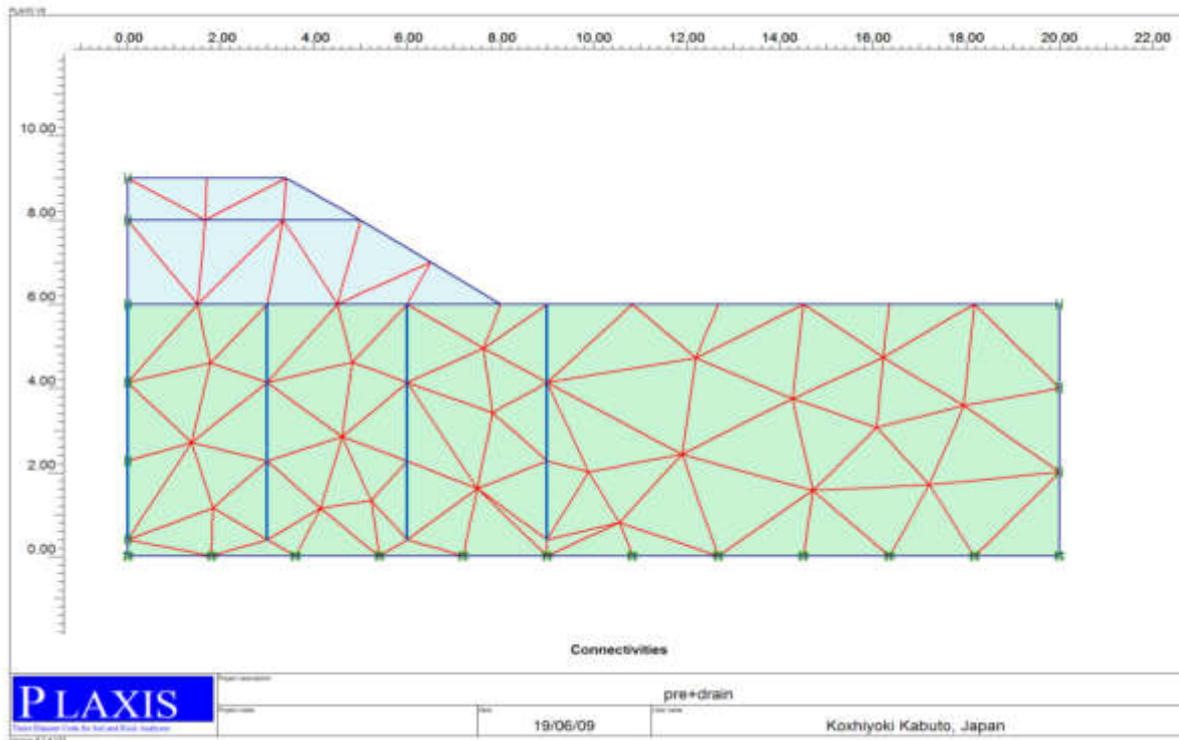


Figure.6.9. Génération du maillage.

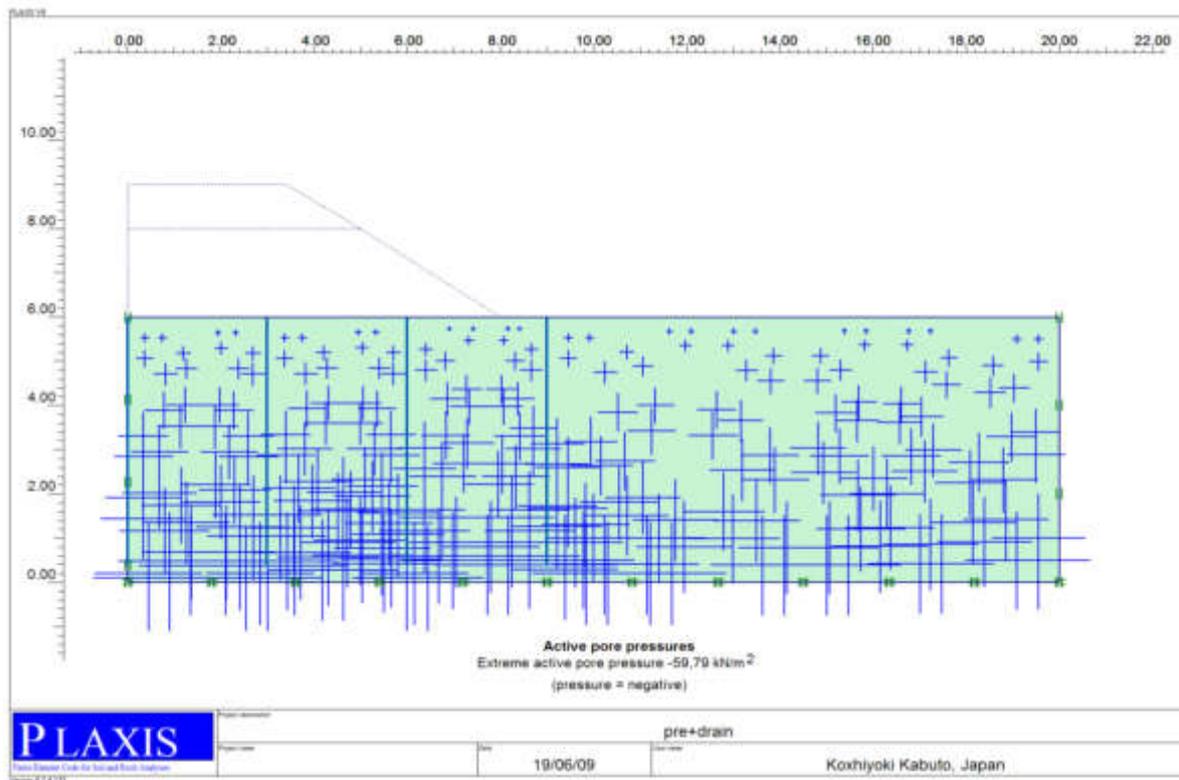


Figure.6.10. Pression interstitielle **-phase initiale-**.

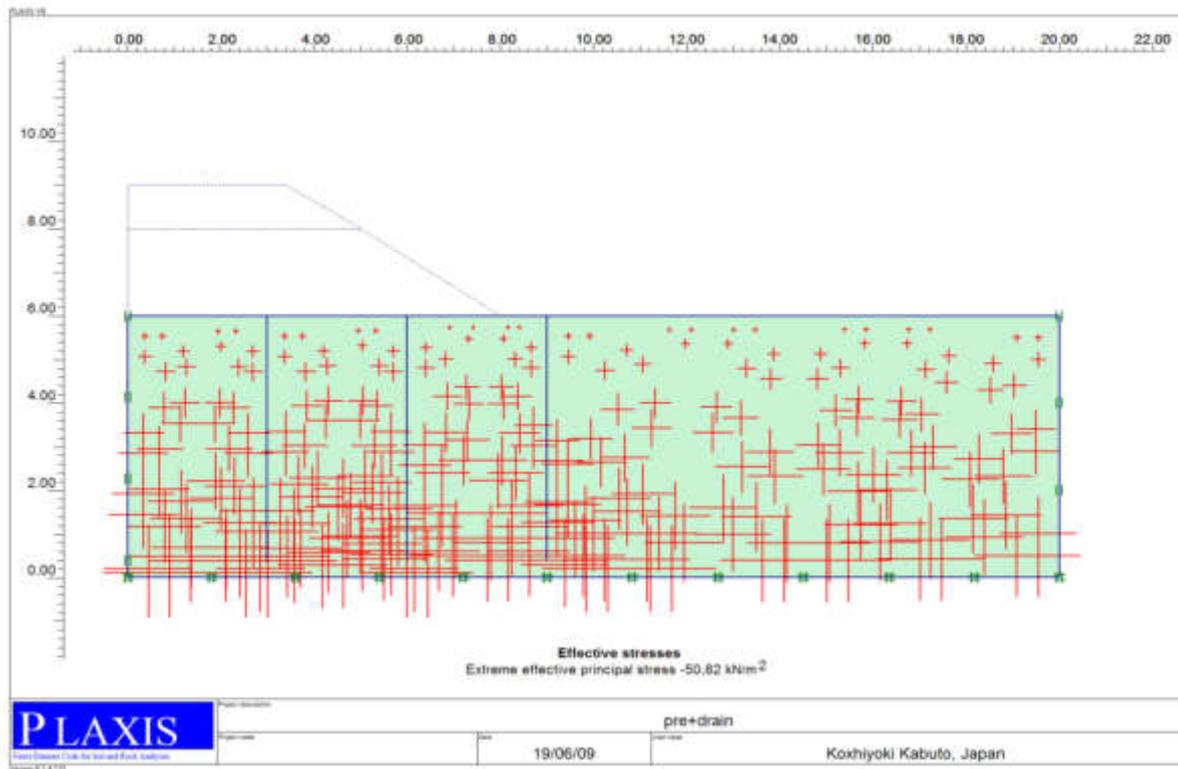


Figure.6.11. Contrainte effective **-phase initiale-**.

Résultats obtenus voir annexe

## 2. Résultats

Tassement au point B base du remblai sur l'axe

Tableau.6.5. Tassement du remblai dans chaque phase.

Phase « temps »	Tassement
Phase 1 construction	0,307 m
Phase 2 consolidation 450 jours	0,599 m
Phase 3 consolidation 550 jours	0,654 m
Phase 4 consolidation 913 jours	0,678 m

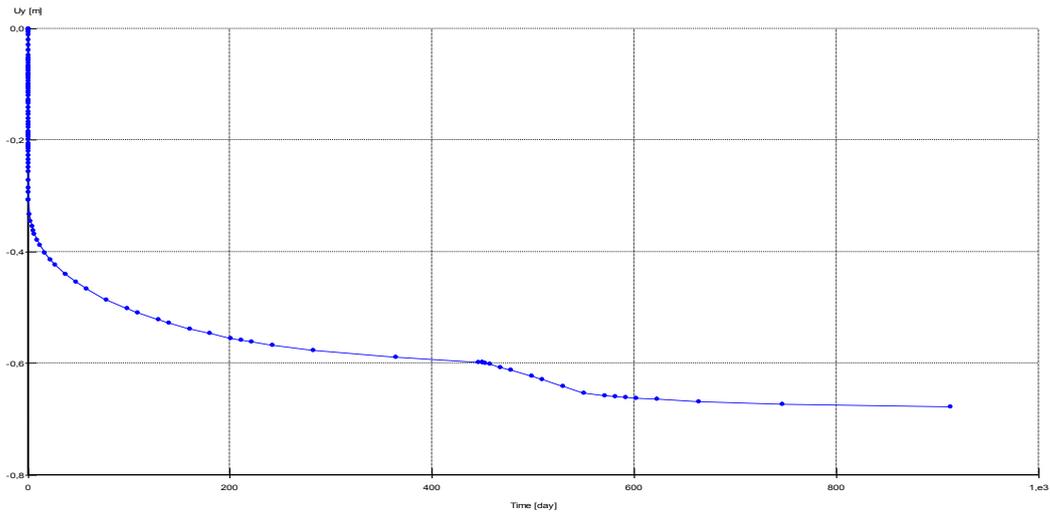


Figure.6.12. Tassement en fonction du temps.

Tableau.6.6. Evolution des excès pression interstitielle dans chaque phase.

Phases	Excès de pression interstitielle
Phase 1	-29,118 KN/m <sup>2</sup>
Phase 2	-3,126 KN/m <sup>2</sup>
Phase 3	-4,500 KN/m <sup>2</sup>
Phase 4	-0,8165 KN/m <sup>2</sup>

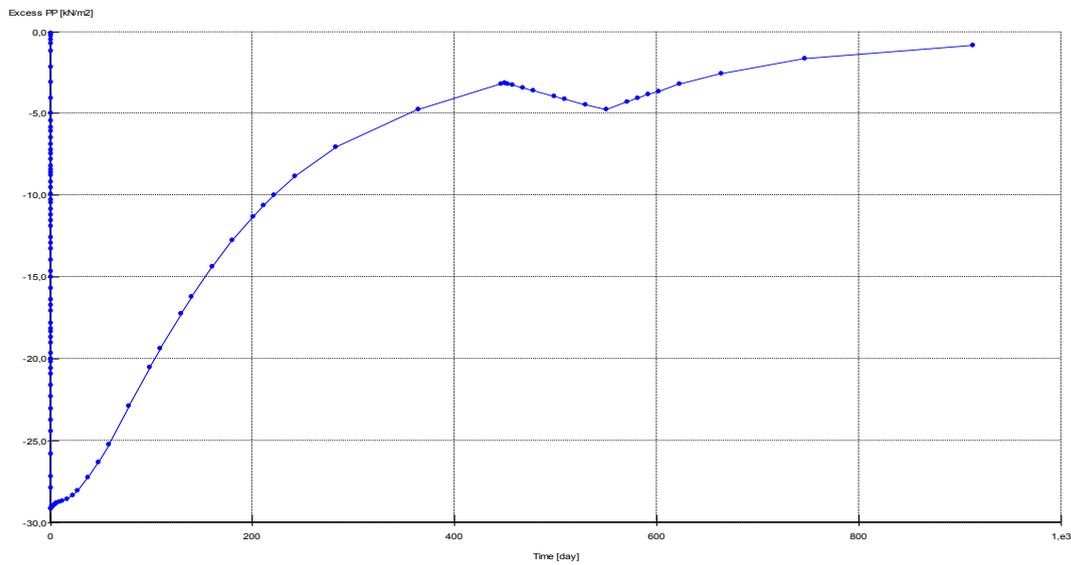


Figure.6.13. Excès de pression interstitielle en fonction du temps.

Tableau.6.7. La valeur coefficient de sécurité pour chaque phase.

Phases	Coefficient de sécurité
Phase 1	1,749
Phase 2	1,728
Phase 3	1,479
Phase 4	1,481

## V. Interprétation des résultats

Le calcul avec la méthode analytique a conforté nos résultats avec la méthode analytique en termes de prévision de tassement et l'évolution du degré de consolidation.

L'introduction des drains verticaux à réduit de 3 le temps nécessaire à une consolidation unidimensionnel a simple drainage.

PLAXIS donne avec précision l'état de contrainte et excès de pression interstitielle en tous points du massif.

Lors de l'analyse des pressions interstitielle avec l'activation des drains verticaux l'excès de pression interstitielle se trouve au centre de la couche d'argile pas dans l'extrémité inférieure de la couche.

# CHAPITRE VII

## Etude paramétrique

## I. Introduction

Dans cette étude, on va montrer l'effet de quelques paramètres sur le tassement du remblai et sa stabilité. Pour cela on utilisera le même remblai, avec les mêmes données de référence et on change chaque fois le paramètre géotechnique à comparer en suite en introduira la géogridde pour analyser son comportement « interface remblai-sol mou ».

Dans cette étude, la comparaison se fera sur ces résultats :

- Augmentation des Déplacements totaux ;
- Les coefficients de sécurité ;
- Déplacements horizontaux et verticaux de la nappe de géogridde ;
- Effort axial dans la nappe de géogridde.

Sachant que les paramètres du sous-sol restent inchangés pour la variation de  $\varphi$ , C et E

Model de référence du sol : C=30,  $\varphi = 2^\circ$ , E=311,50  $\nu=0,35$

Pour les simulations du comportement de la géogridde les paramètres du remblai restent inchangés.

## II. Effet des paramètres géotechniques du remblai

Les paramètres du sol sont : l'angle de frottement  $\varphi$ , le terme de cohésion C, l'angle de frottement  $\theta$  et le module de Young :

### 1. L'influence de l'angle de friction $\varphi$

Pour l'étude paramétrique on a fait des simulations numérique pour  $\varphi=31^\circ$ ,  $\varphi=33^\circ$  et  $\varphi=35^\circ$

Pour  $\varphi=31^\circ$

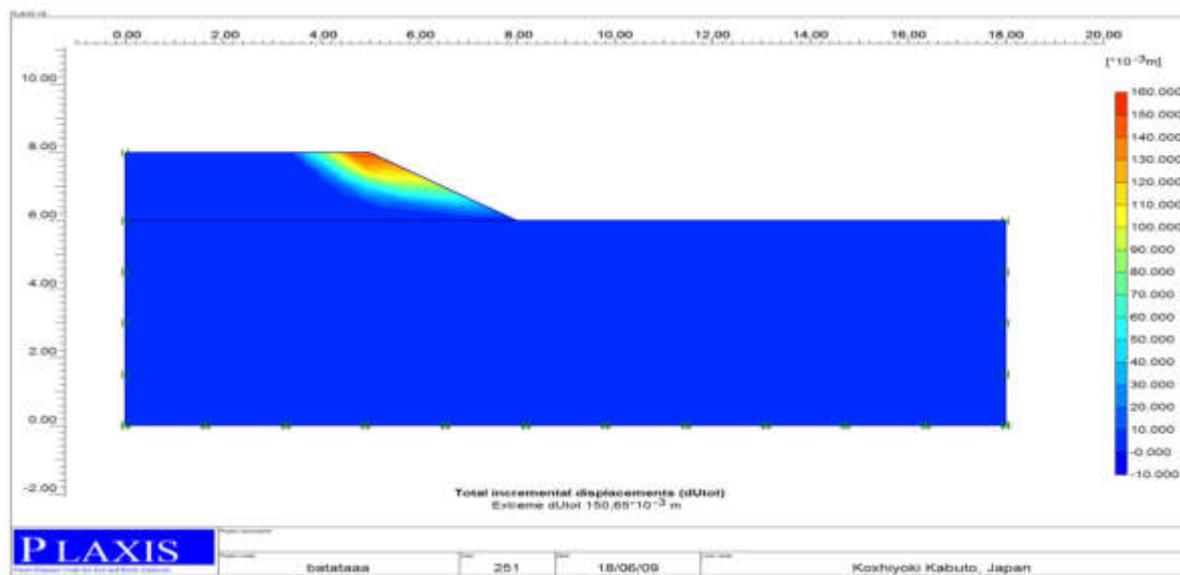


Figure.7.1 augmentation des déplacements totaux et le mécanisme de rupture du remblai

Pour  $\varphi=33^\circ$

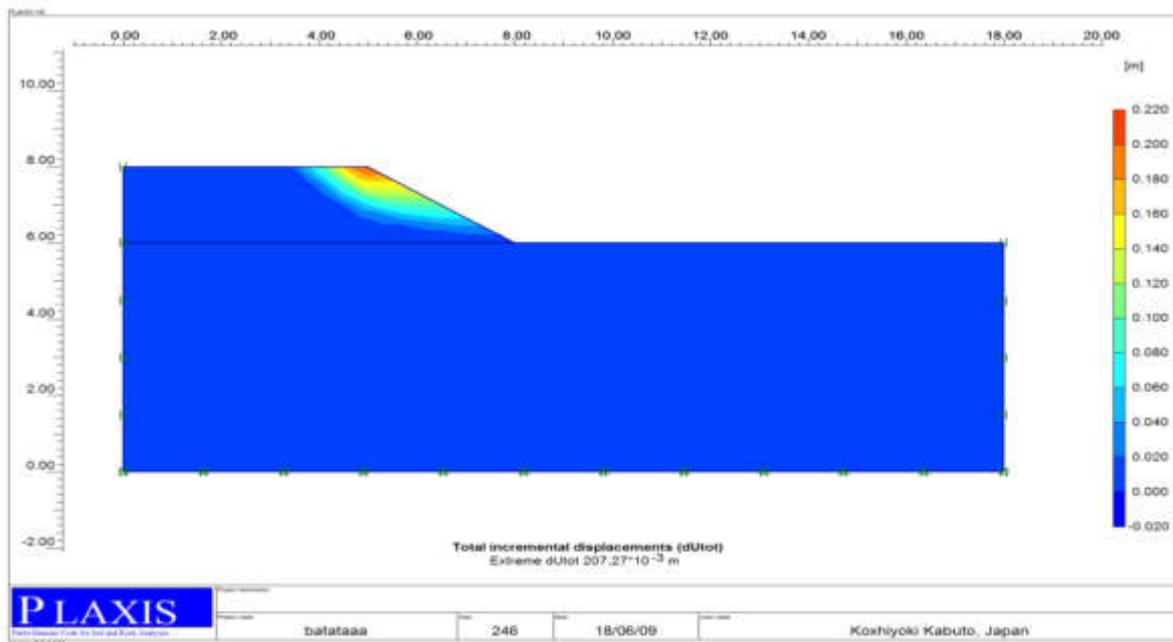


Figure.7.2 augmentation des déplacements totaux et le mécanisme de rupture du remblai

Pour  $\varphi=35^\circ$

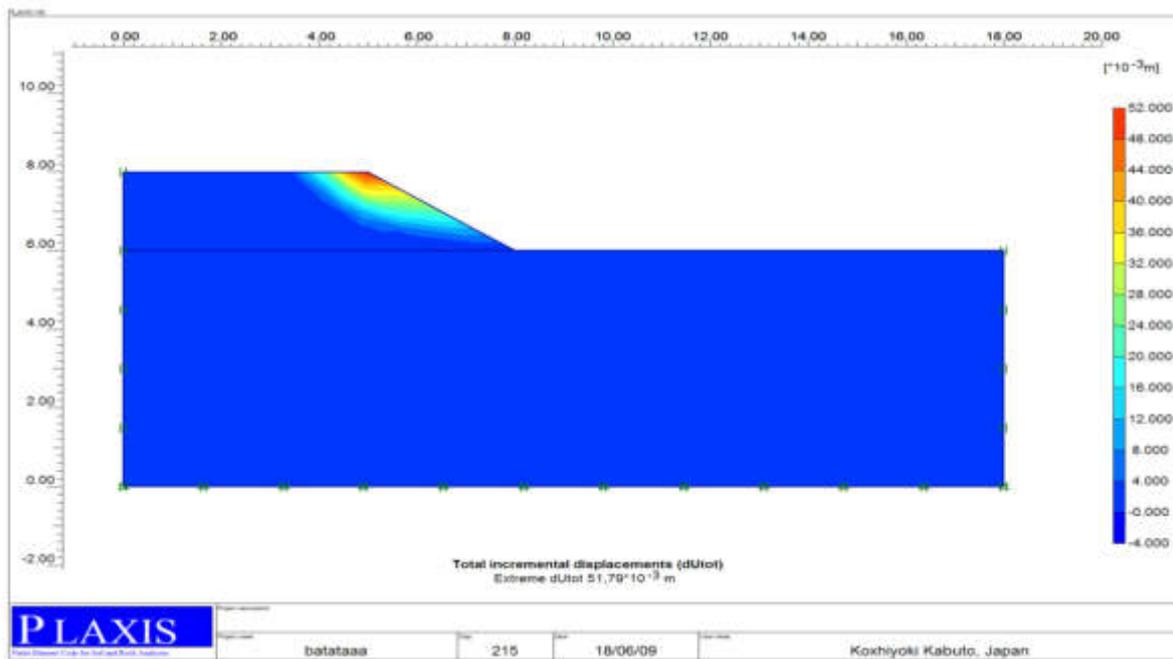


Figure.7.3 augmentation des déplacements totaux et le mécanisme de rupture du remblai

Tableau.7.1. Variation du coefficient de sécurité en fonction de l'angle de frottement.

Angle de frottement	Coefficient de sécurité	Coefficient de sécurité
	Court terme	Long terme
$\varphi=31$	1,307	1,312
$\varphi=33$	1,385	1,391
$\varphi=35$	1,470	1,471

## 2. Influence du terme de cohésion interne C

Pour C=1 kPa

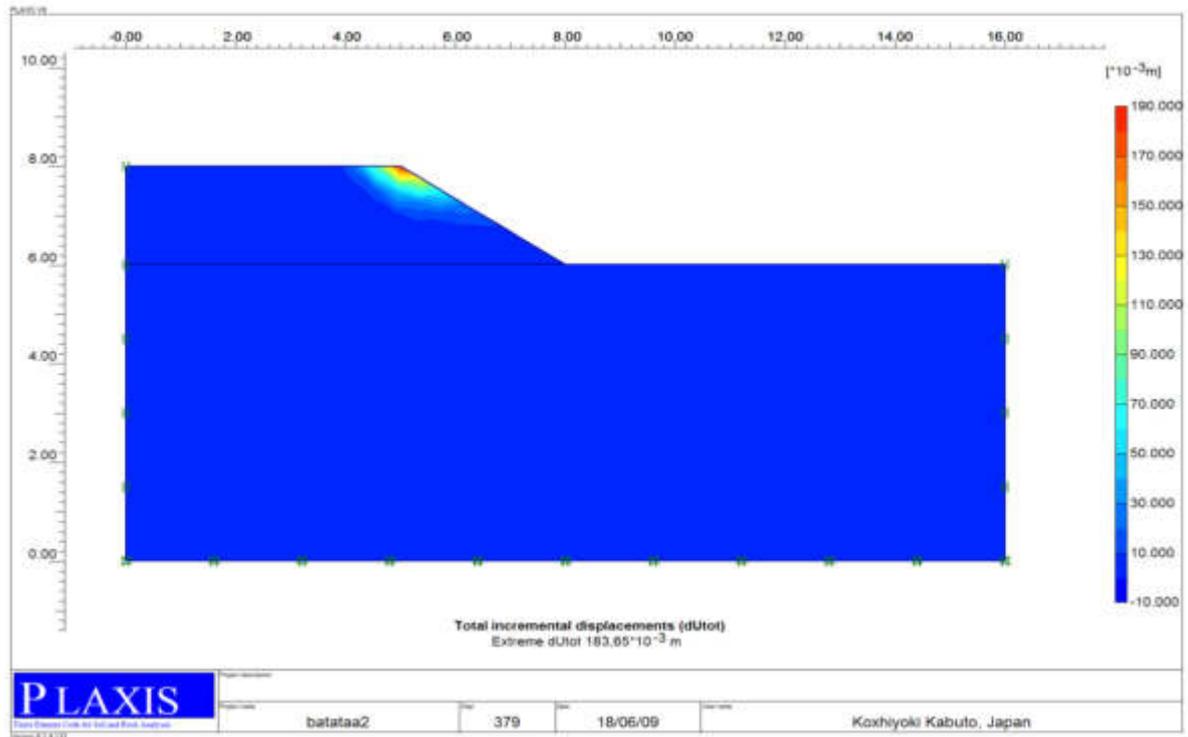


Figure.7.4 augmentation des déplacements totaux et le mécanisme de rupture du remblai

### Pour $C=3$ kPa

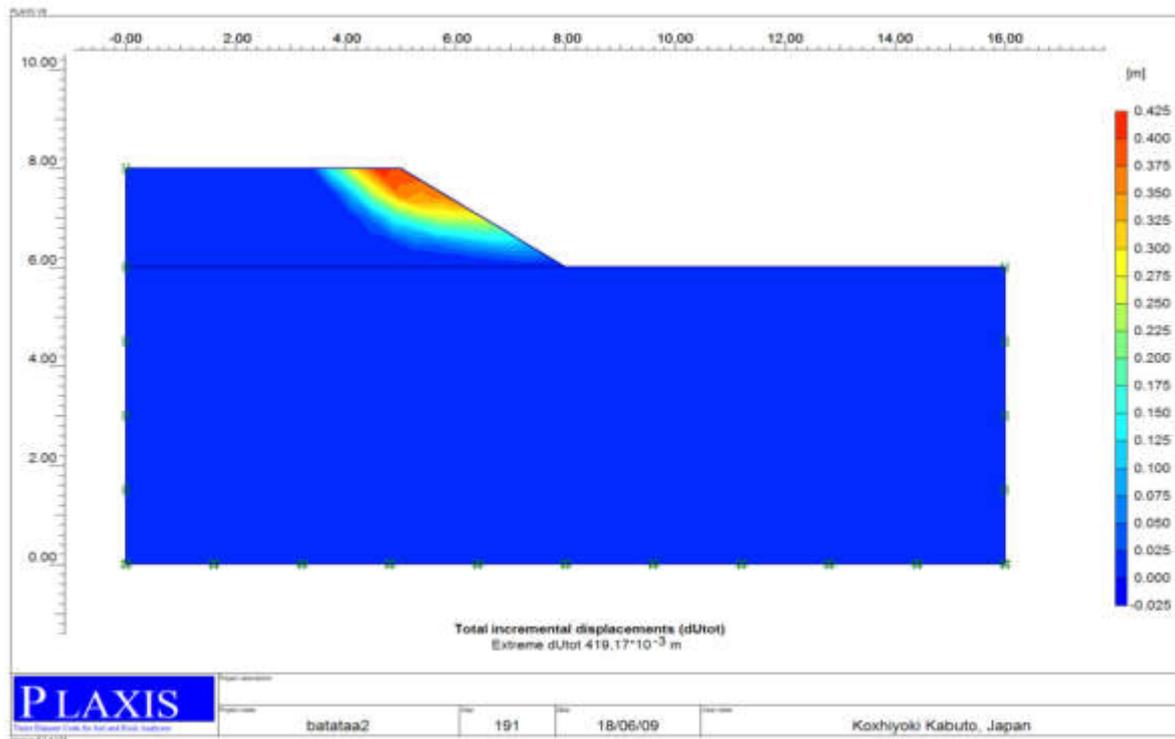


Figure.7.5 augmentation des déplacements totaux et le mécanisme de rupture du remblai

### Pour $C=5$ kPa

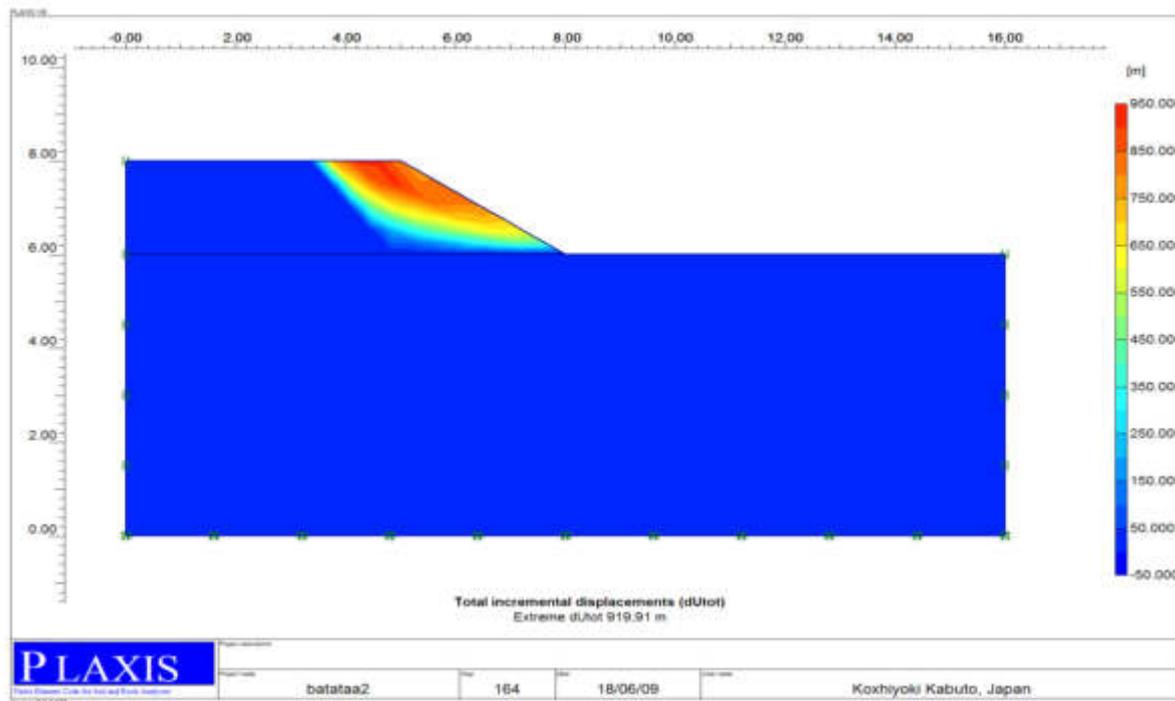


Figure.7.6 augmentation des déplacements totaux et le mécanisme de rupture du remblai

Tableau.7.2. Variation du coefficient de sécurité en fonction de la cohésion.

Cohésion	Coefficient de sécurité	
	Court terme	Long terme
C=1	1,262	1,280
C=3	1,651	1,635
C=5	1,945	1,935

### 3. L'influence du module de Young

Pour l'étude paramétrique on a fait le calcul pour  $E=15 \cdot 10^3$ ,  $E=20 \cdot 10^3$ ,  $E=25 \cdot 10^3$ ,  $E=15 \cdot 10^3$

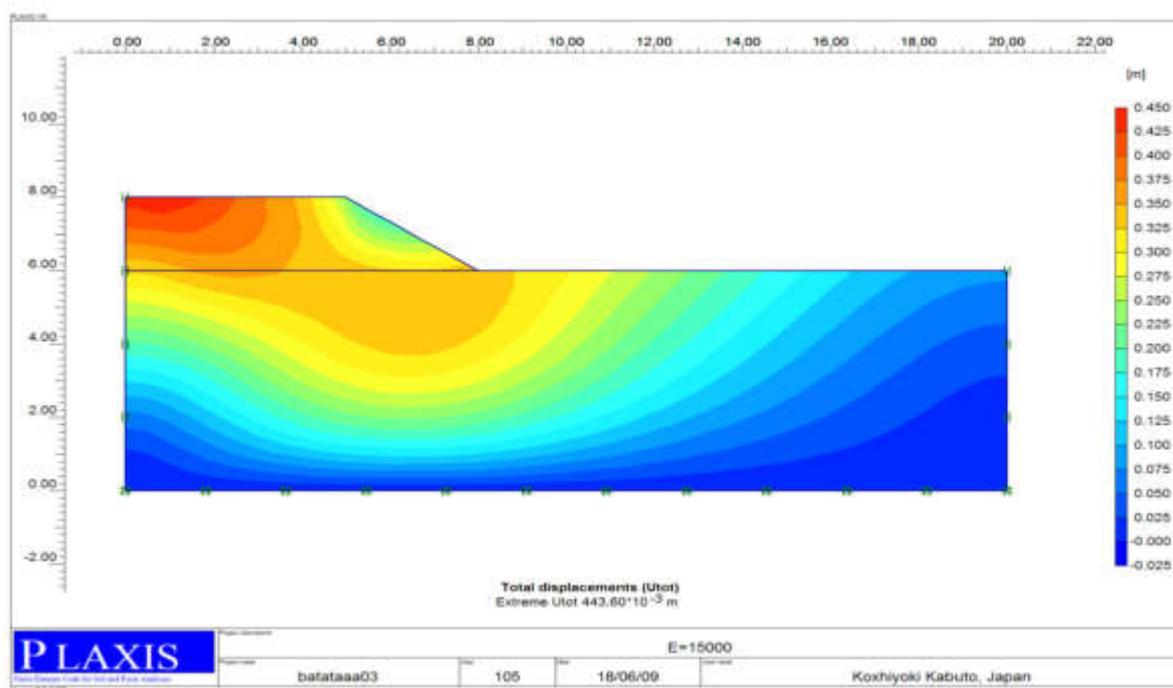


Figure.7.7. les déplacements totaux

Pour les module de Young 20000KN/m et 25000KN/m plaxis donne un message1 qu'il y'a effondrement au niveau du massif de sol argileux dans la phase de construction.

Messages 1: Prescribed ultimate state not reached, Soil body collapses, Inspect output and load-displacement curve.

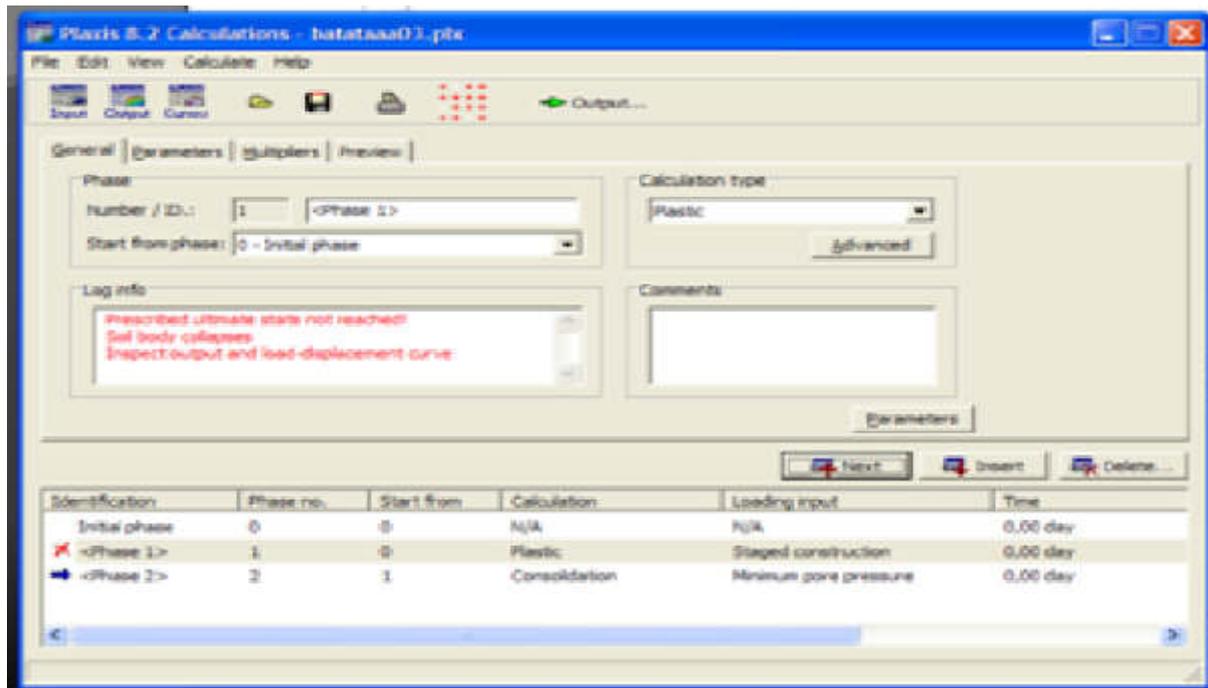


Figure.7.8 Message affiché lors de la phase de calcul

### III. Géogrille

On prit comme model un remblai de 2 m de hauteur reposant sur une couche d'argile molle de 6 m de profondeur figure ci dessous

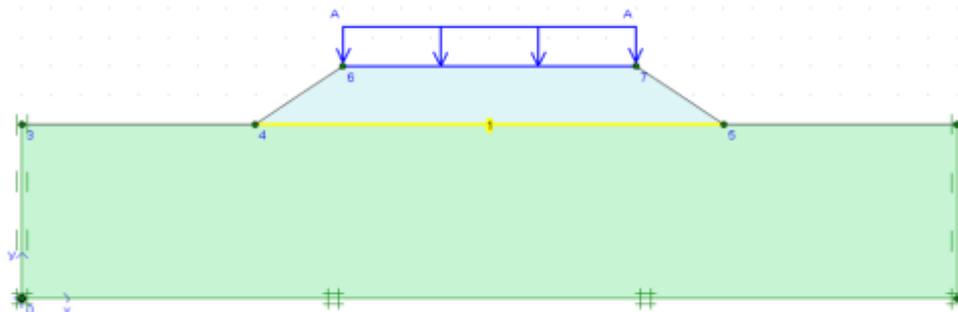


Figure 7.9 modèle numérique du projet avec la géogrille

Le but de ces simulations est de déterminer le comportement d'un remblai renforcé ou non renforcé par une nappe de géogrille bâtit sur sol compressible.

- Pour la première simulation on a pris comme données :

Remblai :  $E = 15000 \text{ kN/m}^2$ ,  $\nu = 0,25$   $\phi = 2^\circ$   $c = 35 \text{ kPa}$  + une surcharge de type routière de  $20 \text{ KN/m}^2$

Pour le sol on a réduit la capacité portante :  $C_u=14,5$   $\phi=2^\circ$

Tableau.7.3. résultats obtenus lors de la simulation du comportement de la géogridde.

comportement	Avant consolidation		Après consolidation	
	Sans géogridde	Avec géogridde	Sans géogridde	Avec géogridde
U (m)	0,760	0,630	1,62	1,36
$U_x$ (m)	0,501	0,453	0,672	0,581
$U_y$ (m)	0,760	0,630	1,62	1,36
U géogridde (m)	-	0,578	-	1,29
$U_x$ géogridde (m)	-	0,294	-	0,340
$U_y$ géogridde (m)	-	0,578	-	1,28
Force axiale de la géogridde (kN/m <sup>2</sup> )	-	29,65	-	40,49

- Pour la deuxième simulation on a pris comme donnés

Remblai :  $E = 15000$  kN/m,  $\phi=2^\circ$   $c=35$  kPa

Pour le sol on augmente la capacité portante :  $C_u=30$   $\phi=2^\circ$

Tableau.7.4. résultats obtenus lors de la simulation du comportement de la géogridde.

comportement	Avant consolidation		Après consolidation	
	Sans géogridde	Avec géogridde	Sans géogridde	Avec géogridde
U (m)	0,421	0,382	0,727	0,708
$U_x$ (m)	0,321	0,296	0,297	0,252
$U_y$ (m)	0,421	0,382	0,727	0,708
U géogridde (m)	-	0,312	-	0,634
$U_x$ géogridde (m)	-	0,237	-	0,232
$U_y$ géogridde (m)	-	0,306	-	0,432
Force axiale de la géogridde (kN/m <sup>2</sup> )	-	22,04	-	21,94

#### IV. Interprétation des résultats

Les résultats affectés par la modification de ces paramètres sont les déplacements horizontaux et verticaux du remblai, le coefficient de sécurité au glissement et l'effort normal dans les nappes de géogridde.

Une augmentation sensible de  $\varphi$  ou  $C$  donne une diminution des déplacements horizontaux et l'augmentation du coefficient de sécurité..

Une géogridde posé directement sur un sol mou sans ancrage n'augmente pas la portance du sol d'une façon significative, l'augmentation de la portance est de l'ordre de 8 à 12% max.

## Conclusion générale

---

Les travaux présentés dans ce mémoire ont été initiés dans le but d'améliorer nos connaissances dans un des domaines du génie civil à savoir la géotechnique.

Arrivés au terme de ce projet, nous nous proposons de faire un bilan rapide des principaux résultats obtenus.

Les sols compressibles se caractérisent par une forte compressibilité et une très faible portance ce qui nécessite le renforcement de ces sols afin d'améliorer leurs caractéristiques mécaniques.

Le renforcement des sols compressibles par la technique de préchargement et une éventuelle association avec les drains verticaux constitue une méthode efficace de renforcement

- Lors de la mise en place de la surcharge temporaire on a une augmentation du tassement de l'ordre de 28 à 43 %.
- L'association des drains verticaux à réduit le temps de consolidation de presque 6 fois
- Le modèle Mohr-Coulomb ne donne pas une approche idéale du comportement des sols argileux mais une approche raisonnable.

On a fait varier plusieurs paramètre et étudier leur influence ;

- L'influence des paramètres géotechniques du remblai
  - Une augmentation d'angle de frottement  $\varphi$  donne une augmentation du coefficient de sécurité de l'ordre 6 à 8%
  - Une augmentation de la cohésion  $C$  donne une augmentation du coefficient de sécurité de 16 à 40%
  - Une augmentation du module de Young à donné un effondrement lors de la phase de construction
    - Influence de la géogridde
  - La géogridde posé directement sur le sol compressible sans être ancrée n'a pas de grand effet sur la portance on' a une augmentation de l'ordre de 10 à 13%.

# ANNEXES

# ANNEXE -A-

## Annexe-A-

On a la surcharge totale :  $\Delta\sigma = 21 \times 3 = 63 \text{ kN/m}^2$ .

### Sondage N°1 :

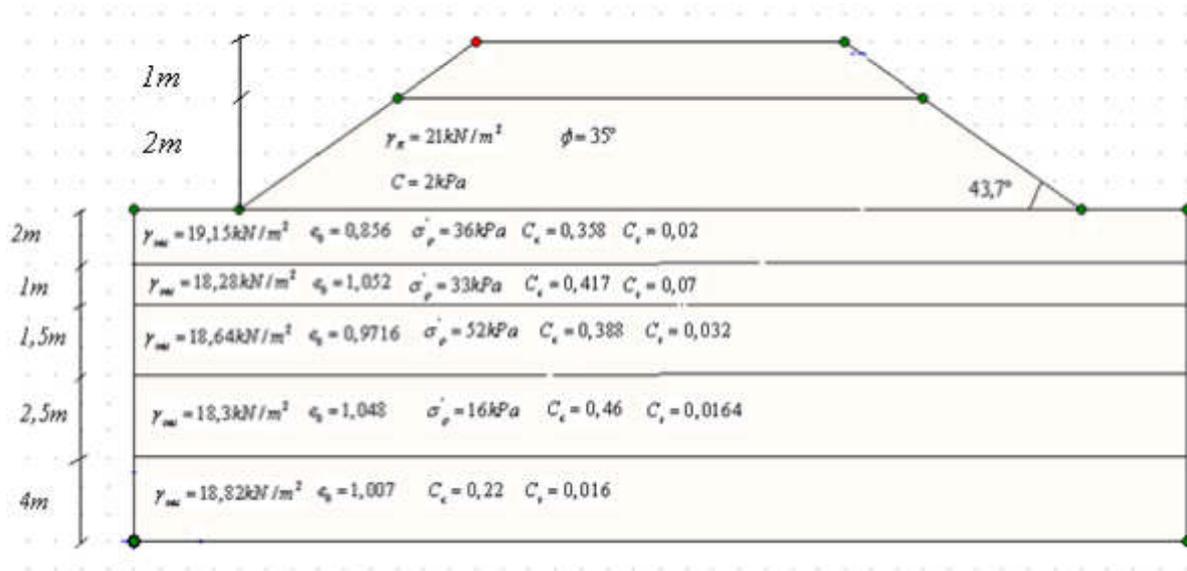


Figure.7.1. Coupe du sondage N°1.

#### 1. Coefficient d'influence I :

Profondeur z(m)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma$ (kPa)
1	3	5	1	63
2,5	1,2	2	0,95	59,85
3,75	0,8	1,33	0,87	54,81
5,75	0,52	0,87	0,76	47,88
9	0,33	0,55	0,56	35,28

#### 2. Calcul des tassements :

- $\sigma'_{v0} = 9,15 \times 1 = 9,15 \text{ kPa} < \sigma'_p \Rightarrow$  le sol est sur consolidé.

- $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma = 72,15 \text{ kPa} > \sigma'_p \Rightarrow \Delta H_1 = C_s \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + C_c \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma'_p}$

D'où :  $\Delta H_1 = 12,9 \text{ cm}$ .

- $\sigma'_{v0} = 9,15 \times 2 + 8,28 \times 0,5 = 22,44 \text{ kPa} < \sigma'_p \Rightarrow$  le sol est sur consolidé.

- $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma = 82,29 \text{ kPa} > \sigma'_p \Rightarrow \Delta H_2 = C_s \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + C_c \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma'_p}$

D'où :  $\Delta H_2 = 8,6 \text{ cm}$ .

- $\sigma'_{v0} = 33,06 \text{ kPa} < \sigma'_p \Rightarrow$  le sol est sur consolidé.

## Annexe-A-

- $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma = 87,87 \text{ kPa} > \sigma'_p \Rightarrow \Delta H_3 = C_s \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + C_c \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma'_p}$

D'où :  $\Delta H_3 = 7,4 \text{ cm}$ .

- $\sigma'_{v0} = 49,9 \text{ kPa} > \sigma'_p \Rightarrow$  le sol est considéré comme normalement consolidé.

- $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma = 97,78 \text{ kPa} > \sigma'_p \Rightarrow \Delta H_4 = C_c \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma'_{v0}}$

D'où :  $\Delta H_4 = 16,4 \text{ cm}$ .

- $\sigma'_{v0} = 77,93 \text{ kPa} > \sigma'_p \Rightarrow$  le sol est considéré comme normalement consolidé.

- $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma = 113,21 \text{ kPa} > \sigma'_p \Rightarrow \Delta H_5 = C_c \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma'_{v0}}$

D'où :  $\Delta H_5 = 7 \text{ cm}$ .

Donc le tassement total correspond au sondage N°1 :  $\Delta H_{total} = \sum \Delta H_i = 52,3 \text{ cm}$ .

### Sondage N°3 :

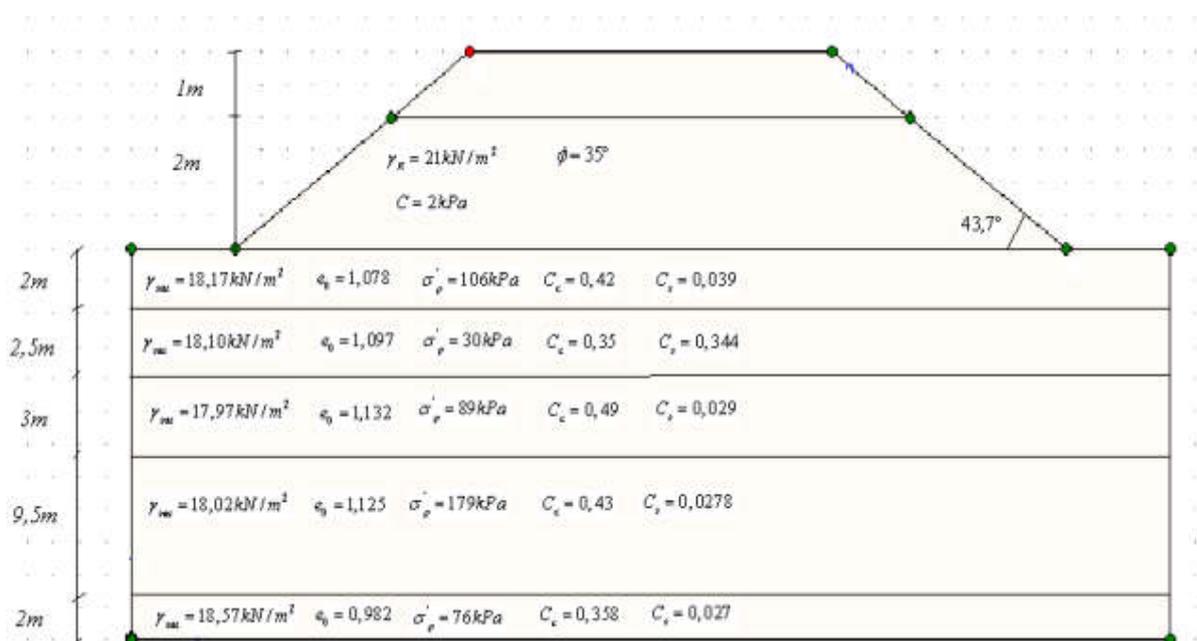


Figure.7.2. Coupe du sondage N°3.

## Annexe-A-

### 1. Coefficient d'influence I :

Profondeur z(m)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma$ (kPa)
1	3	5	1	63
3,75	0,8	1,33	0,92	57,96
7	0,43	0,71	0,8	50,4
13,25	0,27	0,37	0,5	31,5
19	0,16	0,26	0,36	22,68

### 2. Calcul des tassements :

- $\sigma'_{v0} = 8,17kPa < \sigma'_p \Rightarrow$  le sol est sur consolidé.
- $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma = 71,17kPa < \sigma'_p \Rightarrow \Delta H_1 = C_s \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma'_{v0}}$

D'où :  $\Delta H_1 = 3,5cm$ .

- $\sigma'_{v0} = 30kPa = \sigma'_p \Rightarrow$  le sol est normalement consolidé.
- $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma = 87,96kPa \Rightarrow \Delta H_2 = C_c \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma'_{v0}}$

D'où :  $\Delta H_2 = 27,3cm$ .

- $\sigma'_{v0} = 56,6kPa < \sigma'_p \Rightarrow$  le sol est sur consolidé.
- $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma = 107kPa > \sigma'_p \Rightarrow \Delta H_3 = C_s \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + C_c \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma'_p}$

D'où :  $\Delta H_3 = 6,3cm$ .

- $\sigma'_{v0} = 149,35kPa < \sigma'_p \Rightarrow$  le sol est sur consolidé.
- $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma = 180,85kPa > \sigma'_p \Rightarrow \Delta H_4 = C_s \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + C_c \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma'_p}$

D'où :  $\Delta H_4 = 1,8cm$ .

- $\sigma'_{v0} = 196kPa > \sigma'_p \Rightarrow$  le sol est considéré comme normalement consolidé.
- $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma = 218,68kPa > \sigma'_p \Rightarrow \Delta H_5 = C_c \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma'_{v0}}$

D'où :  $\Delta H_5 = 1,7cm$ .

Donc le tassement total correspond au sondage N°3 :  $\Delta H_{total} = \sum \Delta H_i = 40,6cm$ .

Sondage N°10 :

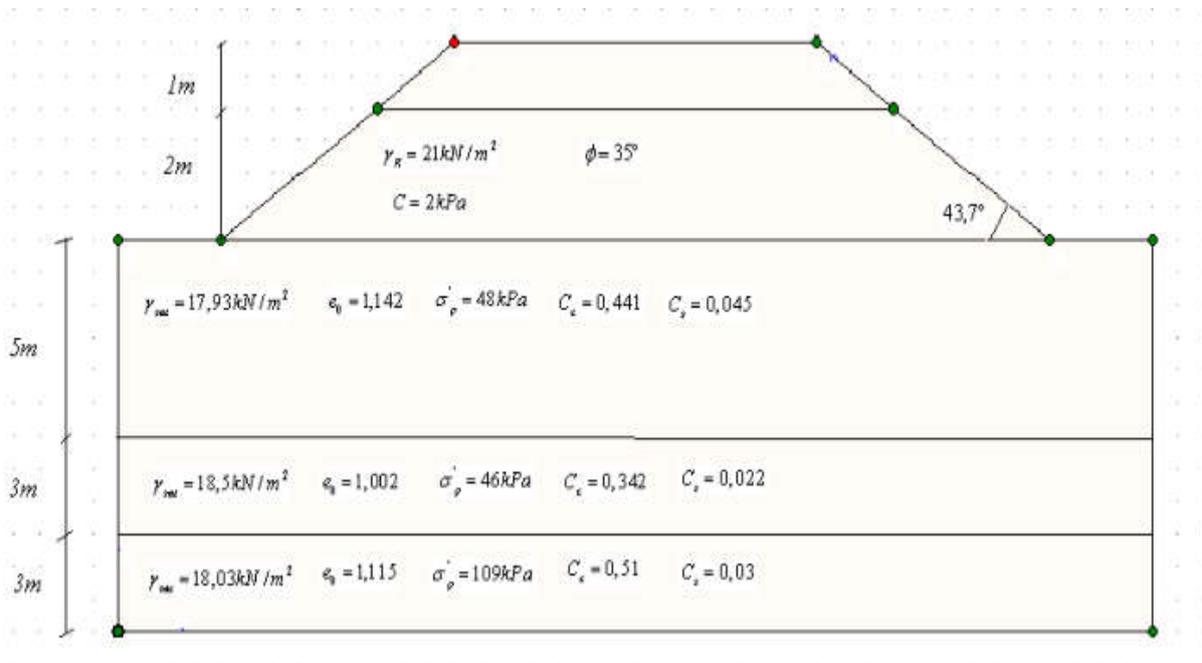


Figure.7.3. Coupe du sondage N°10.

1. Coefficient d'influence I :

Profondeur z(m)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma$ (kPa)
2,5	1,2	2	0,95	59,85
6,5	0,46	0,77	0,8	50,4
9,5	0,31	0,52	0,66	41,58

2. Calcul des tassements :

- $\sigma'_{v0} = 19,8 \text{ kPa} < \sigma'_p \Rightarrow$  le sol est sur consolidé.
- $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma = 79,65 \text{ kPa} > \sigma'_p \Rightarrow \Delta H_1 = C_s \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + C_c \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma'_p}$

D'où :  $\Delta H_1 = 26,7 \text{ cm}$ .

- $\sigma'_{v0} = 52,35 \text{ kPa} > \sigma'_p \Rightarrow$  le sol est considéré comme normalement consolidé.
- $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma = 102,75 \text{ kPa} > \sigma'_p \Rightarrow \Delta H_2 = C_c \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma'_{v0}}$

D'où :  $\Delta H_2 = 15 \text{ cm}$ .

- $\sigma'_{v0} = 77,19 \text{ kPa} < \sigma'_p \Rightarrow$  le sol est sur consolidé.
- $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma = 118,77 \text{ kPa} > \sigma'_p \Rightarrow \Delta H_3 = C_s \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + C_c \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma'_p}$

## Annexe-A-

D'où :  $\Delta H_3 = 3,3\text{cm}$ .

Donc le tassement total correspond au sondage N°10 :  $\Delta H_{total} = \sum \Delta H_i = 45\text{cm}$ .

Dans le cas le plus défavorable (pessimiste) on aura les caractéristiques suivantes :

Le calcul se fait dans le cas de figure le plus défavorable :

Remblai :

Hauteur : 2m ;

Surcharge de 1m ;

Pente du talus : 2/3 ;

Largeur en tête de remblai : 10m ;

$\gamma_R = 21\text{ kN/m}^2$  ;

$\phi_R = 35^\circ$ .

On aura le contexte suivant :

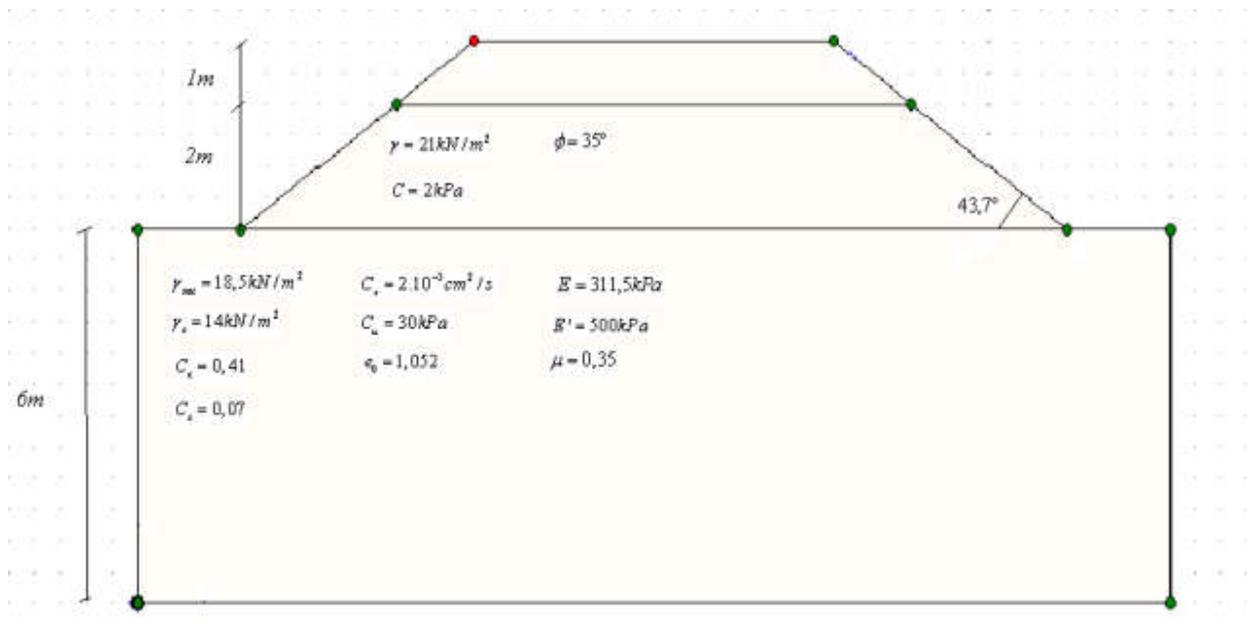


Figure.7.4. Caractéristiques de la couche critique.

### 1. Calcul des contraintes :

Surcharges due au remblai :  $\Delta\sigma_R = \gamma_R \cdot H_R = 21 \cdot 2 = 42\text{ kPa}$ .

Chargement temporaire : 21 kPa.

Le coefficient d'influence à mi-couche  $I = 0,96$  d'après l'abaque d'OSTERGERG.

## Annexe-A-

$$\sigma'_{v0} = 8,5 \times 3 = 25,5 \text{ kPa}.$$

### 2. Calcul du tassement :

a) Sans surcharge temporaire :

$$\Delta\sigma = 42 \times 0,96 = 40,32 \text{ kPa}.$$

$$\Delta H = C_c \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma'_{v0}} = 0,41 \frac{6}{2,052} \log \frac{(25,5 + 40,32)}{25,5}$$

$$\Delta H = 0,4937 \text{ m} \Rightarrow \Delta H = 49,37 \text{ cm}$$

b) Avec surcharge temporaire (1mètre de remblai) :

$$\Delta\sigma = 63 \times 0,96 = 60,48 \text{ kPa}.$$

$$\Delta H = 0,41 \frac{6}{1+1,052} \log \frac{25,5 + 60,48}{25,5}$$

$$\Delta H = 0,6328 \text{ m} \Rightarrow \Delta H = 63,28 \text{ cm}$$

### Evolution du tassement dans temps :

Temps (mois)	1 mois	3 mois	5 mois	9 mois	15 mois	18 mois	25 mois	30 mois	40 mois	50 mois
$T_v$	0,0144	0,0432	0,072	0,1294	0,216	0,259	0,360	0,432	0,576	0,72
U(%)	13,54%	23,46%	30,28%	40,00%	52,45%	57,46%	66,35%	71,96%	80,71%	86,79%
$\Delta H(t)$ (cm)	<b>10,11</b>	<b>16,44</b>	<b>20,38</b>	<b>25,54</b>	<b>31,47</b>	<b>33,68</b>	<b>37,38</b>	<b>39,59</b>	<b>42,86</b>	<b>45,02</b>
$\Delta H(t)$ *(cm)	<b>14,51</b>	<b>23,05</b>	<b>28,20</b>	<b>34,76</b>	<b>42,12</b>	<b>44,81</b>	<b>49,26</b>	<b>51,89</b>	<b>55,74</b>	<b>58,26</b>

60 mois	70 mois	80 mois	90 mois	100 mois
0,8464	1,008	1,152	1,296	1,44
90,87	93,58	95,38	96,61	97,45
<b>46,42</b>	<b>47,33</b>	<b>47,92</b>	<b>48,32</b>	<b>48,60</b>
<b>59,88</b>	<b>60,93</b>	<b>61,62</b>	<b>62,08</b>	<b>62,39</b>

Tableau.7.1. Evolution du tassement sans et avec surcharge temporaire.

$\Delta H(t)$  : Tassement à l'instant  $t$  sans surcharge temporaire ;

$\Delta H(t)$  \* : Tassement à l'instant  $t$  avec surcharge temporaire.

Donc d'après les résultats tu Tableau.7.1 on laisse la surcharge temporaire pendant une période de 25 mois pour atteindre un tassement de l'ordre de 49,26 cm qui est équivalent à une consolidation de 98% sans surcharge.

### Vérification de la stabilité :

## Annexe-A-

### 1. Rupture générale par poinçonnement

Rupture du sol de fondation telle que le remblai s'affaisse sans subir de cisaillement, alors que deux bourrelets apparaissent sur le terrain naturel de part et d'autre des talus.

Le schéma de rupture du sol de fondation est le même que celui qui existe sous une *fondation superficielle*.

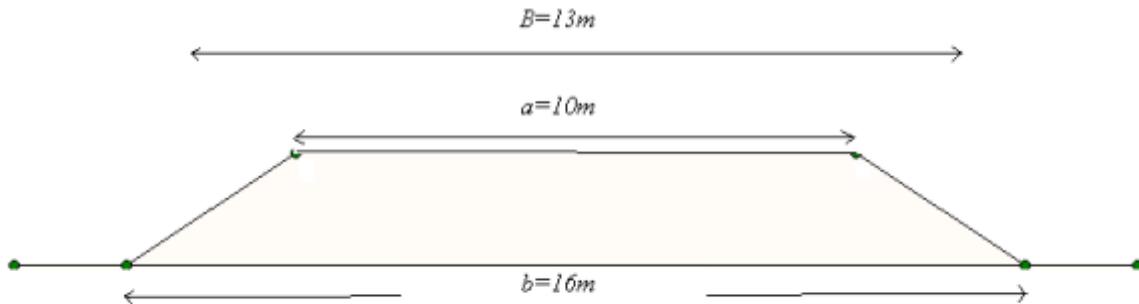
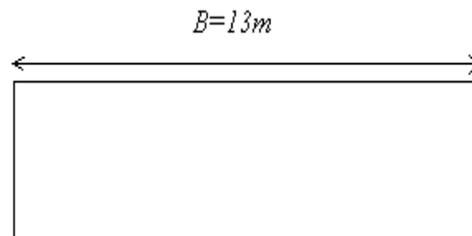


Figure.7.5. Dimensions du remblai.

Donc la fondation superficielle équivalente :



$B=(a+b)/2$  : largeur moyenne du remblai

Contrainte apportée par le remblai :  $q=\gamma_R \cdot H$

Pour les sols compressibles, la stabilité est la plus critique au moment du chargement c'est-à-dire à court terme.

Les calculs se font en contraintes totales avec les caractéristiques de cisaillement non drainées ( $C_u, \phi_u$ ).

Au poinçonnement, la contrainte admissible est donnée par :

$$q_{\max} = C_u N_c$$

$N_c$  : Facteur de portance.

Avec un coefficient de sécurité  $F=1,5$ , la hauteur admissible en première étape est donnée

$$\text{par : } H = \frac{N_c}{\gamma F} C_u$$

Pour calculer  $N_c$ , il faut procéder par itérations à partir de l'abaque de MANDEL et SALENÇON.

Supposons que  $N_c = \pi + 2$  (valeur minimale).

D'où :  $H=4,16\text{m}$

- Avec  $H=4,16\text{m}$   $B=10+3/2.4,16=16,24\text{m} \Rightarrow B/h=2,7 \Rightarrow N_c=5,7$
- Avec  $N_c=5,7$   $H=4,6\text{m}$
- Avec  $H=4,6\text{m} \Rightarrow B=16,9\text{m} \Rightarrow B/h=2,8 \Rightarrow N_c=5,7$ .

On peut donc retenir  $N_c=5,7$  pour une hauteur admissible en première étape de 4,6m, et comme dans notre cas la hauteur totale du remblai est de 3m donc y aura pas de rupture par poinçonnement.

### 2. Rupture circulaire

Le calcul en rupture circulaire est fait au moyen des abaques suivants :

$$\text{Pour } H=4,6\text{m} \Rightarrow N = \frac{C_u}{\gamma H} = \frac{25,5}{21.4,6} = 0,26$$

$$D/H=6/4,6=1,3 ;$$

Pour  $\phi=35^\circ$ ,  $c=0$  et  $D/H=1,3$  les abaques donnent :

$$N=0,2 \quad F=1,09$$

$$N=0,3 \quad F=1,61$$

Donc pour  $N=0,26$

$$F = 1,09 + (1,61 - 1,09) \frac{0,28 - 0,2}{0,3 - 0,2} = 1,506$$

$F=1,5$ , il est donc possible de mettre en place 4,6m de remblai (dans notre cas c'est largement suffisant).

### Calcul avec la mise en place des drains verticaux

Calcul degré de consolidation pour un réseau de drains verticaux

Maillage carré, espacement 3m

$$R=0,525 \times 3 = 1,575 \text{ m ce qui fait que } De=3,15$$

$$n = \frac{De}{d} = 3,15/0,075 = 42$$

Détermination de  $T_r$  pour 15 mois

$$T_r = \frac{Cv.t}{De^2} = 0,5184.15/(3,15)^2 = 0,7836$$

$$T' = 4n^2 \cdot T_r = 5529,60$$

D'après l'abaque 2 annexe B

## Annexe-A-

---

On a  $U_r=90\%$

D'après la formule de CARILLO  $U=1-(1-U_r)(1-U_v)$

$U=1-(1-0,9)(1-0,52)$

$U= 95\%$

Temps	$U_v\%$	$U_r\%$	U%
3mois	23,46%	30%	46,42%
5mois	30,28%	52%	66,53%
9mois	40,00%	74%	84,41%
15mois	52,45%	90%	95,20%
18mois	57,46%	94%	97,44%

# ANNEXE -B-

# ANNEXE-B-

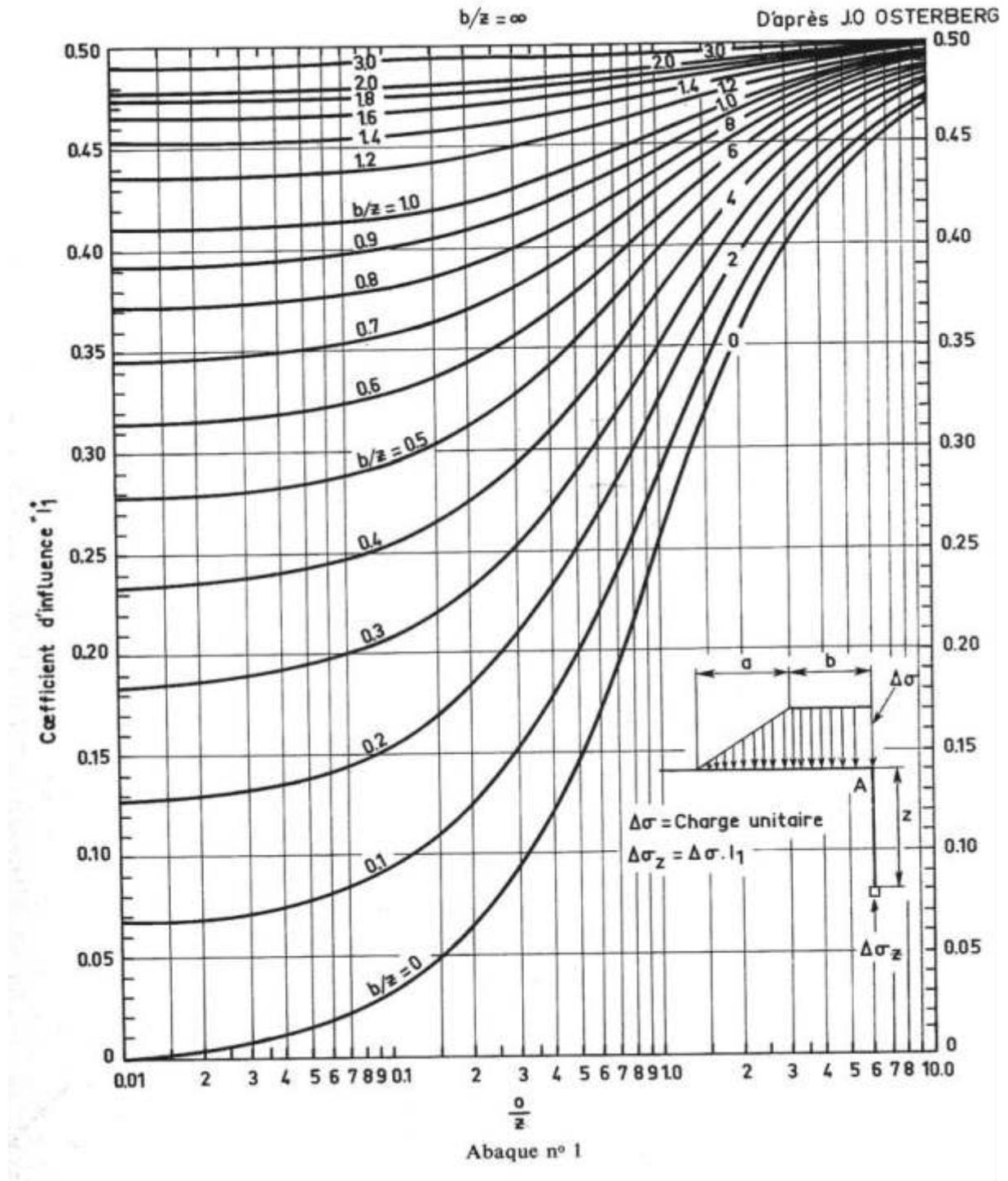


Figure.1. Abaque d'OSTERBERG.

## ANNEXE-B-

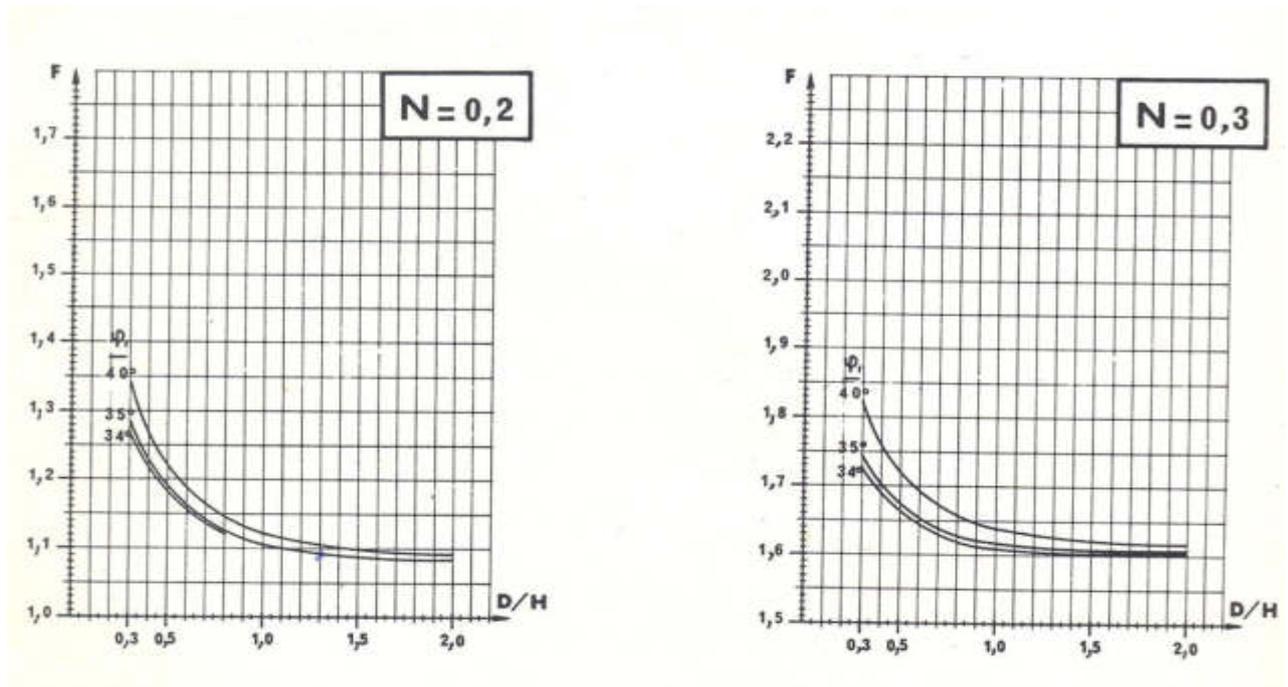


Figure.2. Abaque de stabilité.

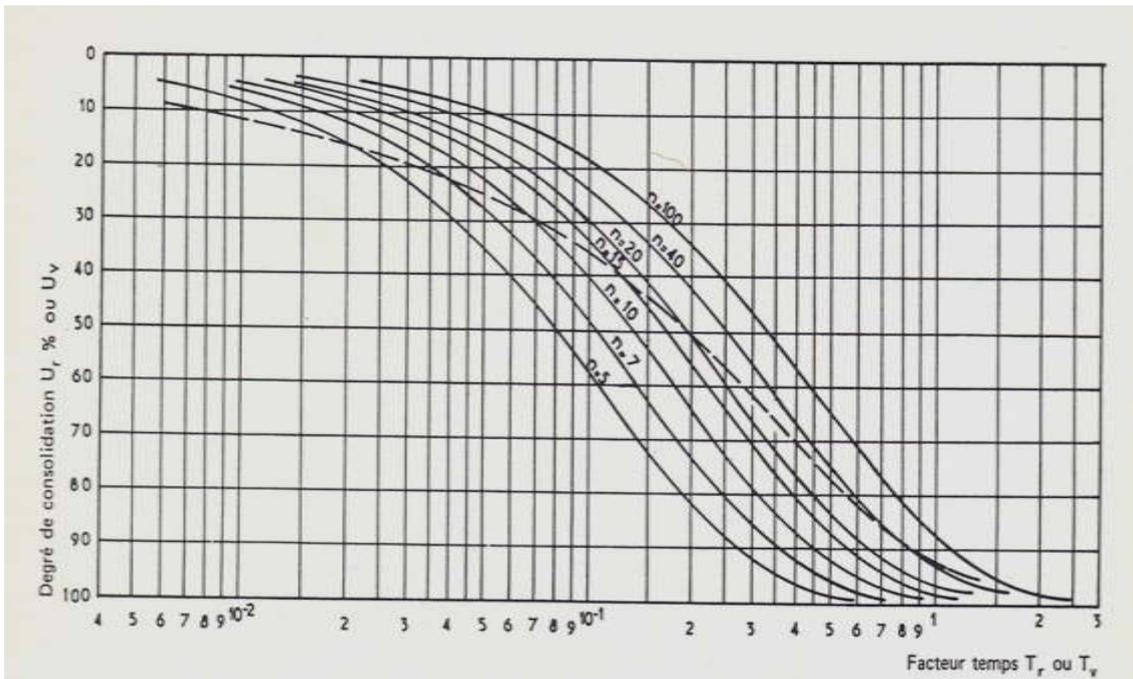


Figure.3. degré de consolidation  $U_r$  ou  $U_v$  en fonction de  $T_r$  ou  $T_v$ .

## ANNEXE-B-

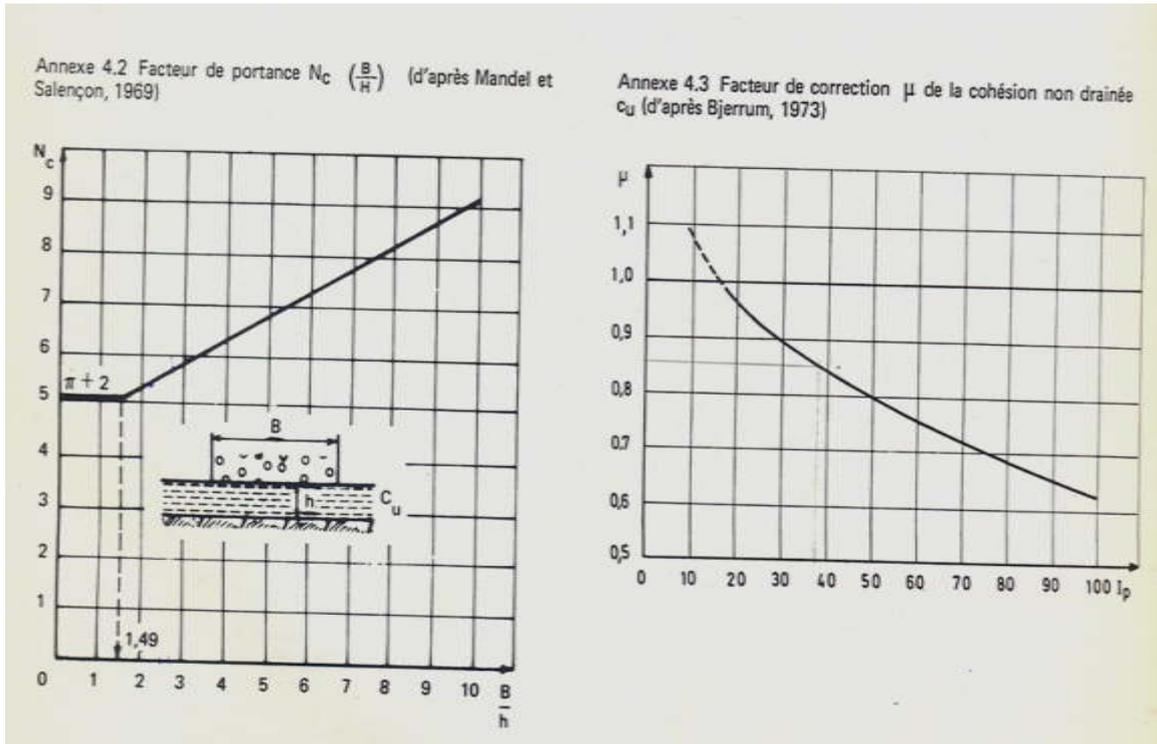


Figure.4. Facteur de portance et Facteur de correction.

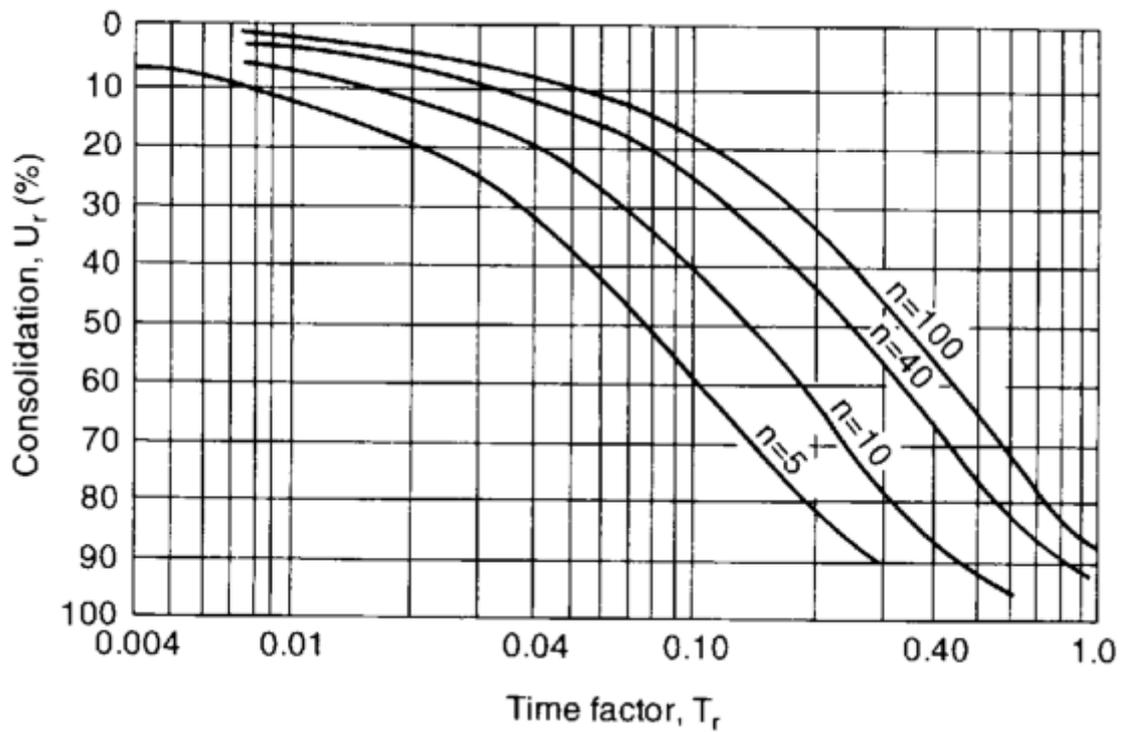


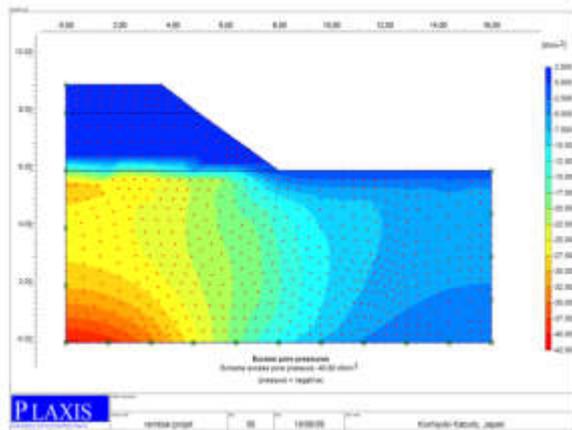
Figure.5. Abaque de  $U_r$  en fonction de  $T_r$ .

# ANNEXE -C-

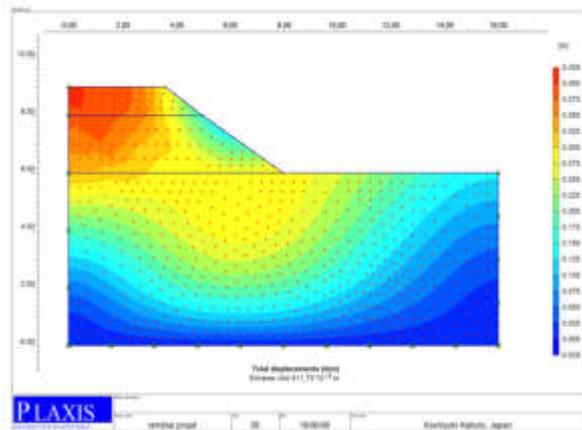
# ANNEXE C

Préchargement seulement

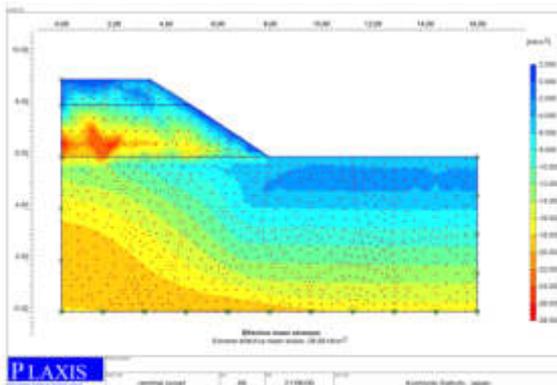
Phase 1



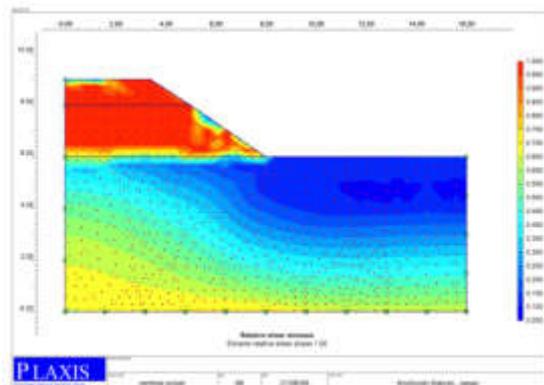
1.Exces de pression interstitielle



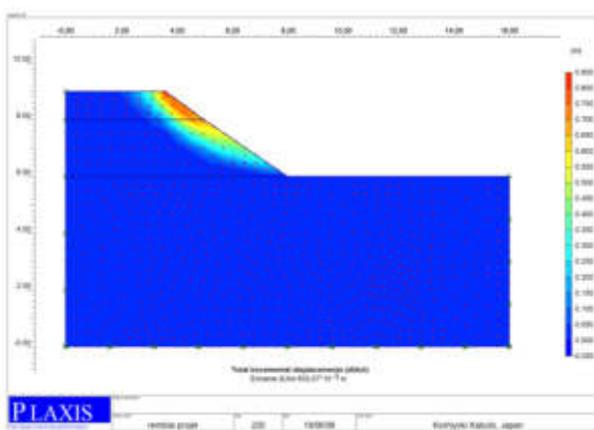
2.déplacement total



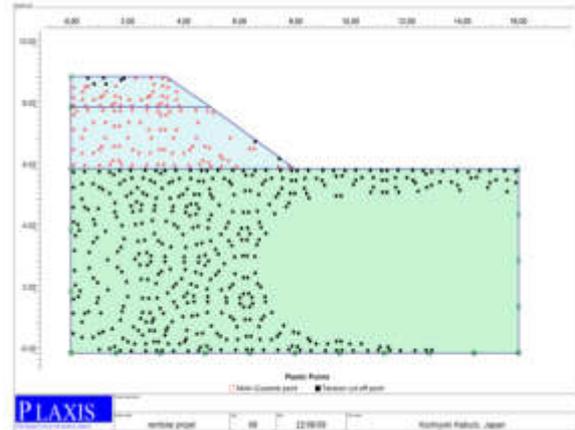
3.Contraintes effectives



4.contraintes de cisaillement relative



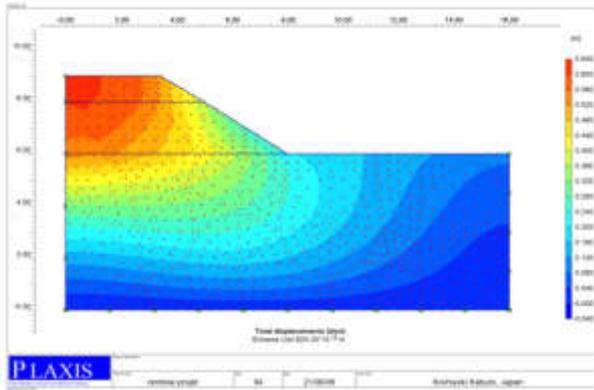
5.Augmentation des déplacements total



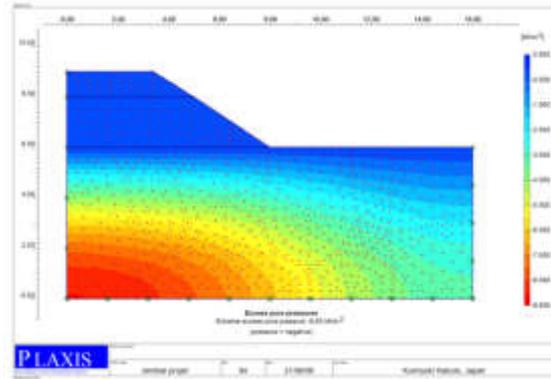
6.points plastique

# ANNEXE C

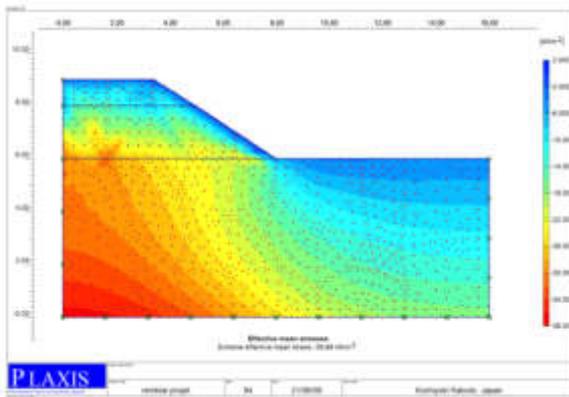
## Phase 2



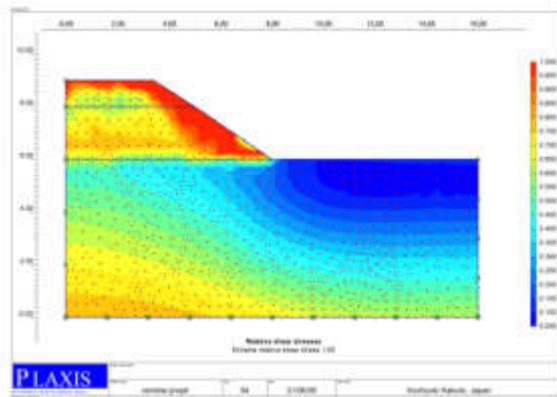
1. déplacement total



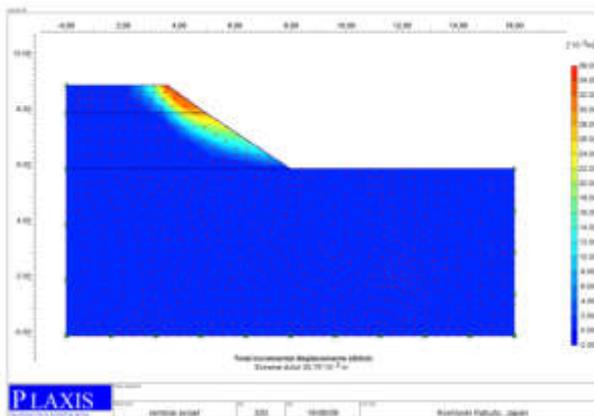
2. Excès de pression interstitielle



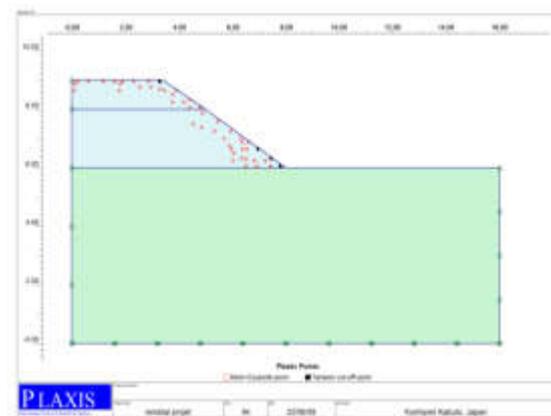
3. Contraintes effectives



4. Contrainte de cisailment relative



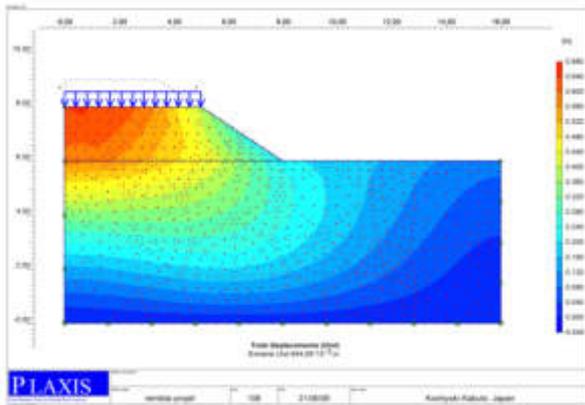
5. Augmentation des déplacements total



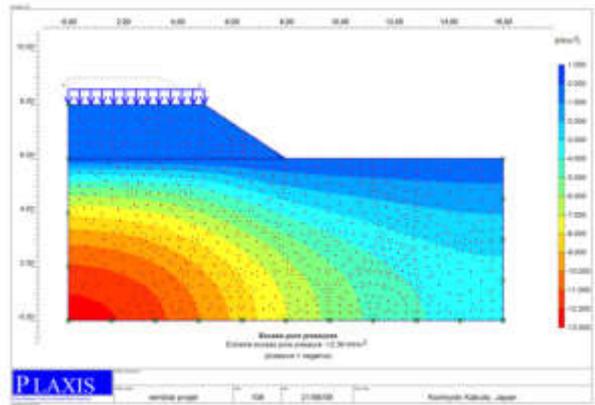
6. points plastique

# ANNEXE C

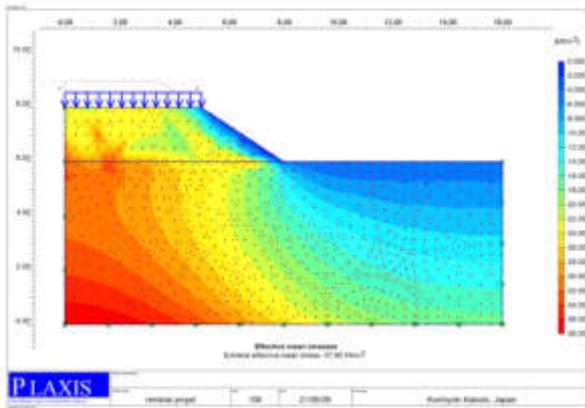
## Phase 3



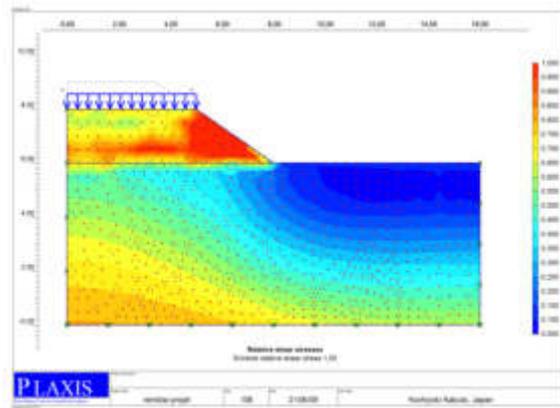
1. déplacement total



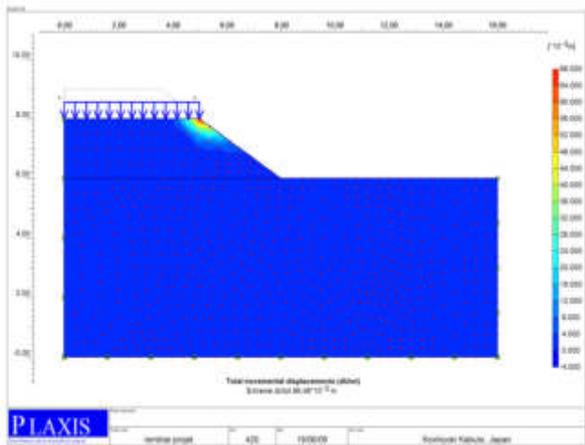
2. Excès de pression interstitielle



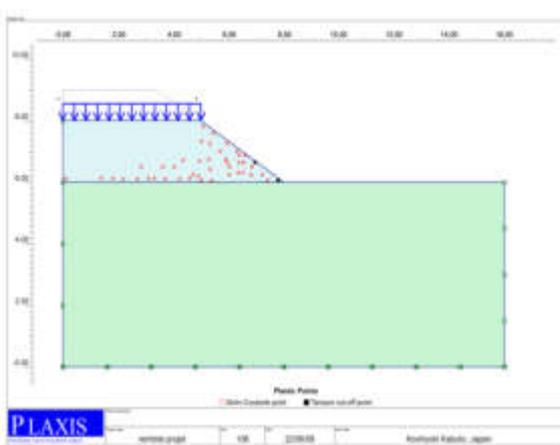
3. Contraintes effectives



4. Contrainte de cisaillement relative



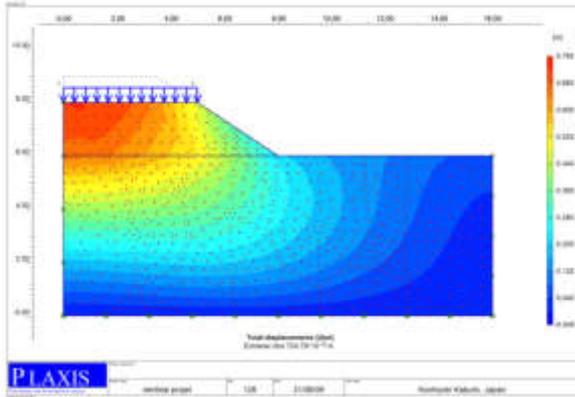
5. Augmentation des déplacements total



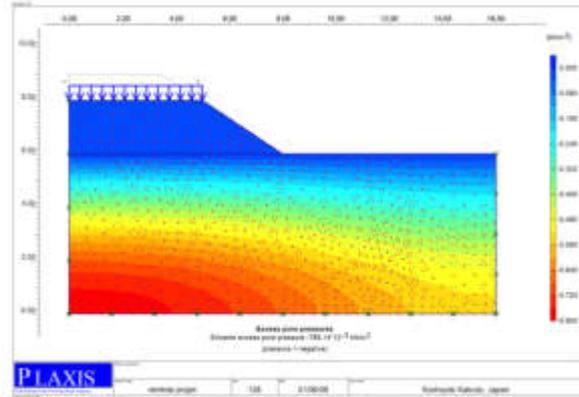
6. points plastique

# ANNEXE C

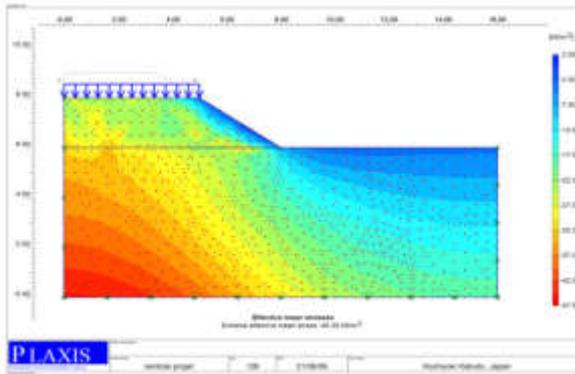
## Phase 4



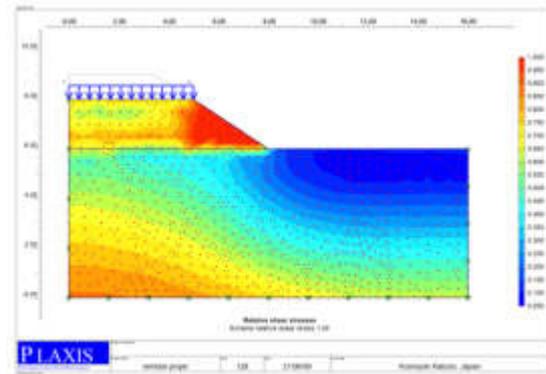
1. déplacement total



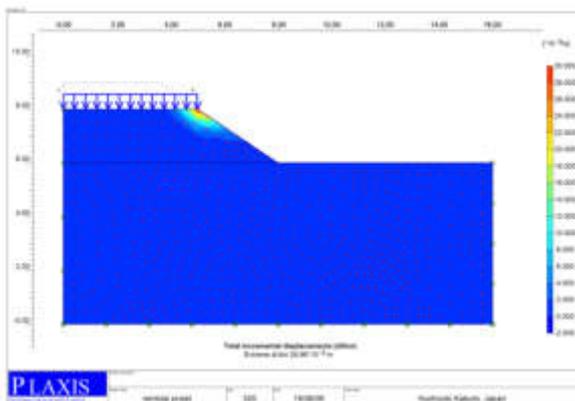
2. Excès de pression interstitielle



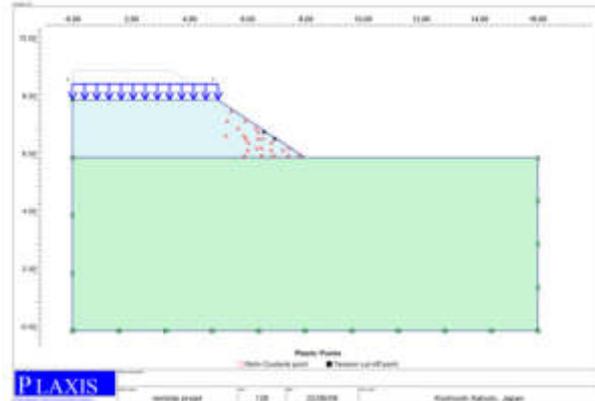
3. Contraintes effectives



4. Contrainte de cisaillement relative



5. Augmentation des déplacements total

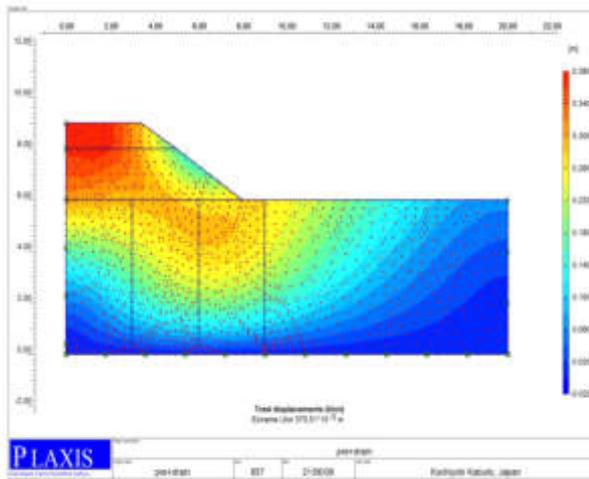


6. points plastique

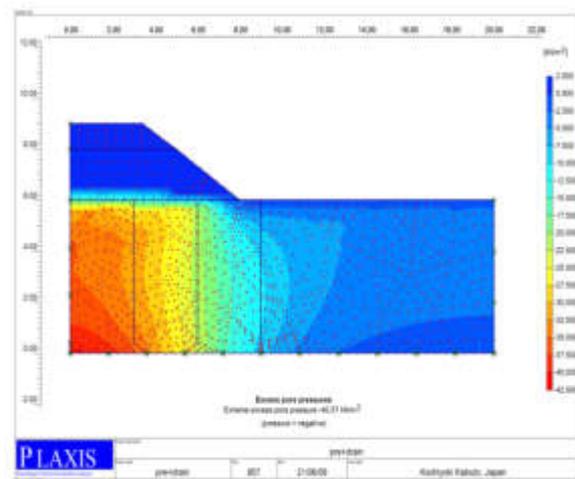
# ANNEXE C

Préchargement + drain verticaux

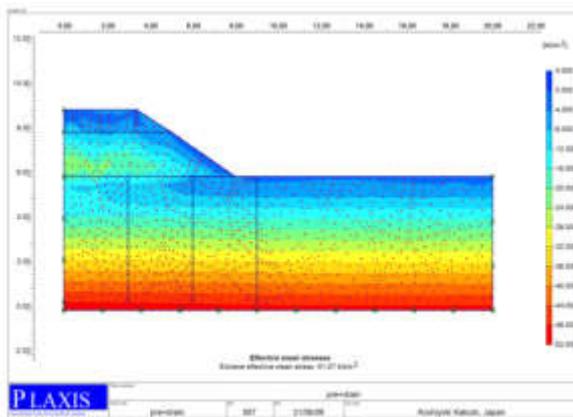
Phase 1



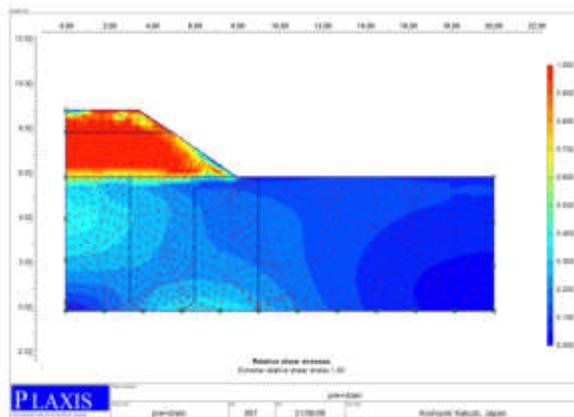
1. déplacement total



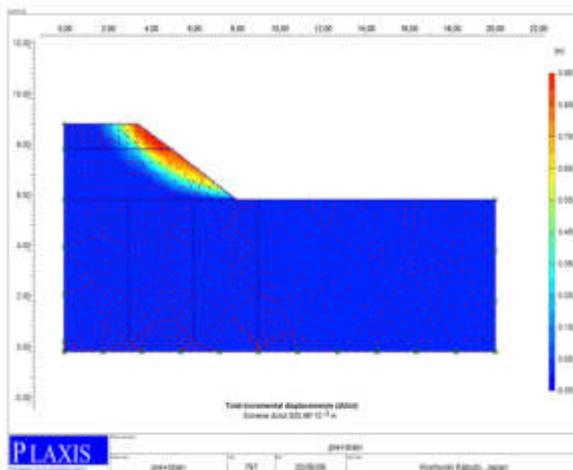
2. Excès de pression interstitielle phase



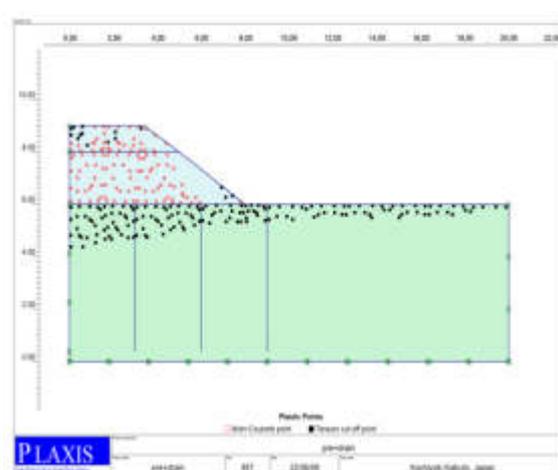
3. Contraintes effectives



4. Contrainte de cisaillement relative



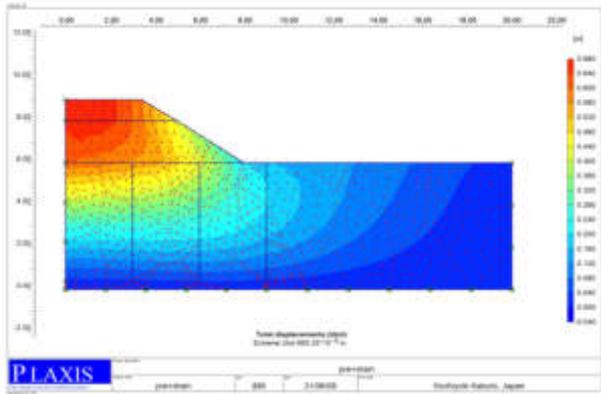
5. Augmentation des déplacements total



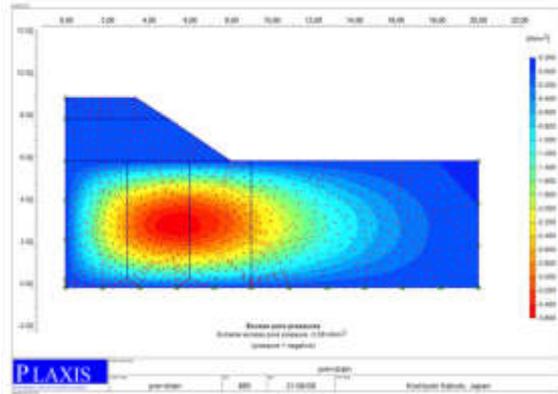
6. points plastique

# ANNEXE C

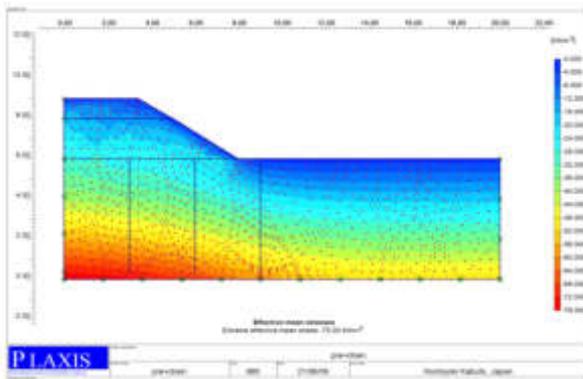
## Phase 2



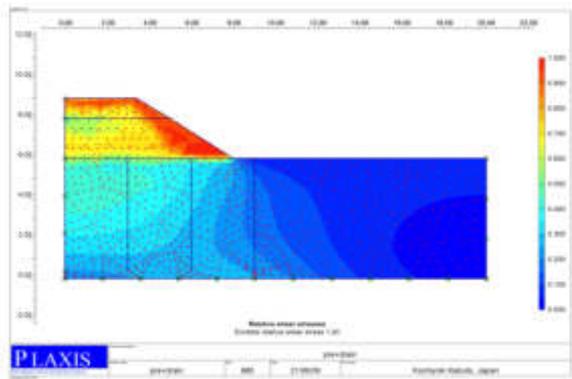
1. déplacement total



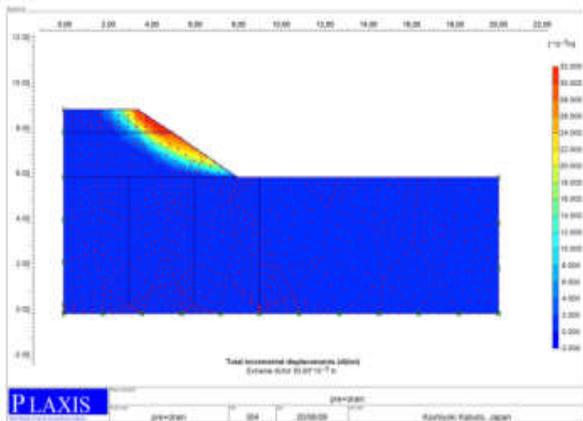
2. Excès de pression interstitielle



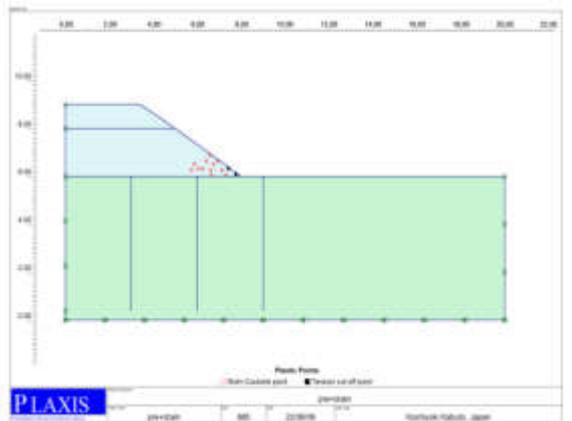
2. Contraintes effectives



4. Contrainte de cisaillement relative



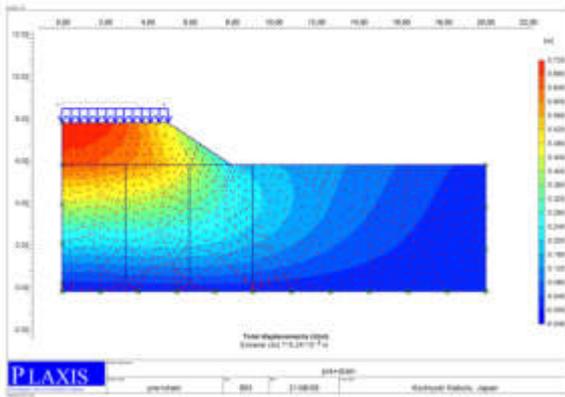
5. Augmentation des déplacements total



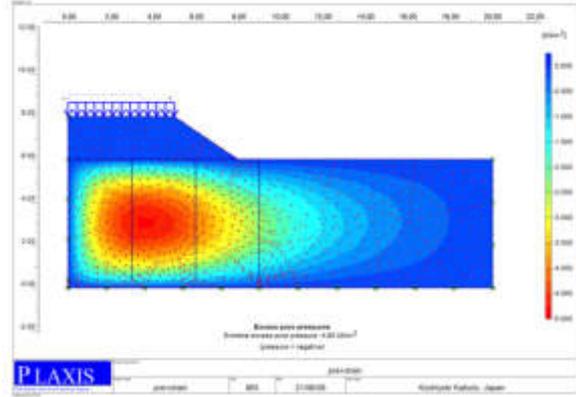
6. points plastique

# ANNEXE C

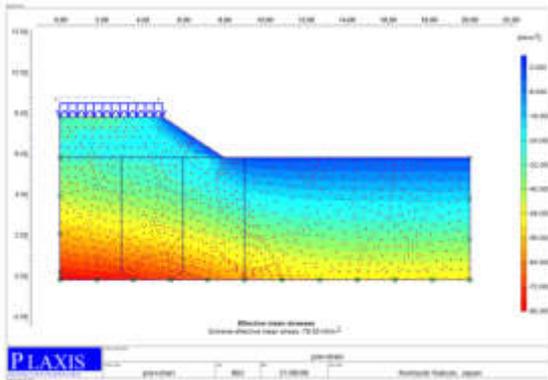
## Phase 3



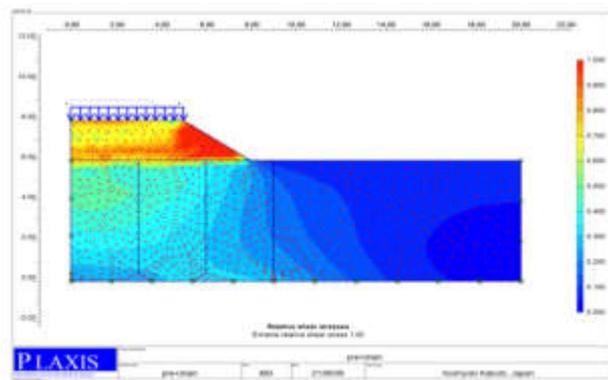
1. déplacement total



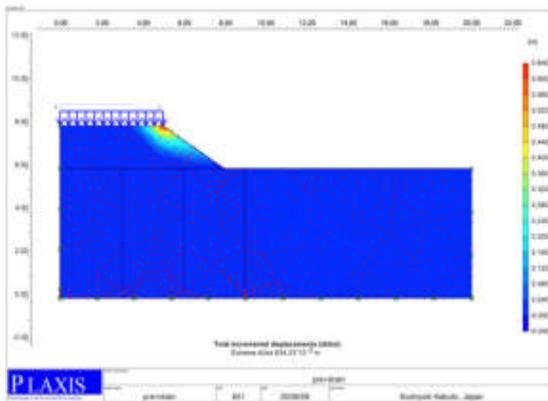
2. Excès de pression interstitielle



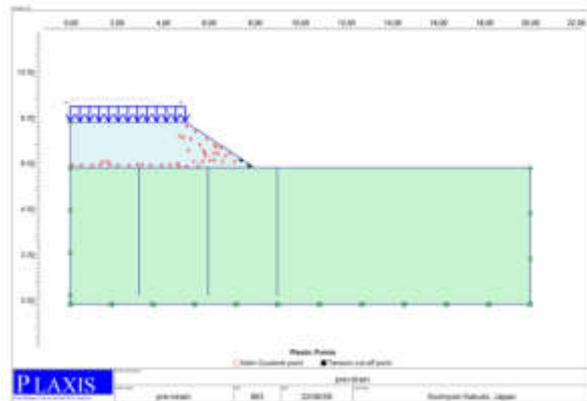
2. Contraintes effectives



4. Contrainte de cisaillement relative



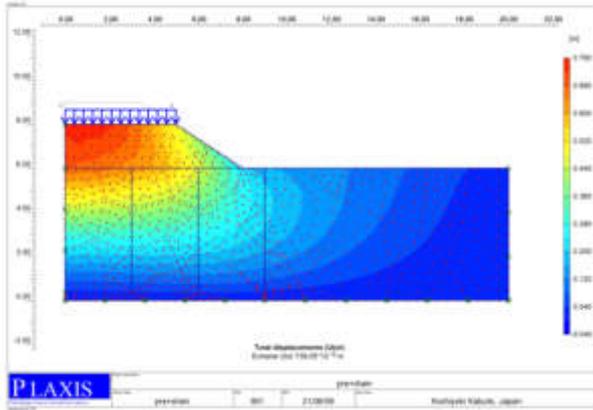
5. Augmentation des déplacements total



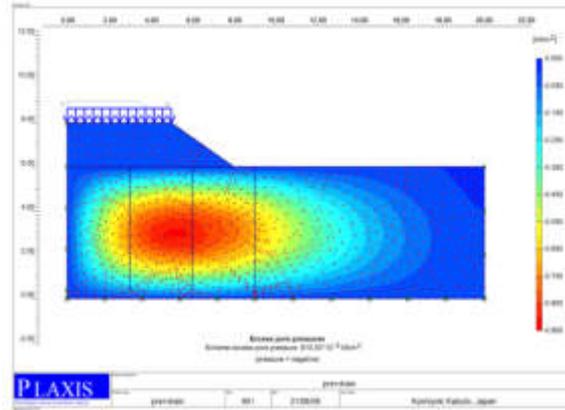
6. Points plastique

# ANNEXE C

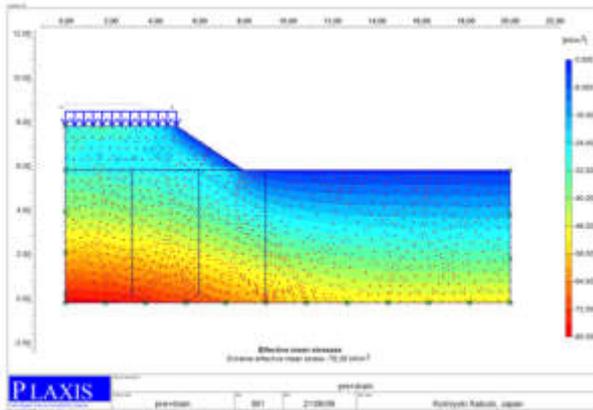
## Phase 4



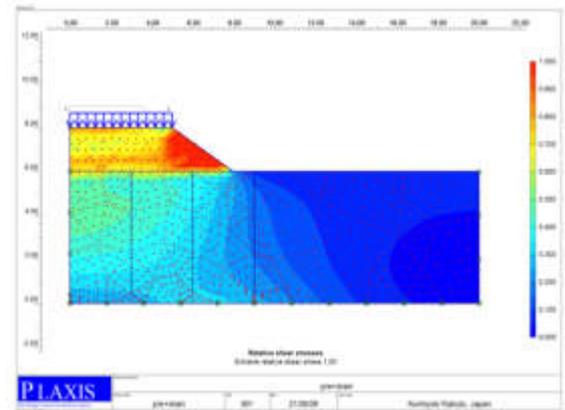
1. déplacement total



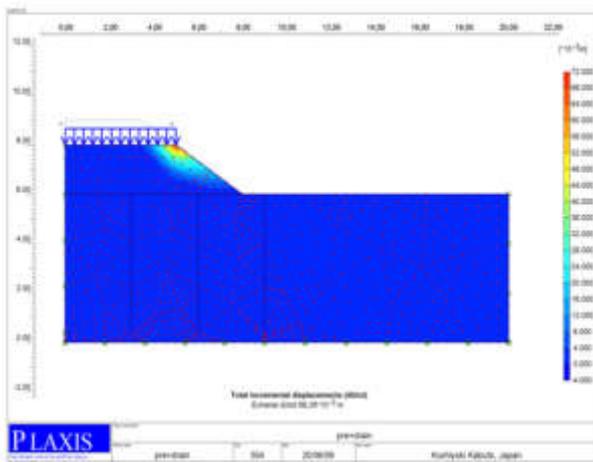
2. Excès de pression interstitielle



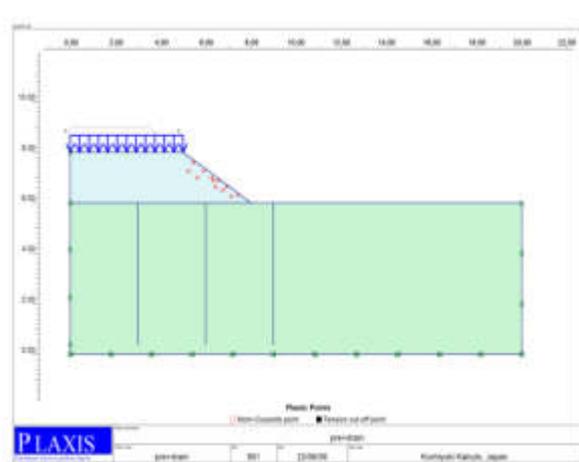
3. Contraintes effectives



4. Contrainte de cisaillement relative



5. Augmentation des déplacements total



6. points plastique

# **BIBLIOGRAPHIE**

- [1]. Cours de Mécanique Des Sols, ENSP, Mr. S.BELKACEMI
- [2]. Modélisation numérique du comportement des argiles molles naturelle, LCPC. J.P MAGNAN.
- [3]. Soil Mechanics in Engineering Practice, Third Edition. KARL TERZAGUI.
- [4]. Remblais et fondations sur sols compressibles, LCPC. J.P MAGNAN.
- [5]. Méthode pratiques pour la résolution des problèmes posés pour les drains verticaux, LCPC. J.P MAGNAN.
- [6]. Introduction à la géotechnique, Ecole Polytechnique de Montréal. R.HOLTZ et W.KOVACS.
- [7]. Elements of soil mechanics, Seventh Edition. G.N.SMITH et IAN.G.N.SMITH.
- [8]. Consolidation of soft soils. ROLF LARSSON.
- [9]. Etude et réalisation Des remblais sur Sols compressibles. Guide technique, LCPC. M. DUBREUC, M. MAGNAN.
- [10]. Thèse de fin d'étude : consolidation par drains verticaux 1994 encadrée par MC.S.BELKACEMI
- [11]. Techniques de l'ingénieur.
- [12]. Manuel PLAXIS.