



**Ministère de l'enseignement supérieure
et de la recherche scientifique**

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de technologie



Département de GENIE CIVIL

MEMOIRE

**Présenté pour l'obtention du diplôme de
MASTER**

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : Géotechnique

THEME

ANALYSE DE LA STABILITE D'UN REMBLAI

(Application au cas du remblai d'Ain Arnat -wilaya de Sétif)

Présenté par : Soulef MOKHTAR AHDOUGA

Dirigé par :

Mr. KHEMISSA Mohamed, Professeur, Encadreur

Mr. SEDDIKI Ahmed, M.A.A., Co - Encadreur

Promotion : 2017/2018.



Remerciement

Toute ma gratitude, grâce et remerciement vont à dieu le tout puissant qui m'a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

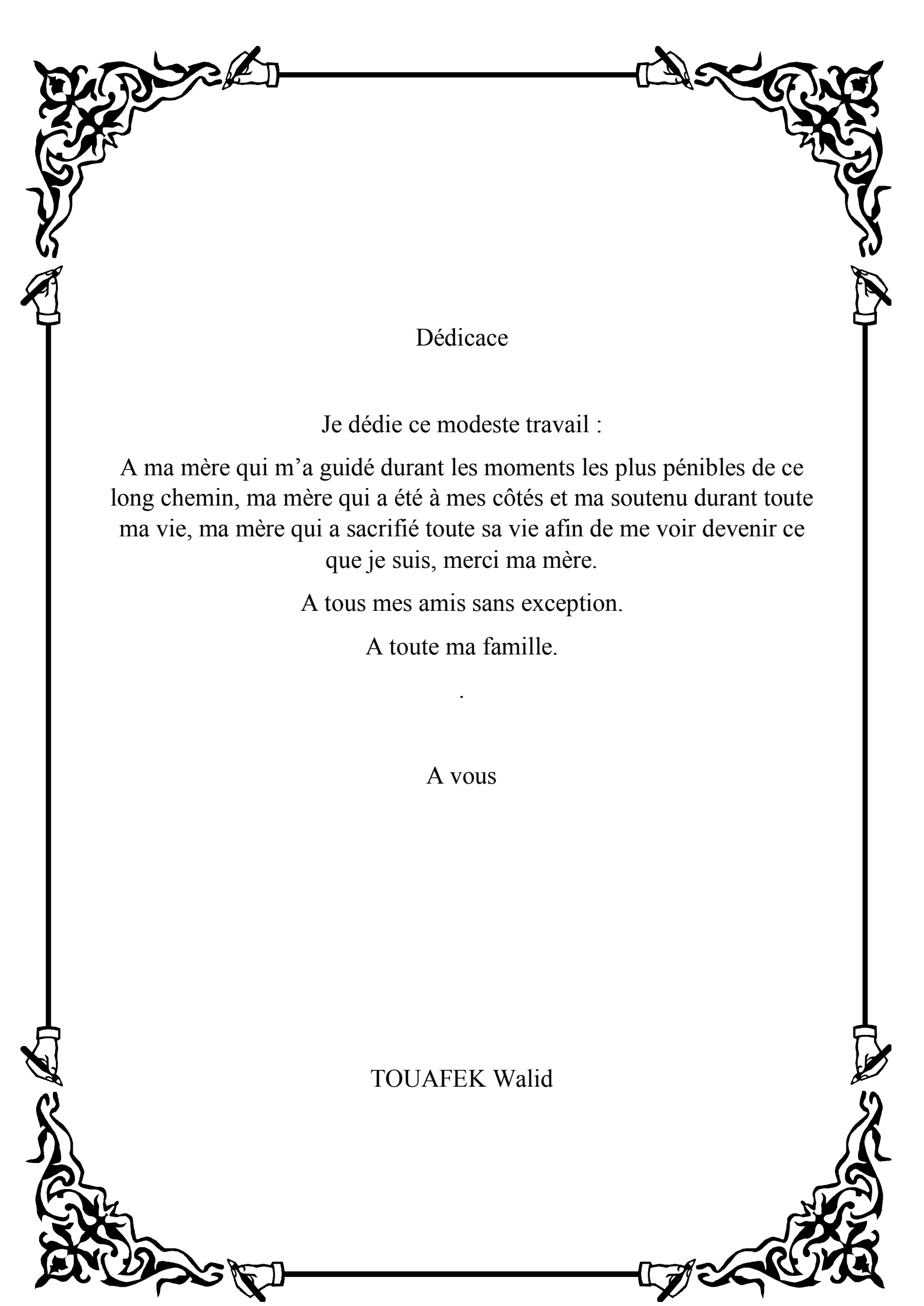
Je tiens à adresser mes vifs remerciements et ma sincère gratitude à toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réussite et au bon déroulement de cette mémoire .

Je tiens tout d'abord à remercier Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, qui ont été à mes côtés et m'ont soutenu durant toute ma vie, qui ont sacrifié toute leurs vie afin de me voir devenir ce que je suis. Et ma sœur LAMIA et frère HAKOU.

Mes remerciements également à Mon encadreur Monsieur KHEMISSA ainsi que mon co-encadreur Mr.SEDDIKI de m'avoir encadrée, fournient de précieux conseils et recommandations et pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Toute ma gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.



Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A ma mère qui m'a guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, ma mère qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci ma mère.

A tous mes amis sans exception.

A toute ma famille.

A vous

TOUAFEK Walid

RESUME

Le travail présenté dans ce mémoire a pour but d'analyser la stabilité des remblais en terre.

En premier temps on a présenté des généralités sur les remblais, les remblais de grande hauteur et leurs modes de déformations.

Ensuite on a exposé les différentes méthodes d'analyse de la stabilité des remblais et des calculs détaillés des tassements.

On a présenté tous les modules du logiciel GEOSTUDIO et du code de calcul par éléments finis PLAXIS, leur mode de fonctionnement, l'introduction des données, la modélisation des phases de calculs, la lecture des résultats et le tracé des différentes courbes.

On a terminé par une application pratique, qui a consisté à la simulation numérique de la stabilité mécanique et le calcul des déformations du remblai de l'extension de l'aérodrome d'Ain Arnat (wilaya de Sétif) avec la mise en œuvre de la réglementation parasismique algérienne en vigueur.

.

Mots clés : stabilité – remblai – tassements- modélisation numérique – éléments finis.

ملخص

الهدف من هذا البحث هو دراسة استقرار ردم ترابي.

تطرقنا في الجزء النظري من البحث الى تقديم معلومات عامة عن الردم وطرق تشوهات.

ثم عرضنا طرق تحليل استقرار الردم الترابي وتفصيل طرق حساب الهبوط.

قدمنا بعد ذلك طريقة عمل، ادخال المعطيات، النمذجة، قراءة النتائج وانشاء البيانات باستعمال برنامجي حساب الاول يعمل بالطرق التقليدية والثاني بطريقة العناصر المحدودة.

طبقنا المعلومات النظرية بدراسة الاستقرار الميكانيكي وحساب التشوهات لمشروع ردم ترابي لمطار "عين ارنات" بولاية سطيف مع الاخذ بعين الاعتبار القانون الجزائري حيز التنفيذ.

كلمات مفاتيح: استقرار - ردم ترابي - هبوط - النمذجة - العناصر المحدودة

ABSTRACT

The work presented in this end of study project aims to analyze the stability of earth embankments.

At first, we presented generalities on embankments, high embankments and their modes of deformation.

Then the various methods of analysis of the stability of the embankments and detailed calculations of the settlements were exposed.

All the modules of the GEOSTUDIO software and the PLAXIS finite element code, their mode of operation, the introduction of the data, the modeling of the calculation phases, and the reading of the results and the drawing of the various curves were presented.

It ended with a practical application, which consisted in the numerical simulation of the mechanical stability and the calculation of the embankment deformations of the extension of the Ain Arnat aerodrome (wilaya of Sétif) with the implementation of the Algerian seismic regulations in force.

Key words: stability - embankment - settlement - numerical modeling - finite elements

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS

ملخص

RÉSUMÉ

ABSTRACT

SOMMAIRE

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES NOTATIONS

INTRODUCTION GENERALE 1

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE1: GENERALITES SUR LES REMBLAIS 4

1.1. Terminologie de base : 4

1.2. Modélisation théorique de la construction d'un remblai de grande hauteur : 5

1.3. Modes de déformations des grands remblais : 6

CHAPITRE2 : METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE DES REMBLAI 12

2.1. Introduction : 12

2.2. Études de la stabilité des pentes : 13

2.2.1 Hypothèses classiques de la méthode de l'équilibre limite: 14

2.2.2 Méthodes Numériques : 18

2.3 Etude des tassements du sol de fondation : 19

2.4 Calcul des tassements selon la méthode oedométrique : 20

2.5 Calcul de la stabilité au poinçonnement 24

2.6. Conclusions 25

CHAPITRE3: OUTILS NUMERIQUES DE CALCUL 27

3.1. Introduction : 27

3.2. Logiciel Plaxis : 28

3.3 Le Logiciel Geostudio : 31

PARTIE PRATIQUE

CHAPITRE4: ETUDE DE LA STABILITE DU REMBLAI D'AIN ARNAT	39
4.1- Présentation Générale Du Site :	39
4.2- Reconnaissance Du Projet :	40
4.3- Mouvement d'eau dans le Sol :	41
4.4- Caractéristiques sismiques considérées	42
4.5- Calcul de la stabilité du remblai :	43
4.6- Calculs préliminaires de la stabilité du remblai à l'aide du logiciel GEOSTUDIO :	43
4.7- Calculs détaillés de la stabilité du remblai à l'aide du code Plaxis.....	47
4.8- Comparaison des résultats du FS par méthodes en EL et ceux de la méthode en EF :.....	49
4.9. Synthèse :	50
CONCLUSION GENERALE	51
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE	53

LISTE DES FIGURES

Figure 1. 1 : Types de Remblai (ferroviaire, routier)	4
Figure 1. 2 : Exemples de Remblai	4
Figure 1.3 : Remblai de grande hauteur.....	5
Figure 1.4 : Caractéristiques géométrique d'un remblai	6
Figure 1.5 la construction par couches du remblai.....	7
Figure 1.6 : Remblai isolé.....	7
Figure 1.7 : Répartition des contraintes à la base du remblai	8
Figure 1.8 : Augmentation progressive du poids volumique.....	8
Figure 1.9 : Phasage de la construction par couches.....	8
Figure 1.10 : Rupture par poinçonnement	9
Figure 1.11 : Rupture rotationnel sans fissuration	9
Figure 1.12 : Rupture rotationnel avec fissuration.....	10
Figure 1.13 : Allure de la courbe de consolidation	10
Figure 2.1 : Etat des contraintes le long de la courbe de rupture.....	12
Figure 2.2 : Surface de rupture potentielle.	13
Figure 2.3 : Surface de rupture et bilan des efforts pour une méthode conventionnelle.	13
Figure 2.4 : Schéma type d'une rupture circulaire : méthode des tranches.....	15
Figure 2.5 : Abaque de Bishop-Morgenstern – Paramètre m	17
Figure 2.6 : Abaque de Bishop-Morgenstern – Paramètre n	17
Figure 2.7 : Principales méthodes de calcul des tassements.....	20
Figure 2.8: Abaque de Giroud (1973), calcul du tassement élastique immédiat ($v = 0,5$).....	21
Figure 2.9 : Définition des paramètres pour la formule d'Osterberg (1957).....	22
Figure 2.10 : Conversion des déplacements latéraux en un tassement supplémentaire	22
Figure 2.11: Déplacements horizontaux sous les remblais sur sols compressibles	23
Figure 2.12 : Détermination du coefficient λ (Bourges et Mieussens, 1979).	24
Figure 2.13. Abaques de calcul du FS selon la méthode de Matar et Salençon (1979).	25
Figure 3.1 : Modèle géométrique du projet.	28
Figure 3.2 : Maillage du projet.....	29
Figure 3.3 : Génération des contraintes effectives initiales.....	29
Figure 3.4 : Génération des surpressions en présence de la nappe phréatique	29
Figure 3.5 : Fenêtre des phases de calculs	30
Figure 3.6 : exemples de courbes du facteur de sécurité en fonction du déplacement	30
Figure 3.7 : Fenêtre du logiciel Geostudio 2012.....	31
Figure 3.8 : Fenêtre d'analyse du module SIGMA / W.....	33
Figure 3.9: Les régions de domaine et le niveau de la nappe phréatique	33
Figure 3.10: les propriétés des matériaux du domaine	34
Figure 3.11 : Fenêtre du Solve Manager	34
Figure 3.12: Illustration du placement de remblai par des ascenseurs	35
Figure 3.13 : Vue de l'arbre d'analyse	36
Figure 3.14: Configuration pour la première couche (ascenseur 1).....	36
Figure 3.15 : Configuration pour la deuxième couche (ascenseur 2).....	37
Figure 4.1 : Situation d'Ain Arnat (Image satellitaire par Google Earth).....	39
Figure 4.2 : Situation de l'aéroport d'Ain Arnat, wilaya de Sétif.....	40

Figure 4.3 : Tronçon de l'extension de l'aérodrome d'Ain Arnat	40
Figure 4.4 : Limites des zones A et B et position des sondages sur le site.....	41
Figure 4.5 : Section du remblai étudié au niveau du PK2+570 au PK 2+800	43
Figure 4.6 : Profil retenu pour l'étude.	43
Figure 4.7 : Cercle de rupture critique et valeur du FS sous chargement gravitaire.....	44
Figure 4.8 : Cercle de rupture critique et la valeur du FS sous G et nappe	45
Figure 4.9 : Cercle de rupture critique et la valeur du facteur de sécurité sous effet combiné.....	46
Figure 4.10 : Profil du remblai étudié par le code PLAXIS	47
Figure 4.11 : Caractéristiques de chaque phase de calcul sous PLAXIS	48
Figure 4.12 : Déplacements totaux sous effet combiné.....	48
Figure 4.13 : Position des lignes de rupture sous effet combiné.....	49
Figure 4.14 : Courbes du facteur de sécurité en fonction du déplacement.....	49

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Ordre de grandeur de la pente d'un remblai en fonction de sa hauteur.....	6
Tableau 4.1 : Les valeurs de coefficient d'accélération et le coefficient sismique horizontal..	42
Tableau 4.2 : Caractéristiques des matériaux du multicouche.....	43
Tableau 4.3 : valeurs du facteur de sécurité sous chargement gravitaire	44
Tableau 4.4 : Valeurs du facteur de sécurité sous chargement gravitaire et nappe.....	45
Tableau 4.5 : Valeurs de FS sous effet combiné du chargement gravitaire, séisme et de la nappe.....	47
Tableau 4.6 : Récapitulation des résultats des valeurs du Facteur de Sécurité par MEL.....	47
Tableau 4.7 : Déplacements à la fin de chaque couche de remblaiement	48
Tableau 4.8 : Valeurs du FS en fonction du Facteur d'accélération horizontale.....	49
Tableau 4.9: Valeurs du facteur de sécurité au glissement par EF et EL	50

LISTE DES NOTATIONS

A	: coefficient d'accélération de zone
k_h	: coefficient d'accélération sismique horizontal
c	: cohésion
c'	: cohésion effective
c_u	: cohésion non drainée
c_c	: indice de compression
c_g	: indice de gonflement
E	: module d'élasticité (module d'Young)
E_{ref}	: module de référence
E_{50}	: module sécant
F_S	: coefficient de sécurité
G	: module de cisaillement du sol (module de Coulomb)
h	: hauteur du talus
K_0	: coefficient de pression des terres au repos
K_h	: coefficient pseudo-statique horizontal
K_v	: coefficient pseudo-statique vertical
N_f	: indice de frottement
N_s	: indice de stabilité
N_e	: indice de séisme
P	: fonction de perturbation
σ'_p	: pression de préconsolidation
σ'_{vo}	: pression effective des terres
U	: pression interstitielle
U_l	: effort dû à la pression d'eau latérale
V	: effort vertical
W	: poids des terres
β	: angle du talus
γ	: poids volumique
γ_d	: poids volumique sec
γ_{sat}	: poids volumique saturé
ϕ	: <i>angle de frottement interne</i>
ϕ'	: <i>angle de frottement interne effectif</i>
ϕ_u	: <i>angle de frottement interne non drainé</i>
ν	: coefficient de Poisson
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	: contraintes principales majeure, intermédiaire et mineure
σ'	: contrainte effective
α	: inclinaison de la surface de rupture
τ_{ult}	: contrainte de cisaillement ultime du sol
τ_{max}	: résistance au cisaillement
τ	: contrainte de cisaillement mobilisée
ψ	: angle de dilatance
ΣM_{sf}	: coefficient total de sécurité (facteur de sécurité)

INTRODUCTION GENERALE

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

Dans certains cas, la faible perméabilité de ces sols impose des calendriers de construction très étalés dans le temps, des coûts d'entretien et de réparation élevés sur de longues périodes d'utilisation des remblais, ou la mise en œuvre de techniques de confortation ou de drainage des sols complexes et coûteuses.

L'étude des remblais sur sols mous constitue depuis plus de trois décennies le sujet de recherche de beaucoup de laboratoires et universités. Ces recherches ont été menées à partir de trois types d'études :

- études expérimentales en vraie grandeur ;
- études expérimentales en laboratoire ;
- études théoriques et modélisations numériques. L'introduction de la méthode des éléments finis dans les études de remblais sur sol compressibles date du début des années 1970.

Toutes ces complexités rendent le calcul des remblais difficile et dont les résultats obtenus peuvent être incertains. Le choix du type de remblai à mettre en place puis les modèles qu'il faut associer au sol de fondation et au remblai ont une influence non négligeable sur les résultats de calcul.

Le calcul des remblais a longtemps été abordé du point de vue de la stabilité. Toutefois la prise en compte des déformations avant la rupture s'avère de plus en plus nécessaire dans la pratique de l'ingénieur. Les progrès des ordinateurs et des méthodes d'analyse numérique ont permis de mettre au point des modèles rhéologiques et des algorithmes de résolution, conduisant à des modélisations qui prennent mieux en compte le comportement observé sur le terrain.

La modélisation du comportement des sols est une étape importante qui conditionne la qualité des analyses des ouvrages.

Le travail présenté dans ce mémoire a pour objectif de proposer une orientation scientifique sur l'utilisation des différents modèles de comportement de sol pour l'étude des remblais.

On a utilisé différents modèles de comportement de sols employés dans le logiciel Plaxis V8, pour modéliser le comportement du sol de remblai et du sol de sa fondation compressible

Pour atteindre l'objectif visé, le travail est divisé en quatre chapitres :

Chapitre 1 : *Généralité sur les remblais* ; terminologie de base ; modélisation théorique de la construction d'un remblai de grande hauteur ; dimensionnement des remblais ; types de modélisation pour la représentation de la construction d'un remblai ; modes de déformations des grands remblais ; poinçonnement du sol de fondation ; rupture rotationnelle avec et sans fissuration du remblai ; tassement de sol de fondation.

Chapitre 2 : *les méthodes d'analyse de la stabilité des remblais* : calcul de la stabilité ; méthodes de calcul de la stabilité et de déformation de remblai ; principe de calcul des tassements.

Chapitre 3 : *Modélisation numérique de la stabilité de remblai* : présentation des outils numériques utilisés : le logiciel Geostudio et le code de calcul par éléments finis PLAXIS ;

Chapitre 4 : *Etude d'un cas* : elle comporte une application numérique au calcul de stabilité d'un remblai situé dans la commune d'Ain Arnat (wilaya de Sétif), l'analyse de stabilité au glissement et le calcul des déplacements.

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE PREMIER

GENERALITES SUR LES REMBLAIS

GENERALITES SUR LES REMBLAIS

1.1. Terminologie de base :

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

1.1.1 Le Remblai :

Un remblai est un ouvrage en terre qui provient de la mise en place de matériaux pour rehausser ou niveler le terrain naturel. Il doit pouvoir supporter les sollicitations ultérieures (trafics routier ou ferroviaire, bâtiments, super-structures...) sans déformation préjudiciable (tassements, glissements...).

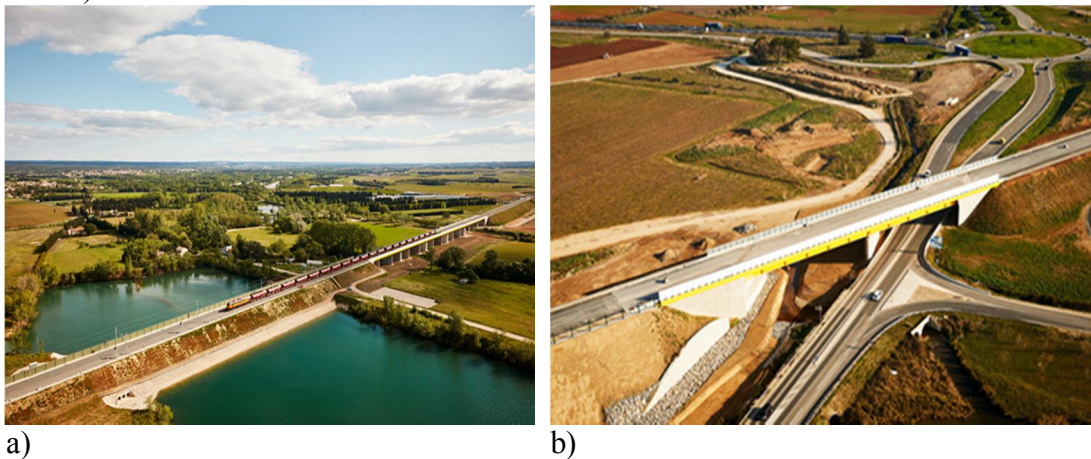


Figure 1. 1 : Types de Remblai (ferroviaire, routier)

La qualité d'un remblai dépend de la nature des matériaux qui le compose et de leur mise en œuvre. Les matériaux, issus des déblais (Consiste à abaisser le niveau du terrain par enlèvement des terres) du site ou d'un emprunt, doivent être mis en place à une teneur en eau correcte (pour assurer une portance suffisante) et compactés (pour garantir leur stabilité).



Figure 1. 2 : Exemples de Remblai

1.1.2 Le remblaiement :

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

Il est indispensable dans les cas suivants :

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

1.1.3 Les remblais de grande hauteur :

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

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

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



Figure 1.3 : Remblai de grande hauteur

1.2. Modélisation théorique de la construction d'un remblai de grande hauteur :

On doit tout d'abord présenter la géométrie utilisée ainsi que les méthodes de dimensionnement afin de mener à bien l'étude théorique.

1.2.1 La Géométrie du remblai :

Il faut choisir la géométrie 2D qui convient parfaitement pour le type de calculs qu'on souhaite mettre en place. Le schéma suivant modélise le profil transversal d'un remblai.

h représente la hauteur du remblai et (i) la pente.

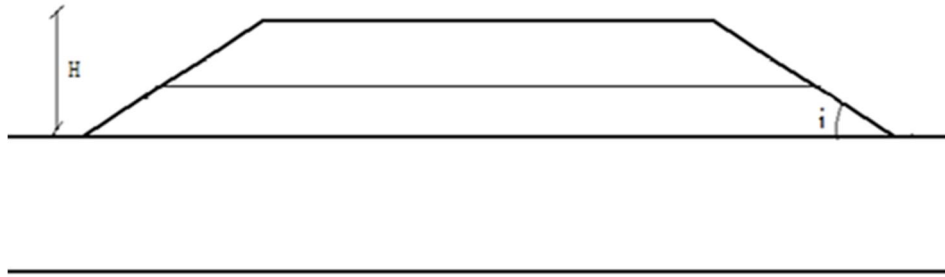


Figure 1.4 : Caractéristiques géométrique d'un remblai

1.2.2 Méthodes de dimensionnement des remblais :

Le dimensionnement du corps principal de remblai présente les différents choix nécessaires à la construction d'un remblai, l'épaisseur des couches du remblai en passant par la pente de talus et la hauteur totale du remblai à construire.

✓ PENTE DE REMBLAI :

Pour obtenir un équilibre stable, nécessaire à la bonne tenue des terres en remblais et des tranchées, il convient de donner aux talus qui limitent ces terrassements une inclinaison convenable. Cette pente se définir :

- Par la tangente de l'angle (pente) que fait ce talus avec l'horizontale

$$\text{Pente : } \text{Tg}(i) = h / b$$

- L'angle i doit toujours être inférieur à l'angle de frottement interne appelé ϕ .

- D'une manière générale, les pentes de talus des remblais de hauteur moyenne à grande hauteur peuvent être fixées a priori en fonction de la hauteur du remblai et de la nature des matériaux conformément aux indications données dans le tableau ci-après :

Tableau 1.1 : Ordre de grandeur de la pente d'un remblai en fonction de sa hauteur

Nature du matériau	Hauteur du remblai		
	$h \leq 5 \text{ m}$	$5 \leq h \leq 10 \text{ m}$	$h \geq 10$
Sols et matériaux cohérents sensibles à l'eau ou matériaux rocheux issus de roche altérée ou argileuse mais fragmentable	Pente $\leq 2/3$	Pente $\leq 1/2$	pas de règle générale : la pente doit résulter d'une étude de stabilité
matériaux granulaires insensibles à l'eau d'origine alluvionnaire ou matériaux rocheux issus de roche tendre non argileuse	Pente $\leq 1/1$	Pente $\leq 2/3$	pas de règle générale : la pente doit résulter d'une étude de stabilité
matériaux issus de roche dure non altérée	Pente $\leq 1/1$	Pente $\leq 1/1$	Pente $\leq 2/3$ avec risberme

(*) Les pentes de talus considérées dans le présent document sont exprimées par la tangente de l'angle formé par le plan du talus avec le plan horizontal.

✓ L'ÉPAISSEUR DES COUCHES DE REMBLAI :

On peut construire le remblai par étapes sur des hauteurs successives (en vérifiant la valeur de $f=1,5$) cas des déformations trop importantes. L'accroissement de la cohésion non drainée C_u qui résulte de la consolidation est :

$$\Delta C_u = \gamma H_1 \cdot \text{Tg} \phi C_u$$

On déterminera la hauteur suivante H_2 en utilisant

$$H_2 = \frac{\pi+2}{\gamma F} (c^{(0)} + \Delta cu)$$

Où $c^{(0)}$ est la cohésion initiale du sol avant la construction du remblai.

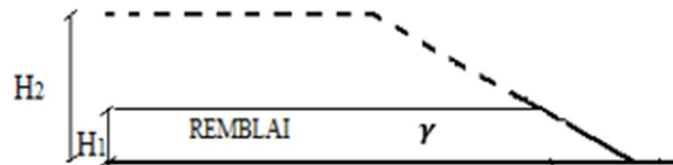


Figure 1.5 la construction par couches du remblai

H_1 : Épaisseur maximale pour la résistance initiale du sol

H_2 : Épaisseur maximale pour la résistance du sol après consolidation

La résistance du sol augmente avec le niveau des contraintes effectives. La construction par étapes permet d'exploiter cette propriété pour des sols qui ne peuvent supporter dans leur état naturel la totalité de la charge prévue : le remblai est construit par couches ; l'épaisseur de la couche suivante est déterminée par un calcul de stabilité en fonction de la résistance du sol acquise par consolidation à la fin de l'étape précédente.

✓ HAUTEUR TOTALE DU REMBLAI A CONSTRUIRE :

Le GTR limite les remblais à des hauteurs :

- Les remblais de faible hauteur sont limités à 5 m,
- Les remblais de hauteur moyenne sont limités à 10 m,
- Les remblais de grande hauteur dépassent 10 m.

Pour atteindre le niveau désiré pour le profil projeté, la hauteur totale du remblai à construire est donnée par la formule suivante :

$$R_t = H_r * 100 / (100 - T)$$

Où : R_t : hauteur totale du remblai à construire.

H_r : hauteur prévue au-dessus de la surface du terrain naturel pour atteindre le niveau fixé Pour la surcharge ;

T : pourcentage de tassement prévu.

1.2.3 Les types de modélisation pour la représentation de la construction d'un remblai :

Trois types de modélisation peuvent être envisagés pour la représentation de la construction d'un remblai isolé :

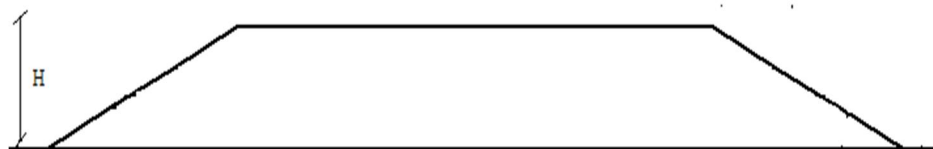


Figure 1.6 : Remblai isolé

✓ UNE PRESSION TRAPEZOÏDALE, UNIFORME SUR UNE GRANDE LONGUEUR :

Le remblai n'est pas pris en compte dans le maillage, il est supposé infiniment souple et les déformations latérales à sa base sont libres (figure 1.6). Lorsque le remblai est très large par rapport à sa hauteur H , il est normal de supposer que, dans la région central, la répartition des contraintes à la base du remblai est verticale, uniforme et vaut $\gamma.H$;

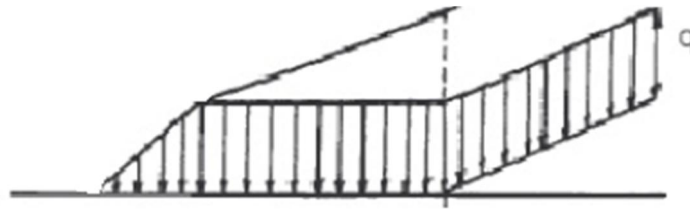


Figure 1.7 : Répartition des contraintes à la base du remblai

✓ **-UNE AUGMENTATION PROGRESSIVE DU POIDS VOLUMIQUE DANS LE REMBLAI :**

Cette approche a l'inconvénient d'imposer de manière instantanée toute la rigidité du remblai, alors que seule une fraction de son poids est appliquée. Toutes les nœuds du remblai se déforment instantanément, et ceci quel que soit l'instant de construction de l'ouvrage. D'une manière rigoureuse, ce type de calcul ne peut représenter d'un essai en centrifugeuse ou il y a une montée progressive de la gravité. Cependant, pour les problèmes habituels, cette approche est encore souvent utilisée ; seules les déformations du sol de fondation sont alors exploitables ;

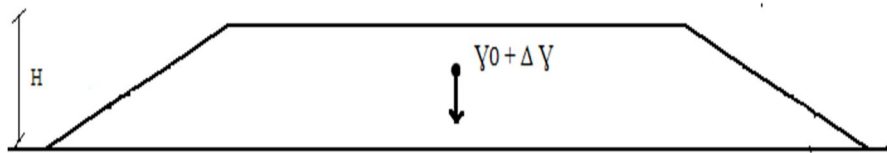


Figure 1.8 : Augmentation progressive du poids volumique

✓ **UN PHASAGE DE LA CONSTRUCTION PAR COUCHES DU REMBLAI :**

Cette approche est la plus satisfaisante, car elle permet de tenir compte de la technique de la construction, en installant des couches successives de sol (terrassement). Le calcul par éléments finis s'effectue alors en plusieurs étapes en suivant au plus près la chronologie des travaux et les techniques utilisées.

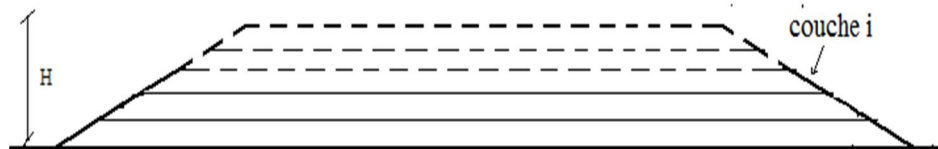


Figure 1.9 : Phasage de la construction par couches

1.3. Modes de déformations des grands remblais :

Les ruptures de remblais sur argiles molles présentent des caractères particuliers dus à la présence fréquente en surface d'une croûte superficielle altérée et fissurée, dont le rôle est prépondérant dans la définition du mode de rupture des remblais et dans le choix du modèle de calcul correspondant. Cette particularité est liée à la forte résistance au cisaillement de cette croûte ou du matériau de remblai lorsqu'il est cohérent. Selon l'importance de cette couche, les ruptures de remblai observées ont été classées en trois grandes catégories (Magnan et al. 1984) :

1.3.1 Poinçonnement du sol de fondation :

Lorsque la croûte superficielle est inexistante, le comportement du remblai est similaire à celui d'une poutre en flexion. Des fissures de traction peuvent se produire dans la partie inférieure du remblai, provoquant ainsi son affaissement sans subir de cisaillement et par la suite le poinçonnement de la couche molle. Il y a formation de deux bourrelets au niveau du terrain naturel de part et d'autre du talus (Figure 1.5)

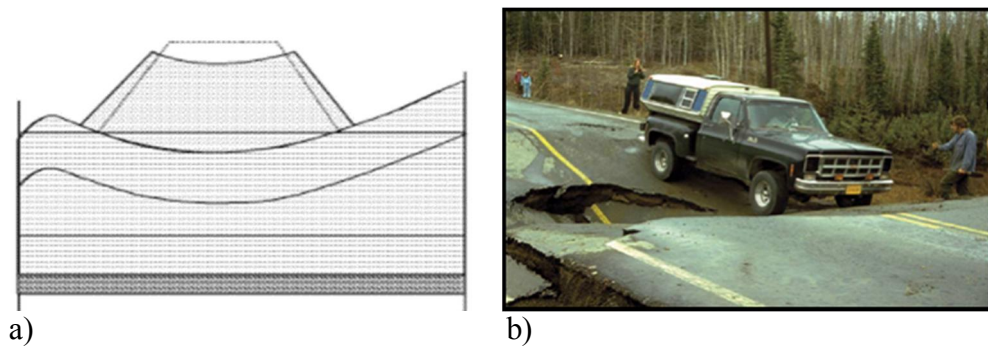


Figure 1.10 : Rupture par poinçonnement

Des instabilités de Capacité portante par poinçonnement de la couche de sol mou sur compressibles. (L'ensemble du remblai s'enfonce en repoussant le sol de part et d'autre). Ce type d'instabilité se produit dans les couches de sol très molles.

1.3.2 Rupture rotationnelle sans fissuration du remblai (glissement) :

Lorsque la croûte est épaisse et nettement plus consistante que le sol mou, les déplacements horizontaux de la couche molle ne sont pas transmis au remblai qui ne se fissure pas

La rupture rotationnelle constitue la forme de glissement la plus répandue. Le glissement se traduit par un escarpement bien marqué en tête, un basculement du remblai et un bourrelet de pied. Ces glissements sont généralement profonds et la surface de rupture est souvent tangente au substratum (sauf si celui-ci est à grande profondeur).

La stabilité d'un remblai sur sol mou est la plus critique à court terme, pendant ou à la fin de la construction. Par la suite, la cohésion non drainée augmente et le coefficient de sécurité également. Plus un sol est imperméable, plus le temps de passage au long terme est important (Mestat et al. 1999).

Un choix judicieux de la géométrie du remblai lors de son édification permet d'éviter que celui-ci soit en état de rupture sous l'effet des contraintes de cisaillement induites dans le massif de fondation. La vérification de ce choix se fait au moyen du calcul de l'équilibre suivant une surface de rupture probable, généralement de forme circulaire (Mestat et al. 1999).

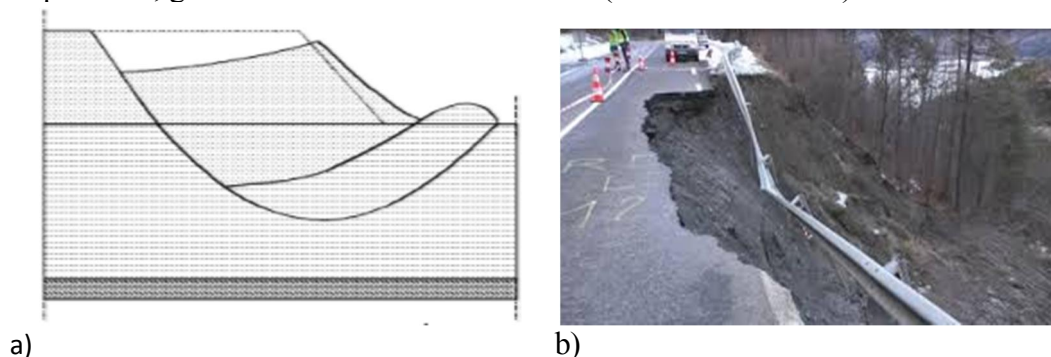
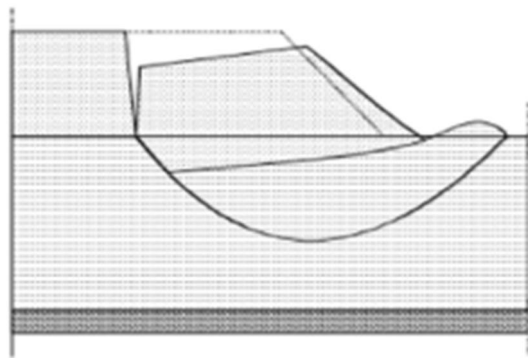


Figure 1.11 : Rupture rotationnel sans fissuration

1.3.3 Rupture rotationnelle avec fissuration du remblai :

Lorsque la croûte est mince, elle peut transmettre au remblai des déplacements horizontaux provoqués par le chargement de la couche molle, d'où l'apparition d'une fissure verticale dans le corps du remblai annulant toute résistance au cisaillement



a)



b)

Figure 1.12 : Rupture rotationnel avec fissuration

1.3.4 Tassement de sol de fondation :

Dans un grand remblai, le tassement est d'autant plus important que l'énergie de compactage soit faible par rapport à la charge statique des couches sus-jacentes.

Le tassement se produit pour une faible part pendant la construction du remblai, pour l'essentiel pendant la phase dite de consolidation primaire et pour le reste pendant la période dite de compression secondaire. Le tassement immédiat (pendant la mise en place des couches successives du remblai) se développe en général à volume de sol constant, de sorte qu'il s'accompagne de déplacements horizontaux d'amplitude équivalente. Le tassement de consolidation primaire tend vers sa valeur finale en suivant une loi exponentielle. Le tassement de compression secondaire augmente comme le logarithme du temps.

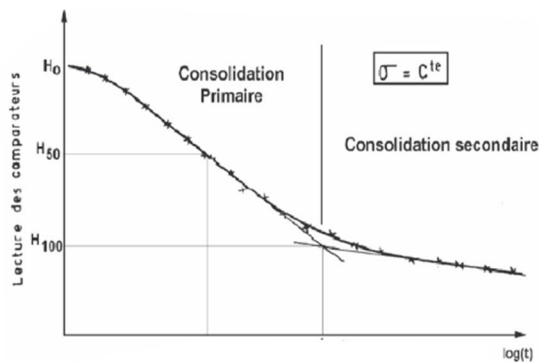


Figure 1.13 : Allure de la courbe de consolidation

Les tassements calculés doivent être pris en compte dans l'épaisseur totale du remblai à mettre en place pour obtenir à terme la cote prévue au projet. En particulier, il faut analyser la stabilité en tenant compte de l'épaisseur totale du remblai, tassements compris.

Des tassements importants dans les remblais de grandes hauteurs lors de construction par étapes, dans chaque étape.

CHAPITRE DEUXIEME

METHODES D'ANALYSES DE LA STABILITE

METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE DES REMBLAI

2.1. Introduction :

Dans l'art de l'ingénieur le glissement de terrain peut intervenir à propos des travaux qui peuvent modifier un équilibre préétabli : (talus naturels, remblai d'autoroute ou de canaux d'irrigation ...).

Le calcul de la stabilité des talus est destiné à prévenir ces incidents, c'est-à-dire à trouver la pente à donner à un talus pour qu'il présente un certain degré de sécurité vis-à-vis du glissement.

L'analyse de la stabilité des pentes contre les glissements s'effectue habituellement à la rupture à l'aide :

- des méthodes d'équilibre limite ;
- des méthodes numériques telles que méthode des éléments finis ou différences finis.

Ces méthodes donnent par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite. L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque.

2.1.1. Notion de facteur de sécurité :

Le coefficient de sécurité au glissement des massifs en pente F est défini par l'expression suivante :

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

Dans laquelle τ_{max} désigne la résistance au cisaillement du sol intéressé par le glissement et τ la contrainte de cisaillement mobilisée le long de la surface de rupture

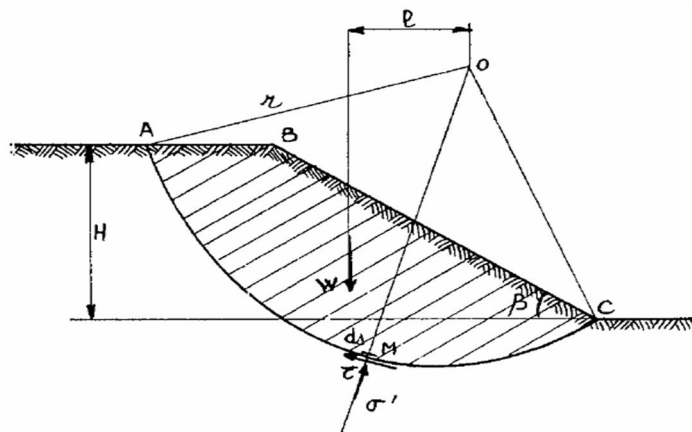


Figure 2.1 : Etat des contraintes le long de la courbe de rupture

- Si $F > 1$, il n'y a pas rupture ;
- Si $F < 1$, il y a rupture ;
- Si $F = 1$, il y a équilibre limite.

L'analyse de stabilité consiste alors à rechercher la surface de rupture la plus défavorable, c'est-à-dire, dont le coefficient de sécurité est le plus faible : c'est elle qui conditionne la stabilité du talus

2.2. Études de la stabilité des pentes :

Les méthodes sont divisées en deux grandes parties :

- Les méthodes analytiques ;
- Les méthodes numériques.

2.2.1. Méthodes Analytiques :

L'analyse de la stabilité des talus est traitée comme un problème d'équilibre limite.

Les calculs à la rupture supposent que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique (ou rigide rupture). Le critère de plasticité (ou rupture) est défini par une loi classique (Mohr-Coulomb en général). Ce critère atteint au niveau de limite du volume étudié (surface de rupture potentielle).

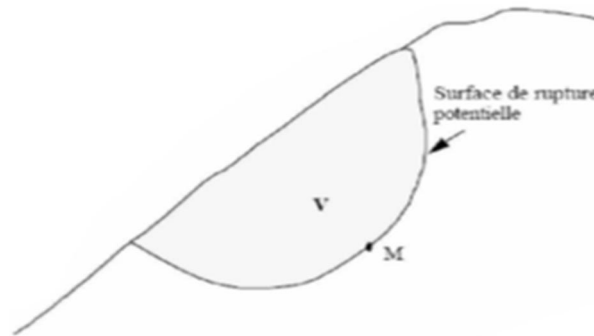


Figure 2.2 : Surface de rupture potentielle.

Les méthodes incluent :

- ✓ Des méthodes à l'équilibre limite.
- ✓ Des méthodes d'analyse limite qui incluent des méthodes de borne supérieure (encore appelées méthodes cinématiques) ou de borne inférieure.
- ✓

→ Méthodes d'équilibre limite :

La méthode d'équilibre limite a été utilisée par (Ito et al., 1979) pour traiter le problème de la stabilité de la pente, le coefficient de sécurité de la pente renforcé par pieux a été défini comme le rapport du moment résistant au moment de renversement (moteur) agissant sur la masse du sol potentiellement instable.

La figure 2.2 présente une simple surface de rupture supposée circulaire et le bilan des efforts pour une tranche i , concept utilisé dans le cadre de méthodes conventionnelles (i.e. méthode d'équilibre limite).

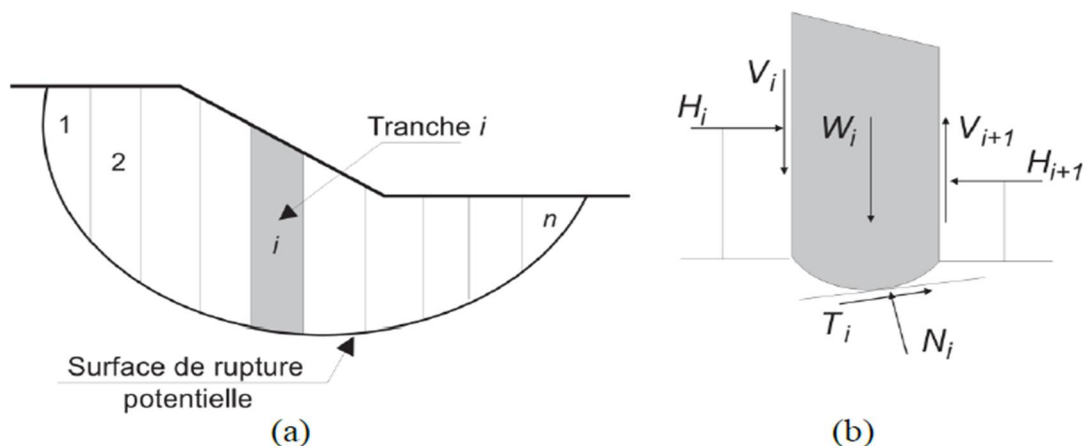


Figure 2.3 : Surface de rupture et bilan des efforts pour une méthode conventionnelle.

Nous découpons la masse de sol supposée en mouvement (zone de glissement) en n tranches verticales successives (Fig. 2.3 (a)), en veillant à ce que la base de chaque tranche puisse être considérée comme à peu près rectiligne et située dans un seul type de sol ou de régime hydraulique. Le nombre total de variables (inconnues) associées à chaque tranche est de $6n-2$, (Fig. 2.3 (b)).

L'équilibre des forces, définies ci-dessus, s'exprime par les considérations statiques habituelles, à savoir par $3n$ équations d'équilibre :

- ✓ n équations de rotation, s'exprimant ici par la sommation des moments,
- ✓ $2n$ équations de translation, à savoir la sommation des forces dans deux directions.

C'est à partir de ces équations que sont définis les coefficients de sécurité. Les $3n$ équations d'équilibre et n équations données par le critère de rupture (qui est généralement le critère de Mohr-Coulomb) ne suffisent pas à rendre le problème déterminé, aussi est-on obligé de posséder des informations supplémentaires relatives, soit à la répartition des composantes normales à la base, soit à celle des forces entre les tranches. Donc, le nombre d'équations supplémentaires est de $2n-2$. En un point de la surface de rupture potentielle, le coefficient de sécurité global FS est défini par le quotient de la résistance au cisaillement du sol τ_{max} et de la contrainte de cisaillement τ mobilisée s'exerçant réellement sur la surface :

$$FS = \frac{\tau_{max}}{\tau}$$

- $FS=1$, il n'y a pas de rupture ;
- $FS<1$, la rupture se produit).

→METHODE DE L'ANALYSE LIMITE :

L'approche cinématique de l'analyse limite était proposée par (Ausilio et al. 2001). Nous considérons cette approche pour le cas d'une pente n'est pas renforcée, une solution sera indiquée pour déterminer le coefficient de sécurité de la pente, qui sera défini comme coefficient de réduction pour les paramètres de résistance du sol, Le coefficient de sécurité est analytiquement défini comme suit :

$$FS = \frac{C}{Cm} = \frac{tg\varphi}{tg\varphi m}$$

D'où c et φ : respectivement la cohésion et l'angle de frottement du sol,
: la cohésion mobilisée et φm est l'angle de frottement mobilisé.

L'intérêt de la méthode issue du calcul à la rupture tient à :

- Son caractère rigoureux qui fournit une appréciation de la sécurité d'un ouvrage sans autre hypothèse que le choix du critère de rupture attaché aux matériaux,
- Sa capacité à prendre en compte des situations où les méthodes traditionnelles sont généralement en défaut : Équilibres de butée, chargements inclinés par rapport à la verticale...

✓ Pente sans renforcements « cas défavorable »:

L'application de l'approche cinématique exige l'égalité du taux du travail des forces externes et le poids propre du sol, et le taux de dissipation de l'énergie interne pour n'importe quel champ de déplacement qui est régi par la règle de normalité et aussi compatible avec la vitesse aux limites du sol en rupture (mécanisme de rupture cinématiquement admissible).

Hypothèses classiques de La Méthode De L'équilibre Limite:

Les méthodes les plus employées, pour la résolution du calcul de la stabilité des pentes de géométrie quelconque avec des lignes de glissement de forme quelconque, dans des sols homogènes ou hétérogènes, sont des variantes de la méthode des tranches. Celle-ci permet de

s'adapter à des conditions de géométrie complexes, tant en ce qui concerne les frontières, que le sol et les conditions hydrauliques. Il existe environ une douzaine de variantes de cette méthode qui diffèrent entre elles par :

- ✓ La manière d'utiliser les équations statiques pour définir le coefficient de sécurité,
- ✓ Les hypothèses utilisées pour rendre le problème statiquement déterminé.

La méthode est basée sur les hypothèses suivantes (A.BENAISSA, 2003):

- ✓ Le problème est supposé bidimensionnel.
- ✓ Il existe une ligne de glissement.
- ✓ Le coefficient de sécurité F traduit l'écart entre l'état d'équilibre existant et l'état d'équilibre limite
- ✓ Le sol est considéré comme ayant un comportement rigide plastique avec le critère de Coulomb $\tau = C + \sigma \tan \phi$. La rupture, si elle a lieu, se produit en tout point d'une ligne de glissement continue en même temps (pas de rupture

Parmi les méthodes les plus couramment utilisées nous pouvons citer ici, sans tenter d'en faire une description exhaustive :

→ **Méthode ordinaire (ou conventionnelle) de (Fellenius, 1936):** Qui est la plus utilisée dans la catégorie des méthodes des tranches. Dans sa forme originelle, elle se base sur l'hypothèse d'une ligne de glissement circulaire choisie arbitrairement,

→ **Méthode simplifiée de (Bishop, 1955) :** Qui néglige les forces tangentielles entre tranches. Les forces normales aux bases des tranches sont obtenues par l'équation d'équilibre vertical,

→ **Méthode de (Spencer, 1967) :** Qui suppose qu'il y a un rapport constant entre les composantes verticales et horizontales des forces intertranches,

→ **Méthode complète de (Janbu, 1968) :** Qui suppose que le point d'application de chaque force intertranche peut être défini par sa position sur une ligne de poussée.

→ **Calculs de stabilité Sans Séisme :**

Ce type de rupture est analysé par la méthode des tranches

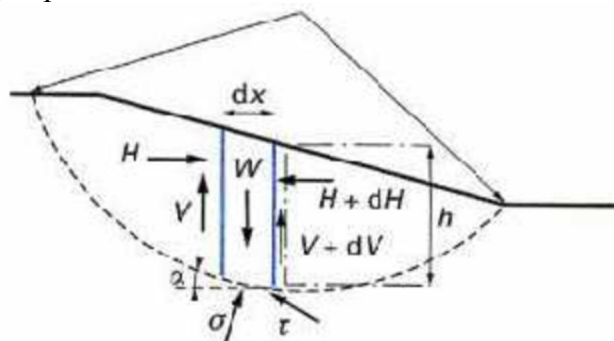


Figure 2.4 : Schéma type d'une rupture circulaire : méthode des tranches

Le coefficient de sécurité au glissement circulaire est défini par le rapport des moments résistants et moteur selon l'expression suivante :

$$F = \frac{M_{\text{résistant}}}{M_{\text{moteur}}}$$

Deux méthodes de calcul permettent de traiter ce problème :

→ **La méthode de Fellenius**, dans laquelle on admet que les forces externes inter-tranches sont égales. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$F_{Fellenius} = \frac{\sum [c'b + (W \cos^2 \alpha - ub)tg\varphi'] / \cos \alpha}{\sum W \sin \alpha}$$

Soit après identification :

$$F_{Fellenius} = \frac{\sum [c'b + (\gamma h^2 \cos^2 \alpha - u)tg\varphi'] / \cos \alpha}{\sum \gamma h \sin \alpha}$$

→ **La méthode de Bishop**, dans laquelle on admet que seules les composantes horizontales des forces externes inter-tranches s'équilibrent. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$F_{Bishop} = \frac{\sum [c'b + (W - ub)tg\varphi'] / (\cos \alpha + \sin \alpha tg\varphi' / F_{Fellenius})}{\sum W \sin \alpha} .$$

Soit après identification :

$$F_{Bishop} = \frac{\sum \frac{c'b + (\gamma h - u)tg\varphi'}{1 + tg\alpha tg\varphi'} \cos \alpha}{\sum \gamma h \sin \alpha}$$

→ **Calcul manuel à l'aide d'abaques** : Pour les cas les plus simples, les solutions obtenues ont été portées sous forme d'abaques qui permettent ainsi l'obtention rapide de facteurs de sécurité. Il faut cependant toujours les utiliser avec beaucoup de précautions et n'appliquer leurs résultats qu'après avoir soigneusement vérifié qu'on se trouve dans le domaine de validité de ces abaques.

Les abaques de Bishop-Morgenstern

Les abaques de Bishop-Morgenstern ont été établies pour permettre le calcul du facteur de sécurité d'un talus (et donc lié au cercle de rupture le plus critique) pour un sol homogène, peu ou faiblement cohésif mais soumis à un régime hydraulique défini. Ce dernier est défini par le paramètre r_u donné par la formule ci-dessous :

$$r_u = \frac{u}{\gamma \cdot h}$$

On suppose aussi que ce rapport reste constant sur toute la section de la pente. Cette hypothèse est fortement restrictive car r_u n'est constant que si la surface piézométrique est confondue avec l'enveloppe du talus. Dans ce cas, si l'on considère la nappe au repos (pas d'écoulement), r_u est égal au rapport entre le poids volumique de l'eau et le poids volumique du sol et varie entre 0.4 et 0.5 suivant le poids du sol. La valeur de r_u diminue lorsque la nappe phréatique se trouve sous la surface du talus et augmente lorsque la nappe se trouve au dessus du talus. Pour les calculs simples d'avant projet, nous proposons d'appliquer les coefficients reportés ci dessous.

Tableau 2.1 : Variations de r_u en fonction des conditions hydrauliques régnant au sein du massif

Conditions hydrauliques	r_u
Pas de nappe	0.0
Nappe à mi-hauteur du talus	0.25
Nappe confondue avec le talus	0.4-0.5
Talus immergé	0.6

Le coefficient de sécurité d'une pente donné peut être alors défini par :

$$FS = m(c', \phi', \beta) - n(c', \phi', \beta) \cdot r_u$$

Les abaques de Bishop-Morgenstern, qui donnent les facteurs m et n sont adaptés aux cas où la cohésion est nulle. Ils sont présentés dans les figures 2.5 et 2.6 ci après.

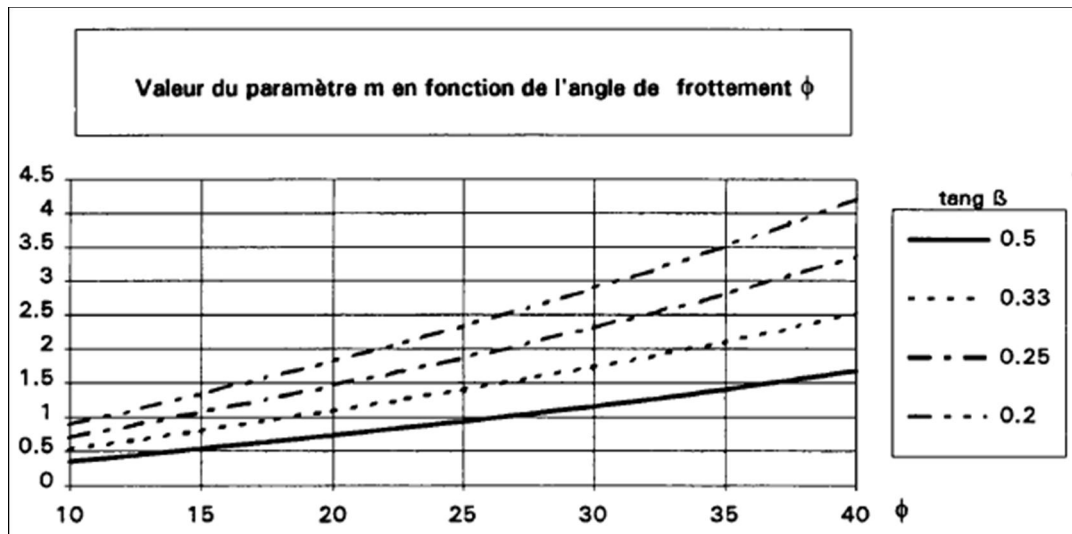


Figure 2.5 : Abaque de Bishop-Morgenstern – Paramètre m

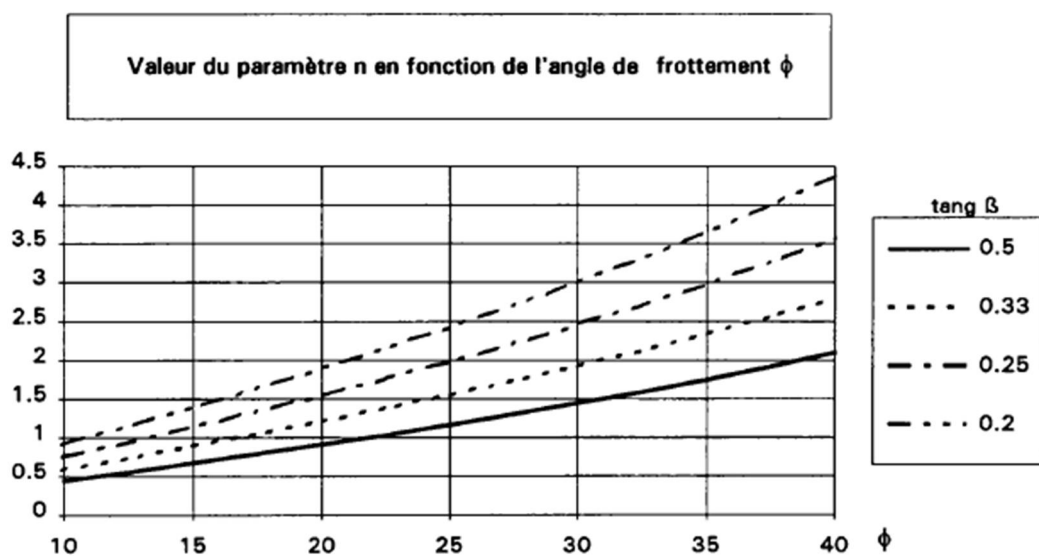


Figure 2.6 : Abaque de Bishop-Morgenstern – Paramètre n

Les autres abaques

Les abaques de Taylor-Biarez, permettent la définition du facteur de sécurité pour des talus et remblais constitué de sols granulaires dont la résistance est définie par les caractéristiques de cisaillement c' et ϕ' . La présence d'une nappe phréatique n'est pas envisagée. Pour les sols non cohésifs, ces abaques donnent les résultats définis par la formule :

$$FS = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta}$$

Les abaques de Hoek et Bray (1981), ne s'appliquent pas aux talus constitués de matériaux non cohérents. Elles ont cependant l'avantage de donner des facteurs de sécurité pour cinq configurations hydrauliques prédéterminées de talus homogènes présentant éventuellement une fissure de traction (fente) en tête de talus.

Les abaques de Kérisel (1966), permettent de déterminer le facteur de sécurité ainsi que le cercle le plus défavorable à la stabilité pour des talus en fonction des paramètres de résistance et de l'angle d'inclinaison par rapport à la normale des lignes de courant rectilignes et uniformes.

Pour terminer nous citons **les abaques de Pilot** (1967) qui traitent de la stabilité des talus et remblais reposant sur des sols compressibles.

Cependant, du fait que l'on s'appuie sur le comportement associé (élastique parfaitement plastique) donc sur une rhéologie relativement éloignée du comportement réel, les méthodes classiques ne peuvent fournir que des bornes inférieure et supérieure correspondant respectivement aux champs statiquement admissibles et cinématiquement admissible. Dès lors, des modèles de comportement élastoplastiques sont nécessaires et la méthode de calculs par éléments finis permet de contourner ces difficultés dans l'étude de la stabilité des pentes. Ceci fait **l'objet de la partie suivante**.

2.2.2 Méthodes Numériques :

L'objectif de la modélisation « au sens large » en géotechnique est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier et complexe. La modélisation numérique est un outil puissant.

Les modèles physiques et les maquettes cèdent leur place car le coût et le temps de préparation sont très importants. Ajoutons à cela que les méthodes numériques offrent des facilités pour l'analyse de résultats. D'autre part, si les modèles numériques sont toujours affaire de spécialistes. Il existe des codes offrant des interfaces très développées qui facilitent leur utilisation.

La géotechnique utilise une gamme de méthodes numériques diverses et variées qui s'adaptent aux caractères particuliers des terrains (sol et roche).

Les méthodes numériques en géotechnique ont pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure naturelle ou artificielle sur la base de lois physiques qui relient les variations des contraintes aux déformations et aux déplacements.

On peut globalement distinguer deux catégories de méthodes numériques :

→La méthode des éléments finis :

En analyse numérique, la méthode des éléments finis est une technique de calcul numérique qui consiste à discrétiser en sous-ensembles un objet (ou une partie d'un objet), ces sous-ensembles sont appelés éléments.

→La méthode des différences finies :

La méthode des différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équations différentielles avec conditions initiales et conditions aux limites (DESAI et CHRISTIAN, 1977) , c'est une technique courante de recherche de solutions approchées d'équations aux dérivées partielles qui consiste à résoudre un système de relations (schéma numérique) liant les valeurs des fonctions inconnues en certains points suffisamment proches les uns des autres.

→**Choix de La méthode :**

En fonction du type de résultats attendus (analyse de stabilité, calcul des déformations) et des caractéristiques propres au milieu étudié (type de roches ou de sols, densité du réseau de fracturation, etc.) le choix de la méthode numérique la mieux adaptée peut ne pas être immédiat.

→**Concepts de Base de la méthode aux éléments Finis :**

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 compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

2.3 Etude des tassements du sol de fondation :

Si les problèmes de stabilité des remblais sur sols compressibles entraînent surtout des incidents spectaculaires (rupture circulaires ou poinçonnement du sol de fondation), les problèmes des tassements ou, plus généralement, de déformation et de consolidation des sols de fondation ont une influence plus discrète mais aussi importante sur le comportement et, par suite, le coût de construction et d'entretien des remblais sur sols compressibles.

Il est donc nécessaire de faire une prévision correcte de l'amplitude et de la vitesse des tassements sous le remblai étudié (Magnan et al., 1984)

2.3.1 Principe De Calcul Des Tassements :

Les méthodes traditionnelles de prévision des tassements de remblais sont fondées sur la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi et sur l'essai oedométrique. Elles peuvent être appliquées valablement lorsque l'ouvrage et le sol de fondation vérifient les conditions suivantes: couche d'argile comprise entre deux couches drainantes (ou une couche drainante et une couche imperméable) et chargée uniformément sur toute sa surface (Mestat et al., 1988).

Ces conditions sont satisfaites lorsque la surface chargée est de grande étendue, de telle façon que les déplacements latéraux du sol, au moins dans la zone centrale, puissent être considérés comme négligeables (Bourges, 1976).

En revanche, ces conditions ne sont plus satisfaites si des déformations latérales notables se développent sous la fondation. Dans ce cas, des contraintes de cisaillement apparaissent dès le chargement et provoquent souvent des tassements plus importants que ceux dus au phénomène de consolidation.

A cette catégorie de problème se rattachent les ouvrages fondés sur des sols compressibles de faible capacité portante: remblais routiers de grande largeur, remblais servant d'assise à des pistes d'aérodromes ou à des voies ferroviaires ; etc.

2.3.2 Les Principales méthodes de calcul des tassements :

Le calcul des tassements est obtenu par différentes méthodes selon le binôme (type d'ouvrage/ nature du sol). On distingue deux principales méthodes :

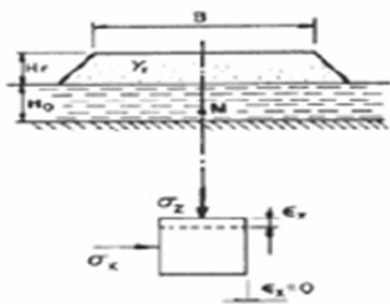
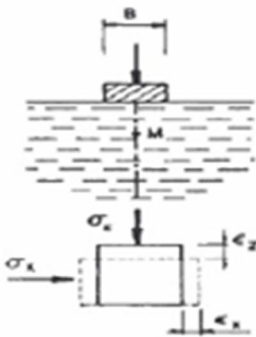
Méthode oedométrique	Méthode Préssiométrique
<u>Ouvrages concernés</u> .les remblais de grandes dimensions : 	<u>Ouvrages concernés</u> .fondation ponctuelle ou linéaire : 

Figure 2.7 : Principales méthodes de calcul des tassements

2.4 Calcul des tassements selon la méthode oedométrique :

✓ Calcul du tassement immédiat « si »

Le tassement immédiat étant provoqué par un phénomène rapide, il est admis que les déformations instantanées se produisent à volume constant ($\Delta V=0$) car l'eau n'a pas le temps d'être expulsée. Ce tassement reste souvent assez faible vis-à-vis du tassement de consolidation. On suppose généralement que le sol est isotrope, homogène et qu'il a un comportement élastique linéaire caractérisé par les modules E et $\nu=0,5$ (Magnan et al., 1984); (Pilot et al., 1988); (Mestat et al., 1999):

$$s_i = \frac{I \gamma h}{E}$$

où γh est la pression appliquée par le remblai et I , le coefficient d'influence dépendant de la géométrie et de l'épaisseur du sol compressible. En pratique, divers recueils de tables et d'abaques, ont été publiés pour la détermination des déformations élastique des sols de fondation. Par exemple, l'abaque de Giroud pour les sols de fondation monocouches (1973) :

Le tassement immédiat de la surface du sol au point M distant de x de l'axe du remblai se calcul à l'aide de la formule :

$$s_i = \frac{\gamma h}{E} \frac{a^2}{a - a'} \left[r_H - \left(\frac{a'}{a} \right)^2 r'_H \right]$$

Les paramètres sans dimensions r_H et r'_H peuvent être lu sur l'abaque de la figure 2.8 en fonction de $(x/a$ et $H/a)$ pour r_H et $(x/a'$ et $H/a')$ pour r'_H .

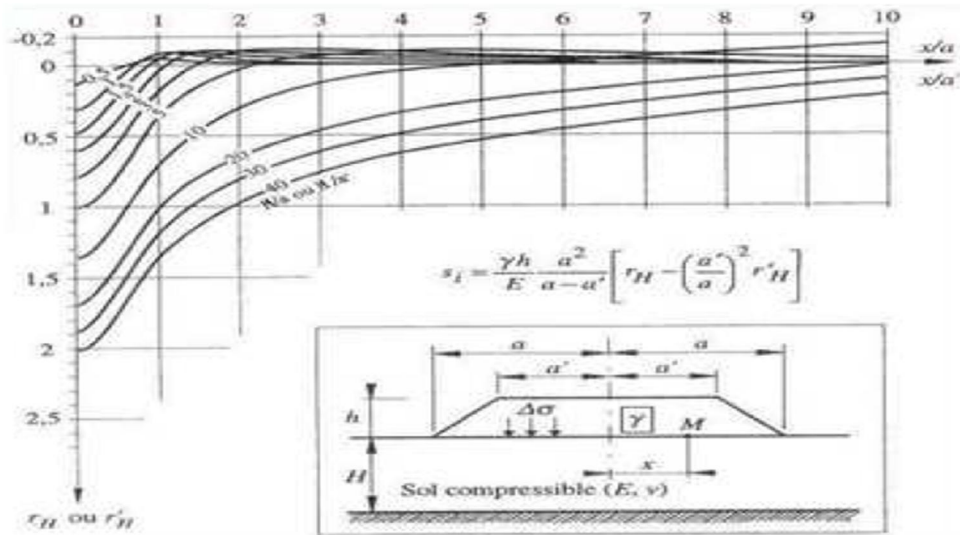


Figure 2.8: Abaque de Giroud (1973), calcul du tassement élastique immédiat ($\nu = 0,5$)

✓ Calcul du tassement de consolidation primaire « sc »

Il est déduit du tassement oedométrique s_{oed} moyennant l'application d'un coefficient correcteur μ de Skempton et Bjerrum. Ce coefficient correcteur permet de prendre en compte l'influence des déformations latérales sur le tassement unidimensionnelle final :

$$s_c = \mu s_{oed}$$

La méthode oedométrique se résume comme suit : Le massif compressible est assimilé à un assemblage de couches horizontales élémentaires relativement homogènes. Pour chaque couche i , le tassement résultant de l'accroissement $\Delta\sigma_{vi}$ des pressions appliquées au niveau de la couche est calculé par l'expression :

$$s_{oedi} = \frac{Hi}{1 + e_{0i}} \left[C_{si} \lg \frac{\sigma'_{pi}}{\sigma'_{v0i}} + C_{ci} \lg \frac{\sigma'_{v0i} + \Delta\sigma_{vi}}{\sigma'_{pi}} \right]$$

C_{ci} est l'indice de compression de la couche i . La sommation des tassements partiels permet d'obtenir le tassement total du massif. L'accroissement de la contrainte effective ($\Delta\sigma_{vi}$), dans l'axe du remblai, est donné par la formule suivante, établie dans le cadre de la théorie de l'élasticité par Osterberg (1957):

$$\Delta\sigma_{vi} = \frac{2\Delta\sigma}{\pi} \left[\left(\frac{a+b}{a} \right) (\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{b}{a} \alpha_2 \right]$$

Avec:

$$\alpha_1 = \arctan((a+b)/z) - \arctan(b/z)$$

$$\alpha_2 = \arctan(b/z)$$

$\Delta\sigma$: la contrainte verticale apportée par le remblai et les paramètres a et b sont définis sur la figure 2.9

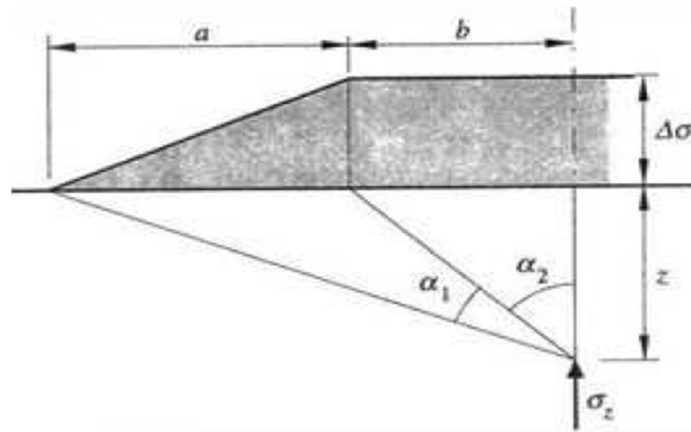


Figure 2.9 : Définition des paramètres pour la formule d'Osterberg (1957).

✓ Calcul du tassement dû aux déplacements latéraux « *slat* »

Il n'existe pas actuellement de méthode de calcul de ce terme faisant l'unanimité ; aussi ce terme est-il le plus souvent ignoré dans l'évaluation des tassements. Lorsque le coefficient de sécurité est supérieur à 2, ce terme peut être négligé. Pour réduire le délai de construction des remblais sur sol mous, l'usage est d'adopter un coefficient de sécurité minimal de 1,5.

Dans ce cas, le tassement dû aux déplacements latéraux n'est plus négligeable (Pilot et al., 1988).

Bourges et Mieussens (1979) ont proposé une méthode qui convertit le volume correspondant aux déplacements latéraux en un tassement supplémentaire du sol (fig. 2.10).

Cette méthode de prévision permet de déterminer la géométrie de la déformée horizontale.

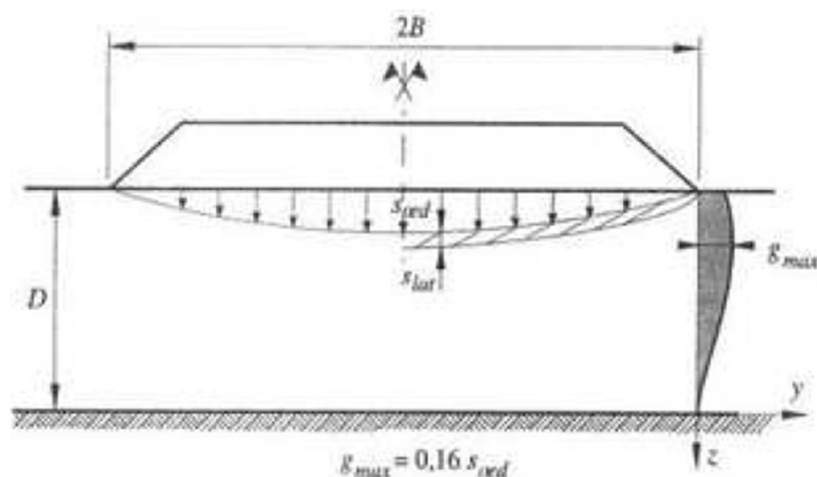


Figure 2.10: Conversion des déplacements latéraux en un tassement supplémentaire

✓ Déplacements horizontaux du sol sous les remblais

La méthode de Bourges et Mieussens (1979) fournit également le déplacement horizontal $g(z,t)$ sous la forme :

$$g(z, t) = G(Z) g_{\max, t}$$

$g_{max,t}$: le déplacement horizontal maximal du sol à l'instant t et $G(Z)$ une fonction qui décrit l'allure de la déformée horizontale.

La détermination de $G(Z)$, avec $Z=z/D$, a été effectuée par une méthode empirique, suite à une analyse détaillée des déplacements latéraux mesurés en pied de remblai sur de nombreux sites de sols compressibles.

Indépendamment de la position de l'inclinomètre par rapport au pied du remblai (figure 2.11-a) et selon la nature des sols, trois types de courbe ont été proposés pour la fonction $G(Z)$ (figure 2.11-b et tableau 2.1).

Tableau 2.1. Hypothèses de calcul et équations des déformées types (Magnan et al., 1984) ; (Pilot et al., 1988).

Courbe	Hypothèse de calcul	Equation de la déformée type
I	Peu de données sur le sol sont disponibles.	$1,83 Z^3 - 4,69 Z^2 + 2,13 Z + 0,73$
II	La couche molle est normalement consolidée sans couche surconsolidée en surface.	$3,42 Z^3 - 6,37 Z^2 + 2,14 Z + 0,81$
III	La couche de surface est moins déformable que les couches profondes.	$-2 Z^3 + 1,5 Z + 0,5$

La valeur du déplacement horizontal maximal en fin de construction $g_{max,0}$ est estimée au moyen de l'abaque de la figure 2.12. Connaissant le coefficient de sécurité (F) et le paramètre m qui caractérise la position de l'inclinomètre, $g_{max,0}$ est déterminé par la relation :

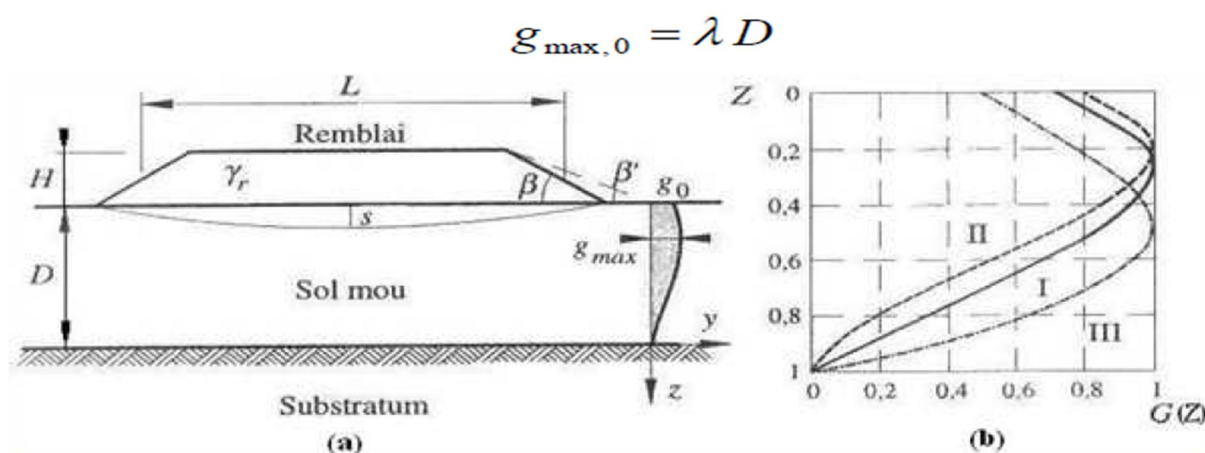


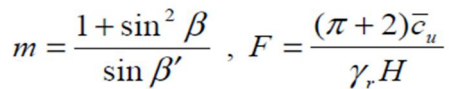
Figure 2.11 : Déplacements horizontaux sous les remblais sur sols compressibles
(Bourges et Mieussens, 1979) (a) définition des paramètres utilisés pour la prévision de la déformée ; (b) déformées adimensionnelles.

Pour les remblais qu'ils ont étudiés, Bourges et Mieussens (1979) ont estimé la variation ultérieure du déplacement maximal, par la relation :

$$\Delta g_{max,t} = 0,16 (s_t - s_0)$$

où s_t est le tassement à l'instant t dans l'axe du remblai ; s_0 , le tassement à la fin de la construction. Le déplacement horizontal maximal du sol à l'instant t est la somme de ces deux termes :

$$g_{max,t} = g_{max,0} + \Delta g_{max,t}$$

λ (%)

Le schéma de rupture du sol de fondation est

" " "

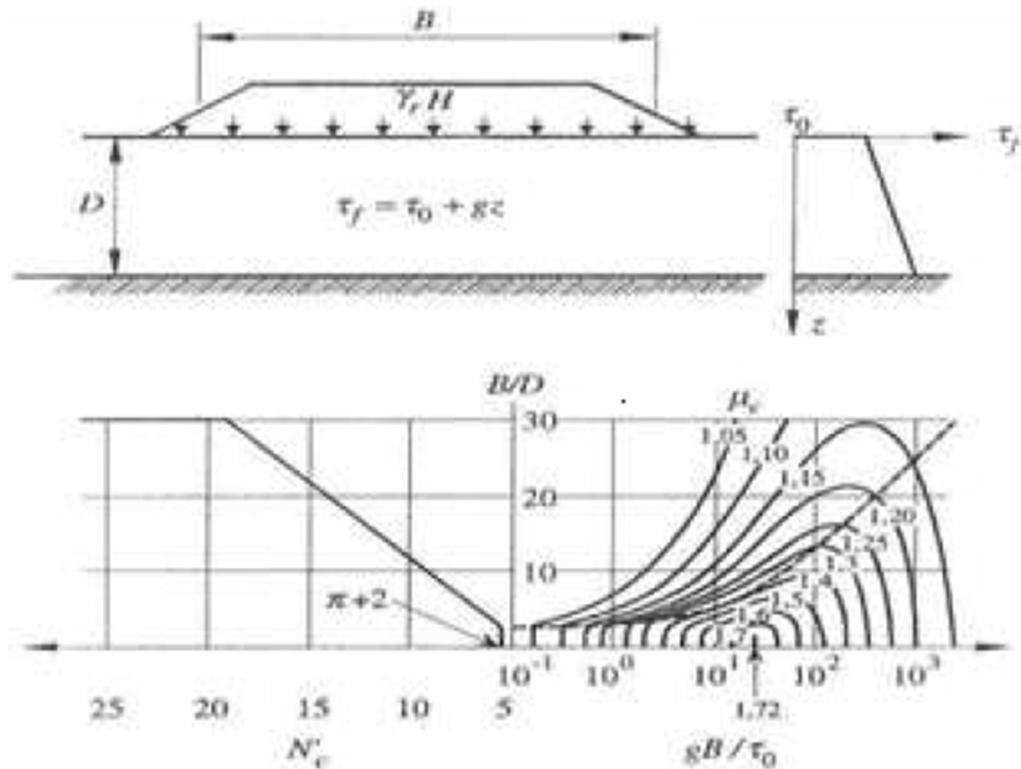


Figure 2.13. Abaques de calcul du FS selon la méthode de Matar et Salençon (1979).

2.6. Conclusions

Les remblais sur sols compressibles ont fait l'objet de nombreux développements depuis l'année 1960 et des méthodes de calcul classiques sont utilisées dans la pratique. Ces méthodes nous ont permis de constater que :

- les méthodes de calculs classiques des tassements utilisées ont été développées il y a une dizaine d'années, et servent toujours de référence. De nombreux auteurs ont proposé des aménagements à ces théories, mais personne n'a encore trouvé une solution définitive au problème de la prévision des déformations des sols.

- l'intérêt d'une étude de stabilité n'est pas seulement d'éviter une rupture mais également de permettre la définition d'un programme optimal de construction. Une sous-estimation excessive du coefficient de sécurité peut allonger la réalisation d'un chantier et à la limite conduire à mettre en œuvre inutilement des techniques onéreuses, telles que des banquettes latérales ou des drains verticaux.

- l'expérience a montré que les talus restent toujours stables si $F_s > 1,5$ et que, le glissement est pratiquement inévitable si $F_s < 1$.

Entre ces deux valeurs s'étend un domaine où il existe un risque de rupture, risque d'autant plus grand que F_s diminue. Le coefficient global de sécurité minimal requis est généralement de 1,4 à 1,5.

- la constance du coefficient de sécurité le long de la surface de rupture et les hypothèses simplificatrices utilisées rendent l'analyse de sécurité globale et approchée. Cependant, malgré leurs imperfections, les méthodes de calcul à la rupture seront vraisemblablement employées longtemps encore, car elles s'appuient sur une longue expérience. Elles ont cependant un défaut

majeur, qu'il est impossible de corriger tant que le sol est considéré comme rigide plastique. Il n'est pas possible de prévoir, avec ces méthodes, l'influence des mouvements du sol sur des structures existantes (ouvrages d'art, habitations, etc.). C'est dans cette voie que se développent actuellement des méthodes de calcul en déformation basées sur l'utilisation des lois de comportement des sols et leur traitement par la méthode des éléments finis.

- l'analyse de la consolidation par la méthode de Terzaghi (1925) présente de nombreuses limitations. Ces limitations peuvent être actuellement supprimées par l'utilisation de programmes de calcul par éléments finis. Ceux-ci permettent de faire une analyse réaliste du processus de consolidation en prenant en compte la nature bidimensionnelle ou tridimensionnelle des déformations et de l'écoulement de l'eau dans le sol de fondation, l'effet du fluage ainsi que la variation des paramètres de déformabilité et de perméabilité. Parmi ces programmes numériques, le code de calcul par éléments finis "Plaxis".

TROISIEME CHAPITRE

OUTILS NUMERIQUES DE CALCUL

OUTILS NUMERIQUES DE CALCUL

3.1. Introduction :

Le développement des méthodes de calcul numérique sur ordinateur (méthode des différences finies et méthode des éléments finies) a permis de chercher des solutions beaucoup plus réalistes et générales, fondées sur un certain nombre de modèles rhéologiques et d'algorithmes de résolution des divers aspects du comportement des sols.

Ces modèles, reposant sur des approches élastiques non-linéaires ou sur des approches élastoplastiques, permettent de décrire assez correctement le comportement des sols.

Quant aux algorithmes de résolution, leur fiabilité et leur performance dépendent surtout de la méthode de calcul utilisée et des critères de convergence fixés.

Les deux logiciels de calcul utilisés dans cette étude et présentés ci-après sont fondés sur ces principes et sont connus pour avoir donné par ailleurs des résultats satisfaisants.

Leur choix a été motivé par leur disponibilité et leur souplesse, ainsi que par leur performance du fait qu'ils se prêtent bien aux objectifs fixés pour l'analyse de la stabilité des pentes sous sollicitations statiques (poids propre et surcharges) ou dynamique (séismes, machines).

Le but de ce chapitre est de faire une étude numérique d'un remblai routier sur sol multicouche avec les logiciels PLAXIS V8 et GEOSTUDIO V2012.

Le remblai est de 12m de hauteur, dont les talus latéraux ont une pente "1/5". Ce remblai doit être construit sur une couche d'alluvions + limon noir de 3 m d'épaisseur, de alluvions d'oued de 2 m et argile rougeâtre de 5 m

On a adopté un phasage de la construction par couches du remblai car cette approche permet de tenir compte de la technique de construction, en installant des couches successives de sol (tassement).

Le calcul par éléments finis s'effectue alors en plusieurs étapes en suivant au plus près la chronologie des travaux et les techniques utilisées.

Le planning de chargement consistera à mettre en œuvre le remblai en plusieurs phases successives et chacune correspond à la construction d'une hauteur (précise $h_i=2$ m), avec des périodes d'attente pour chaque phase permettant d'obtenir une consolidation suffisante pour qu'à chaque palier la résistance au cisaillement atteinte conduise à un coefficient de sécurité satisfaisant.

3.2. Logiciel Plaxis :

3.2.1 Présentation de Plaxis :

Le code éléments finis Plaxis représente certainement un optimum actuel sur le plan scientifique et pratique.

Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élastoplasticité (avec prise en compte des pressions interstitielles, doté des méthodes de résolution, 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, de point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure.

Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage).

3.2.2. Fonctionnement du Logiciel :

✓ Définition des données (Input) :

Pour réaliser une analyse suivant la méthode des éléments finis avec Plaxis, on devra créer un modèle numérique et spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Ceci se fait à l'aide de programme d'entrée des données (Input) :

Hypothèses et géométrie

En pratique, pour des remblais qui sont relativement longs, une analyse en déformation plane d'une section transversale courante de l'ouvrage est appropriée. Donc le remblai sera analysé en déformations planes.

Caractéristiques des matériaux

Le sol de fondation compressible et le remblai sont supposés avoir un comportement décrit par le modèle de Mohr-Coulomb.

On a deux différents types de comportement de sol :

• Comportement drainé

Aucune surpression interstitielle n'est générée

• Comportement non drainé

Permettre la génération complète des surpressions interstitielles.

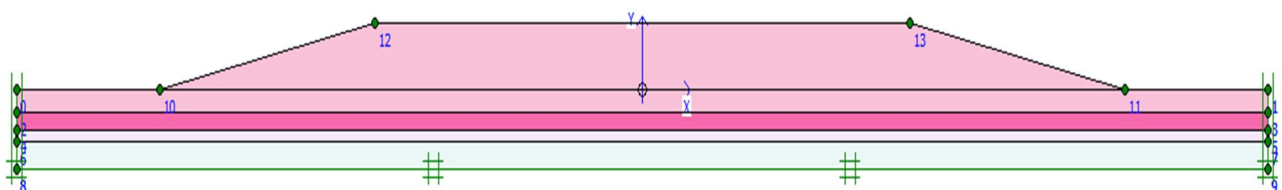


Figure 3.1 : Modèle géométrique du projet.

Génération le maillage : l'opérateur peut bien entendu de spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importe de détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds, avec un contrôle permanent à l'écran.

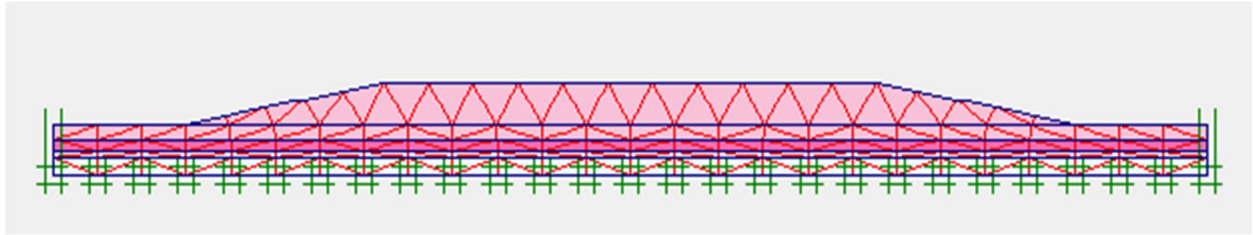


Figure 3.2 : Maillage du projet

Les conditions aux limites en déplacement : si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra spécifier les subtilités d'une manière précise (le vecteur déplacement est nul à la base du domaine étudié, et le vecteur déplacement horizontal est nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec un contrôle immédiat du résultat à l'écran.

Les contraintes initiales dues au poids des terres : peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre.

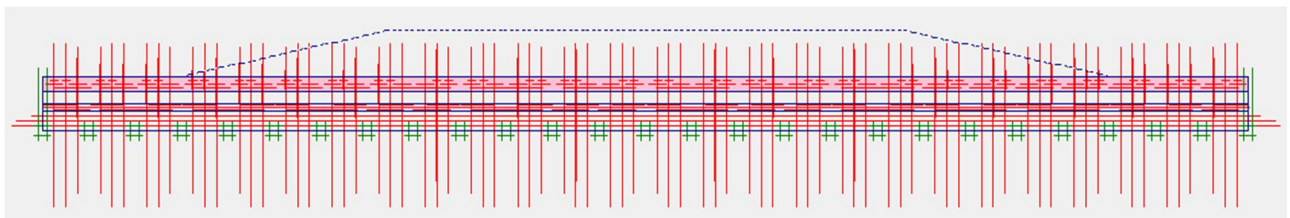


Figure 3.3 : Génération des contraintes effectives initiales

Les pressions interstitielles : ont été l'objet d'un soin particulier dans Plaxis pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles, Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine).

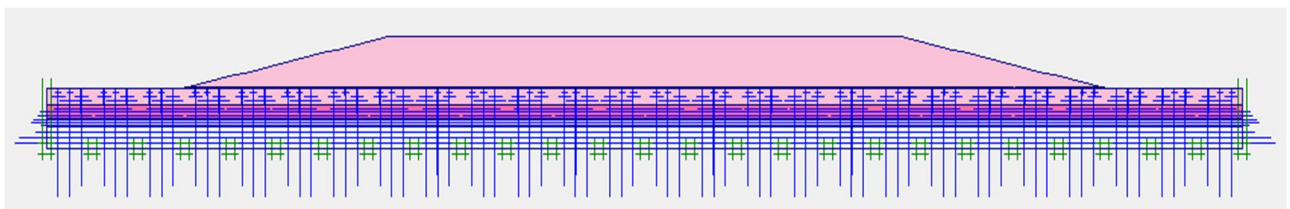


Figure 3.4 : Génération des surpressions en présence de la nappe phréatique

✓ Les calculs (Calculation) :

Après la définition du modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type des calculs à réaliser ainsi que les cas de chargement ou les étapes de construction qui seront à appliquer. On opère grâce au programme de calcul (*Calculation*).

Plaxis permet d'effectuer différents types de calculs aux éléments finis. Le programme de calcul traite l'analyse des déformations et permet de réaliser un calcul plastique (*Plastic calculation*), une

analyse de consolidation (*Consolidation analysis*), un calcul de coefficients de sécurité (*Phi-c reduction*) ou un calcul dynamique (*Dynamic calculation*).

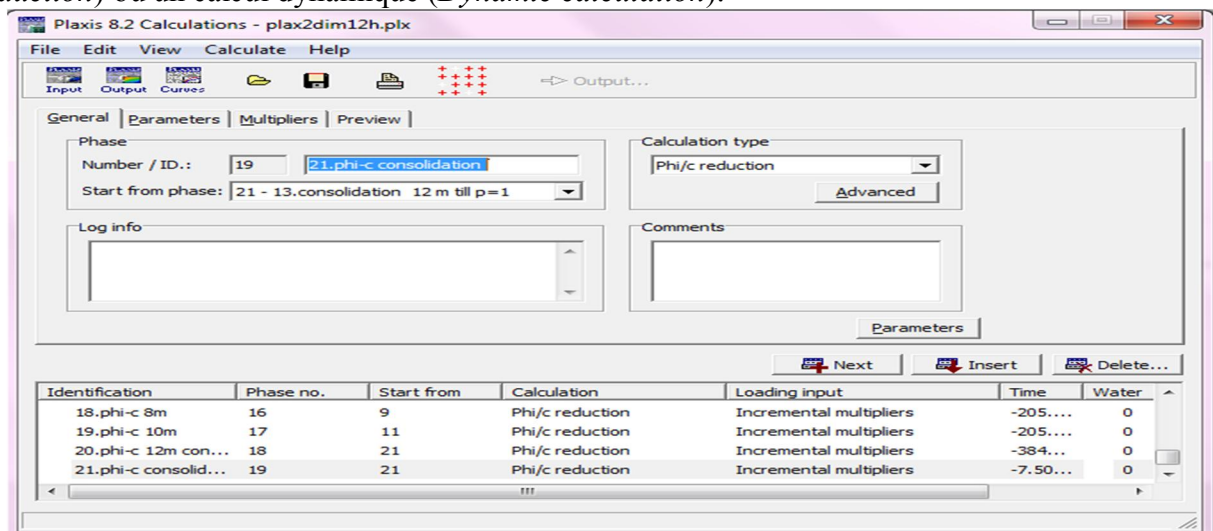


Figure 3.5 : Fenêtre des phases de calculs

Analyse de la sécurité

Le coefficient de sécurité (*Phi-c réduction*) : c'est une notation très importante en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une qualité considérable de données, supposant une réduction proportionnelle de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue pas un état réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élastoplastiques, qui présider à l'évaluation du coefficient de sécurité dans Plaxis.

✓ Résultats (Output)

Nous nous intéressons aux résultats suivants :

- les déplacements verticaux maximaux (U_y) max, pour les différentes phases de calcul.
- les déplacements horizontaux maximaux (U_x) max, pour les différentes phases de calcul.
- les surpressions interstitielles maximales "*Extrême Excès Pore Pressures*" (*EEPP*) ou (*pexcess*) max.
- le coefficient de sécurité FS (ΣMsf), pour les différentes phases de calcul.

✓ Courbe (Curves) :

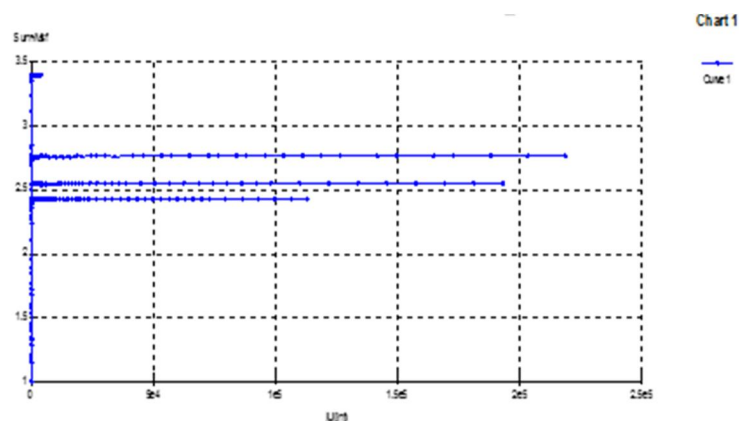


Figure 3.6 : exemples de courbes du facteur de sécurité en fonction du déplacement

PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifiques et pratiques en l'analyse des problèmes élastiques, élastoplastiques, élastovisco-plastiques en 2D (bidimensionnel) en déformations planes ou 3D (tridimensionnel) en déformations axisymétriques.

3.3 Le Logiciel Geostudio :

3.3.1. Présentation du Logiciel :

Geostudio est un logiciel de calcul géotechnique qui permet de traiter les différents problèmes du sol comme le glissement des terrains, le tassement, la consolidation, les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés à la géotechnique. Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel :

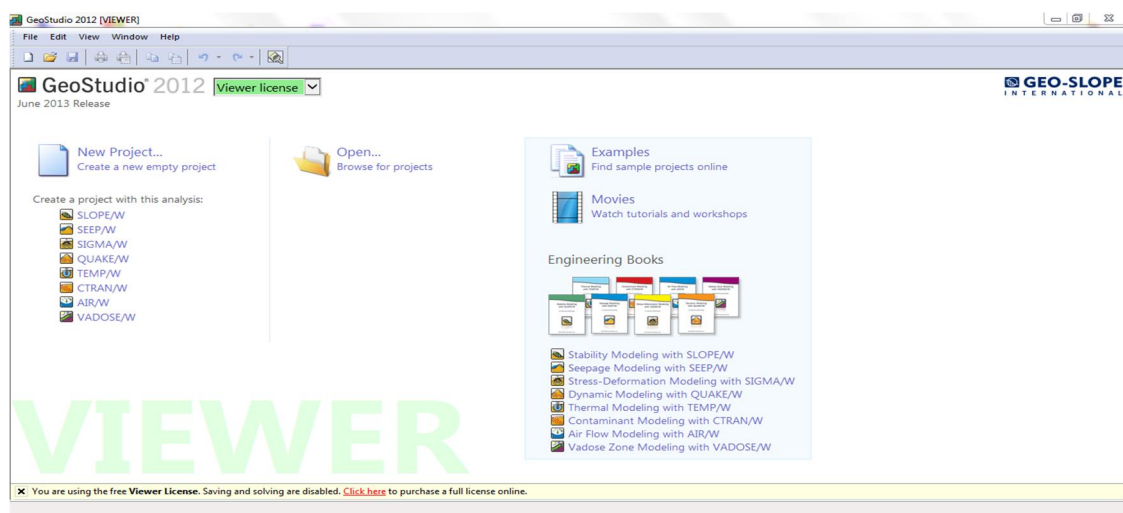


Figure 3.7 : Fenêtre du logiciel Geostudio 2012

SEEP/W : Permet de calculer les infiltrations des eaux (Par la méthode des éléments finis).

SIGMA/W : Permet d'analyser les problèmes de la relation contraintes –déformations (Par la méthode des éléments finis).

QUAKE/W : Permet de définir le comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme (Par la méthode des éléments finis).

TEMP/W : Permet d'analyser les problèmes géotechniques du sol (Par la méthode des éléments finis). Et autres logiciels.

SLOPE/W : Permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyses classiques, et c'est le programme qui nous intéresse dans la présente étude.

Nous avons choisi **SIGMA/W** et **SLOPE/W**

Le programme de calcul **SLOPE** est un programme d'analyse de la stabilité des pentes, basée sur la théorie d'équilibre limite qui consiste à respecter les deux règles de la stabilité statique, c'est-à-dire il faut satisfaire les conditions d'équilibres des moments et d'équilibre des forces.

Cette analyse consiste à calculer un facteur de sécurité en visualisant les résultats graphiques du volume instable correspondant.

Les méthodes de calcul du facteur de sécurité intégrées dans **SLOPE** sont la méthode de Fellenius, de Morgenstern-Price, de Jumbo et celle de Bishop simplifiée, et enfin" la méthode des éléments finis" qu'on peut le trouver dans la partie logique " SIGMA/W ".

Elles permettent de calculer un coefficient de sécurité vis-à-vis d'un type de rupture bien défini. Le modèle géométrique est subdivisé en tranches verticales en 2D. Il exécute plusieurs méthodes de recherches automatiques du centre de rotation de la surface de glissement potentiel jusqu'à atteindre le plus faible coefficient de sécurité.

Ainsi que, **SIGMA / W** utilise une formulation basée sur des éléments finis pour effectuer des analyses de contrainte et de déformation des structures terrestres.

Sa formulation complète contrainte-contrainte permet d'analyser des problèmes simples et très complexes.

SIGMA / W peut effectuer une analyse de déformation élastique linéaire simple ou une analyse de contrainte élastique non linéaire hautement sophistiquée, qui peut impliquer des interactions sol-structure, contrainte couplée et réponse à la pression interstitielle, et des considérations de stabilité basées sur le stress.

Les nombreux modèles de sols constitutifs vous permettent de représenter une large gamme de sols ou de matériaux structurels. En outre, **SIGMA / W** peut modéliser la génération et la dissipation de la pression interstitielle dans une structure de sol en réponse à des charges externes. Ces caractéristiques permettent à **SIGMA / W** d'analyser presque tous les problèmes de contraintes ou de déformations que vous rencontrerez dans les projets d'ingénierie géotechnique, civile et minière.

3.3.2. Le Fonctionnement du Logiciel :

Le présent logiciel comme tous les autres programmes de calcul sert à fournir des résultats issus d'un nombre défini des paramètres, donc il est nécessaire de suivre les étapes suivantes pour l'achèvement de l'opération de calcul :

✓ DEFINE:

Cette étape est très importante car on va définir le problème et introduire les différentes données spécifiques au problème en vigueur

Créer un espace de travail problématique et des propriétés d'analyse, créez une analyse **SIGMA / W** et configurez l'espace de travail du problème. Choisissez le type d'analyse, tel que la contrainte In situ, la redistribution des contraintes, la charge / déformation, la pression couplée / la pression de l'eau interstitielle, le changement de volume et la déformation dynamique.

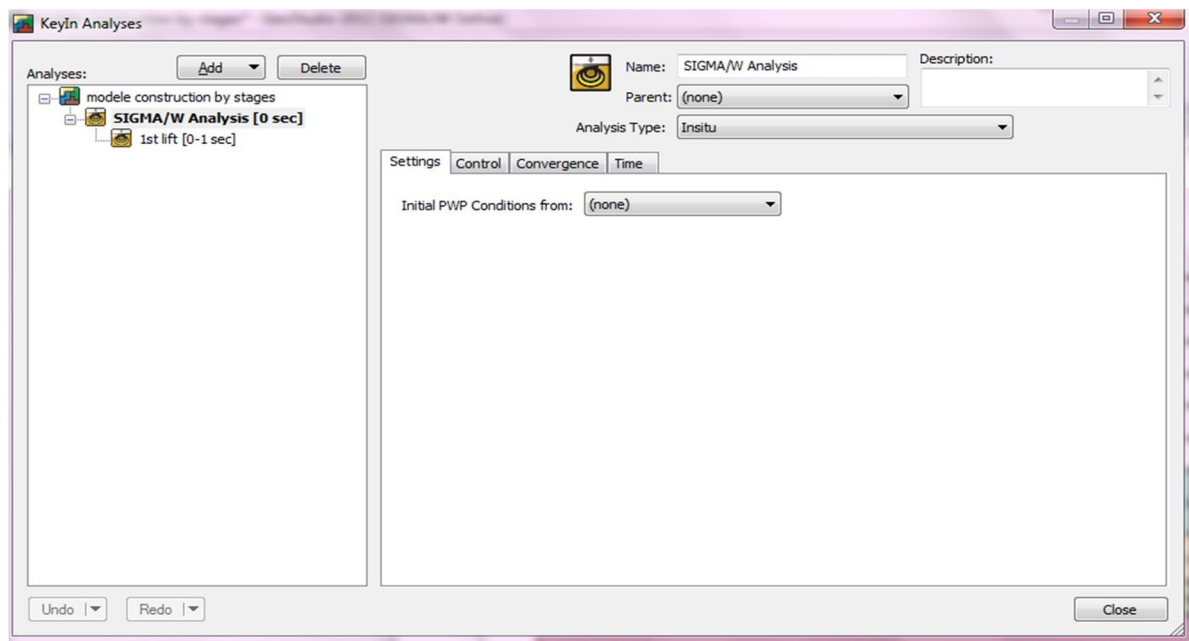


Figure 3.8 : Fenêtre d'analyse du module SIGMA / W

✓ **SET :**

Permet la délimitation de la surface du travail, la définition de l'échelle, la définition des réseaux, la détermination du zoom, la fixation d'axes.

✓ **KEYIN :**

Permet le dessin des régions de domaine à l'aide d'outils de dessin CAO, y compris les polygones et les régions circulaires, l'importation de coordonnées, les éléments géométriques copiés-collés, le retour de longueur et d'angle, la division et la fusion de régions.

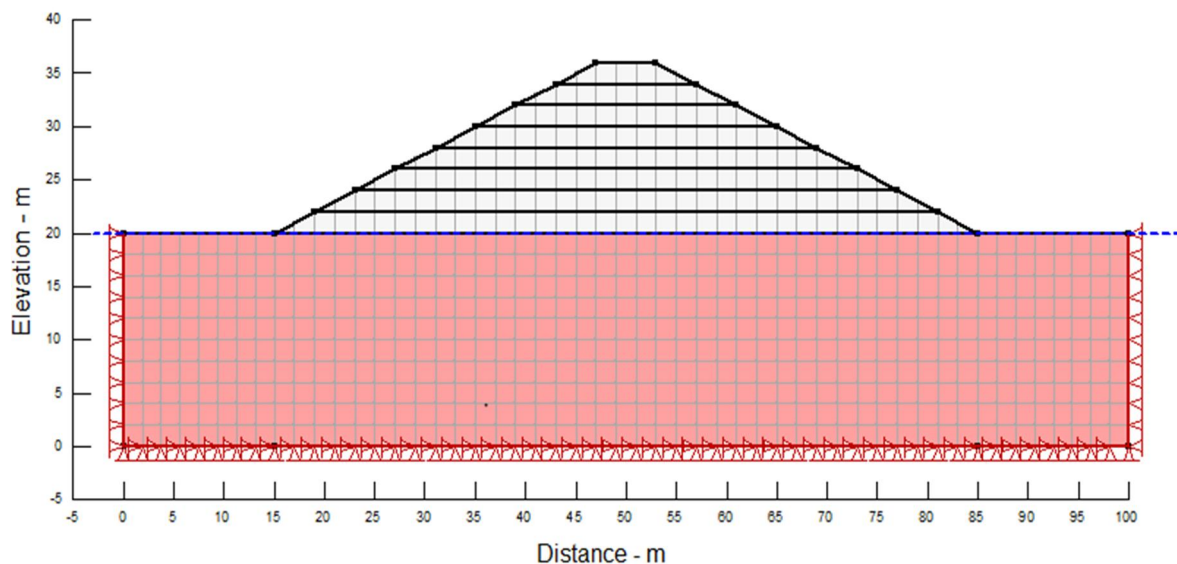


Figure 3.9: Les régions de domaine et le niveau de la nappe phréatique

Permet d'introduire automatiquement à l'aide des tableaux les paramètres géométriques de la pente (coordonnées et couches), les caractéristiques mécaniques des différentes couches constituant le talus, des conditions complémentaires nécessaires pour le calcul, le niveau de la nappe, de sélectionner les différentes méthodes de calcul, les surcharges, l'effort sismique confortements.

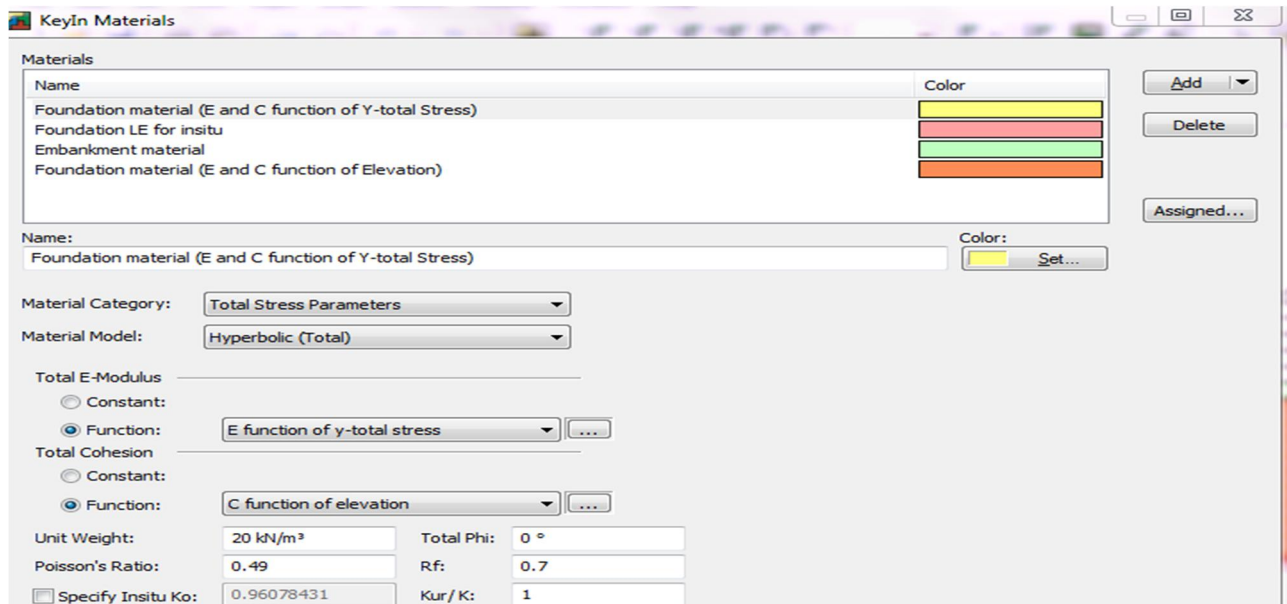


Figure 3.10: les propriétés des matériaux du domaine

✓ DRAW:

- Le dessin du rayon de la surface de rupture
- Le dessin des réseaux de la surface de rupture

SLOPE/W permet de calculer le coefficient de sécurité du talus

Modify:

Cette instruction permet aux utilisateurs de rajouter, éliminer, supprimer et modifier des objets dans le problème.

Sketch :

- La réalisation de l'esquisse du problème
- Etiquetage du sol
- Rajout d'un titre d'identification du problème
- Eclaircir les ténèbres d'identification

✓ SOLVE:

C'est l'étape de résolution du problème, à l'aide des méthodes classiques et la méthode des éléments finis et à partir des données introduites, on détermine le coefficient de sécurité F_s .

Lorsque le problème est complètement défini, démarrez le processus d'analyse dans la fenêtre **Solve Manager**. Le gestionnaire de solvabilité affiche la progression de la solution, vous permettant d'annuler ou d'arrêter / redémarrer si nécessaire.

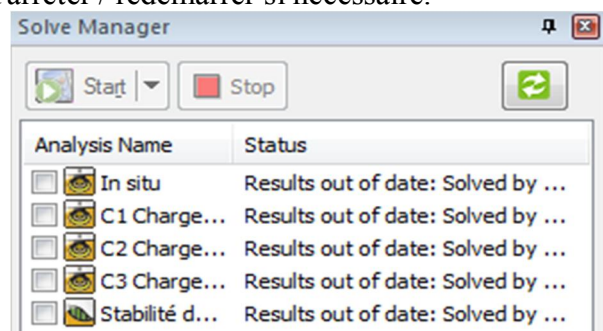


Figure 3.11 : Fenêtre du Solve Manager

✓ **RESULTATS :**

C'est l'étape chargée de traduire et afficher les différents résultats sous une forme graphique;

3.5. Spécificité de Sigma/W « Séquençage de construction par étapes » :

SIGMA / W peut être utilisé pour simuler des séquences ou des étapes de construction. Dans la terminologie des éléments finis signifie ajouter ou supprimer des éléments du maillage.

Dans **SIGMA / W**, la terminologie est activée ou désactivation des régions. Le maillage reste le même pour toutes les analyses mais les régions peuvent être activées ou désactivées simuler, par exemple, le placement du remblai ou l'enlèvement du sol pour créer une excavation.

✓ **CONCEPTS DE BASE DE SIGMA/W :**

SIGMA / W peut enchaîner une série d'analyses. Toutes les analyses peuvent être séquentielles en attribuant analyse une durée dans le temps pour former une ligne de temps continue. L'heure de début d'une analyse est l'heure de fin de l'analyse précédente.

Les régions sont activées ou désactivées pour chaque analyse, en affectant un matériau à une région où en supprimant matériel d'une région. Les conditions aux limites sont uniques à chaque analyse.

Les éléments structurels sont ajoutés en attribuant des propriétés de poutre ou de barre à une ligne ou sont supprimés en supprimant les propriétés du faisceau et de la barre à un stade particulier.

✓ **PLACEMENT DE REMPLISSAGE :**

Considérons le cas de la construction d'un remblai en plaçant le remblai dans une série d'ascenseurs.

Le diagramme suivant (Figure 3.13) montre un cas typique.

Le remplissage sera placé dans six ascenseurs. De plus, l'intention est de commencer avec un état de stress connu dans la fondation avant de placer tout remplissage. Donc, un total de 5 analyses est requis comme indiqué par l'arborescence de la Figure 3.14.

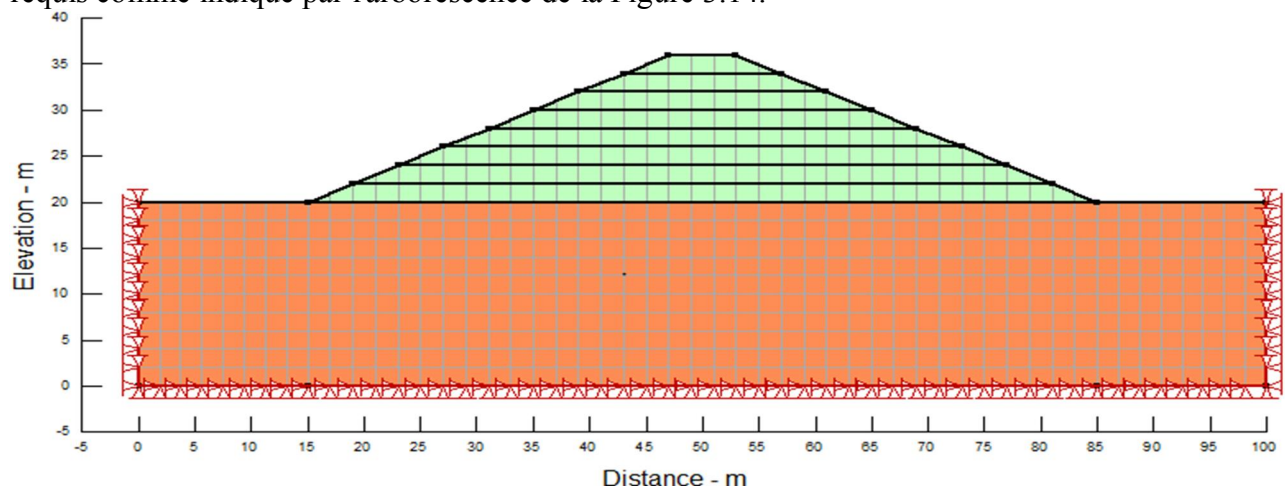


Figure 3.12: Illustration du placement de remblai par des ascenseurs

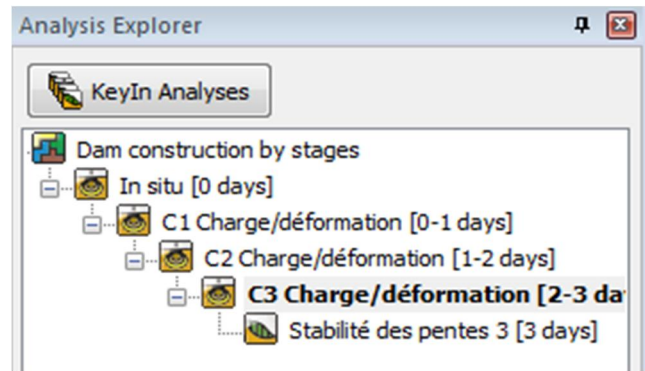


Figure 3.13 : Vue de l'arbre d'analyse

La première analyse ou étape est d'établir l'état de contrainte in situ. Ceci est suivi de huit analyses où Chaque analyse d'ascenseur représente le placement d'un mètre de remplissage.

Ceci est une **analyse de contrainte totale** donc pas de temps "réel" est impliqué dans les calculs, mais chaque l'analyse est donnée une unité de temps afin que les résultats puissent être tracés dans toutes les analyses.

Dans la terminologie SIGMA / W, le "parent" de ascenseur 1 est l'étape In situ ou inversement "l'enfant" de l'In situ le stade est ascenseur 1.

La signification algorithmique de ceci est que le " enfant " peut toujours obtenir ou hériter de ses initiales conditions du "Parent".

Ainsi, dans le contexte de la formulation incrémentale SIGMA / W, chaque analyse est un incrément et les incréments sont ajoutés aux conditions initiales.

Les trois figures suivantes montrent la configuration pour les trois premières analyses.

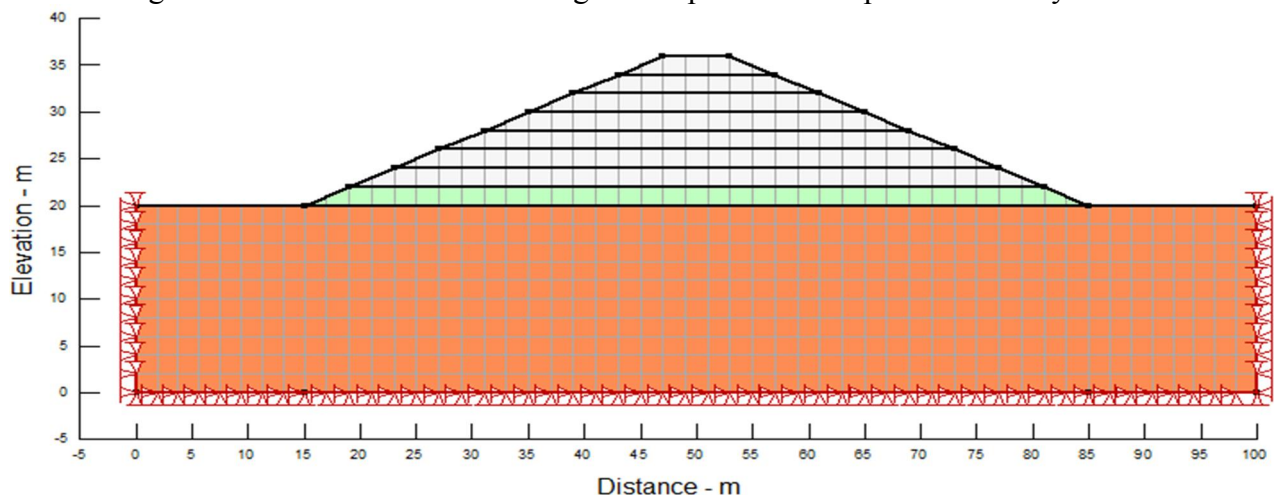


Figure 3.14 : Configuration pour la première couche (ascenseur 1)

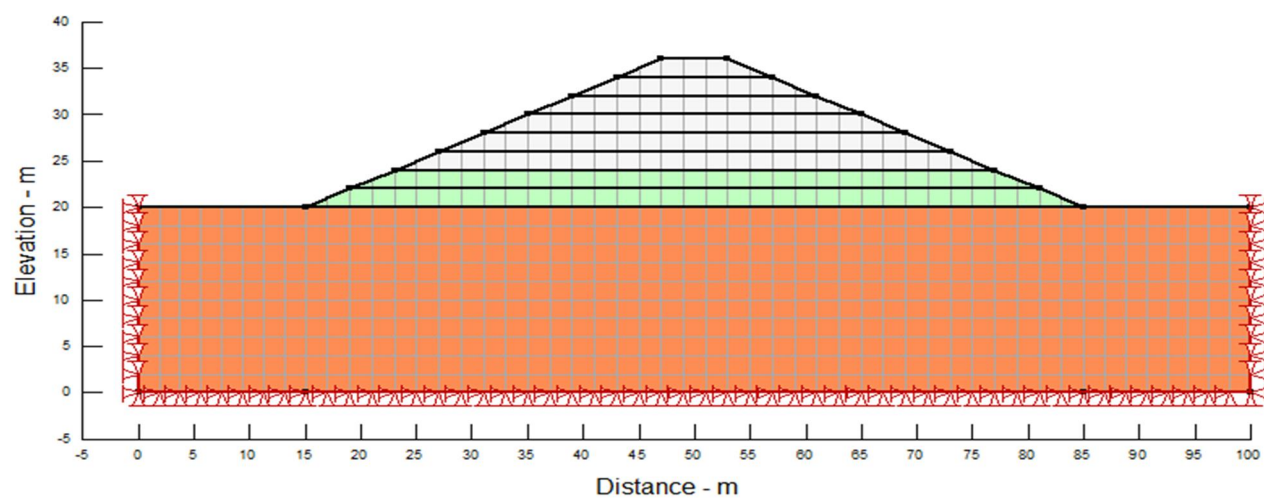


Figure 3.15 : Configuration pour la deuxième couche (ascenseur 2)

QUATRIEME CHAPITRE

ETUDE DE LA STABILITE DU REMBLAI D'AIN ARNAT

ETUDE DE LA STABILITE DU REMBLAI D'AIN ARNAT

4.1- Présentation Générale Du Site :

Ain Arnat est une commune de la wilaya de Sétif, est traversée par la route nationale 5 et l'autoroute Est-Ouest, deux kilomètres après l'aéroport. Deux routes de wilayas, la W14 à l'ouest de la ville et la W140 à l'est de la ville.

Ain Amat est l'une des vingt daïras que comptent les 60 communes de la wilaya de Sétif, Ain Arnat s'étend sur 202,55 km² et compte une population de 43551 habitants, selon le recensement général de la population et de l'habitat de 2008, avec une densité de population est de 215 habitants par km² sur la ville.

Ain Arnat loin du centre-ville de Sétif, à 19 km, tandis que l'aéroport à 17 km.

La commune d'Ain Amat Située à 1020 mètres d'altitude, cette commune a pour coordonnées UTM (universel transverse MERCATEOR)

X : 709016.00m
Y : 4006231.00m.

La commune est limitée par les communes suivantes avec leurs distances par rapport à Ain Amat :

- au nord : par la commune d'Ain Abessa 13.1 km (wilaya de
- à l'est : par la commune de El Ouricia 11.1 km (wilaya de Sétif) ;
- au sud : par la commune de Mezloug 8.6 km (wilaya de Sétif) ;
- à l'ouest : par les communes d'Ain Taghrout et Khelil (wilaya de Bordj Bou Arreridj).

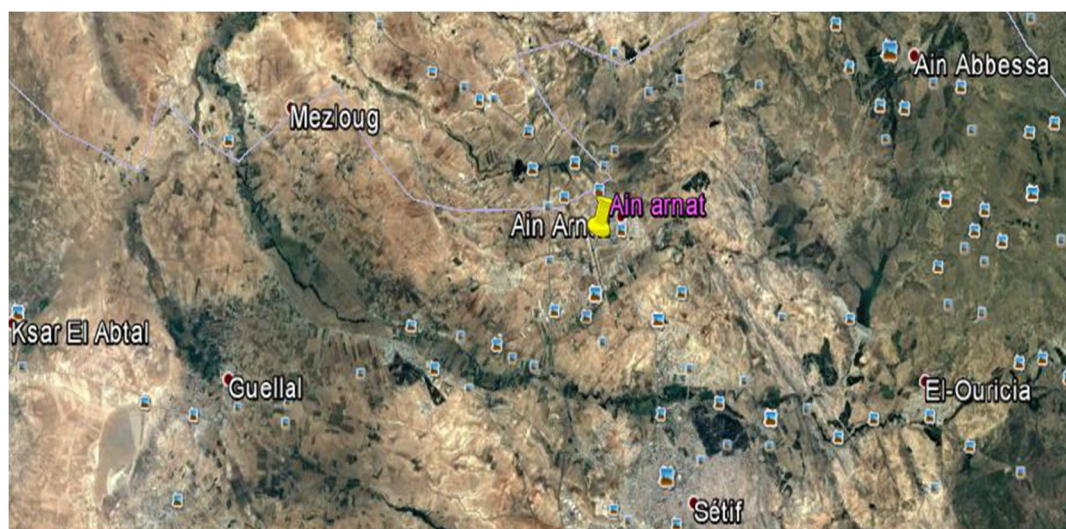


Figure 4.1 : Situation d'Ain Arnat (Image satellitaire par Google Earth)

Sétif Aéroport international 08 Mai 1945 qui est indiqué sur l'illustration Réside à la zone Khalfoun, situé dans la commune Aïn Arnat, wilaya de Sétif, Algérie



Figure 4.2 : Situation de l'aéroport d'Ain Arnat, wilaya de Sétif

4.2- Reconnaissance Du Projet :

L'extension de la piste principale de l'aérodrome d'Ain Arnat, comporte la construction d'une plateforme en remblai de 900 mètres de longueur et 150 mètres de largeur, sur un remblai dont l'épaisseur varie de 12 à 26 mètres d'épaisseurs, figure 4.2.

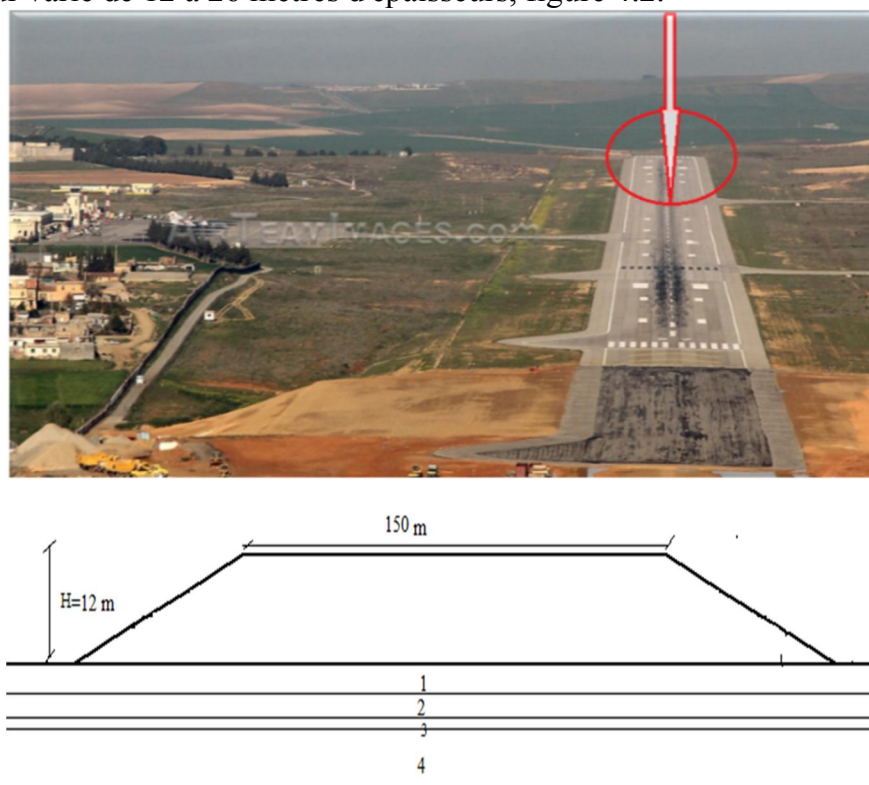


Figure 4.3 : Tronçon de l'extension de l'aérodrome d'Ain Arnat

Le site est une zone vallonnée en pente douce, traversée par un oued, des écoulements d'eaux usées et comporte une source d'eau potable.

Conditions Climatique :

La région d'Ain Amat connaît des variations importantes de températures (de -7.5 à +40°C) et des précipitations annuelles moyennes de 401 mm, pour un maximum journalier de 410 mm

Au plan Géologique :

Les terrains appartiennent à la zone des hauts-plateaux et sont constitués par une forte épaisseur d'argiles rougeâtres denses ; Comportant des horizons sableux ou caillouteux.

Des niveaux alluvionnaires constitués de galets et cailloux à matrice argilo-sableuse témoignent du cours ancien de l'oued sous la surface actuelle du terrain naturel.

Au Plan Géotechnique :

Le site du projet a fait l'objet d'une reconnaissance géotechnique comportant treize sondage carottes, équipés de tubes piézométriques, quatorze sondage au pénétromètre statique et quatre sondage pressiométriques, et d'une étude hydrogéologique. L'analyse de ce remblai distingue deux zones A et B sur le site, en fonction de l'épaisseur du remblai, et prévoit le décaissement du terrain naturel sur une profondeur de 1.5 m à 3m, la construction du remblai par phases et diverses dispositions constructives dont une couche drainante de 1.5 m d'épaisseur, des fosses latéraux avec protection des pieds des talus, le captage de la source sous le remblai et la déviation de l'oued et des écoulements d'eaux usées.

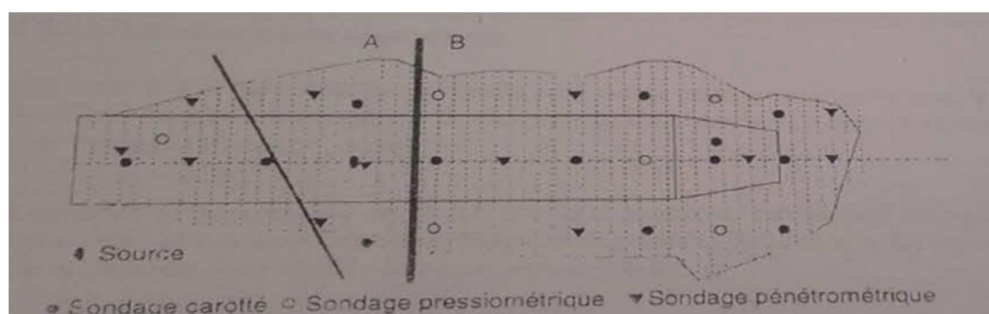


Figure 4.4 : Limites des zones A et B et position des sondages sur le site

4.3- Mouvement d'eau dans le Sol :

Eaux superficielles et eaux souterraines :

L'écoulement des eaux sur le site comme ruissellement superficielles ou un écoulement dans les couches superficielles du sol. Dans la mesure où il ne peut y avoir d'écoulement à fort débit dans la masse d'argile dense qui constitue le terrain de fondation de la piste.

La présence d'une source indique qu'il existe un écoulement à quelques mètres de profondeur, dont les sondages donnent à penser qu'il s'effectue dans une couche de galets et cailloux occupant l'ancien lit de l'oued.

La source et les circulations d'eau dans le sol :

La source de l'eau dans le terrain naturel, admet que cette eau ne peut provenir de l'argile dont la perméabilité est trop faible, et qu'elle circule nécessairement dans les alluvions grossières du lit de l'oued ancien, on peut utiliser les indications des différents sondages (carottes, pénétrométriques, pressiométriques) réalisés sur le site.

Captage de la Source et dérivation des écoulements superficiels :

Les solutions envisagées pour, d'une part, capter la source et d'autre part, dériver l'oued et les écoulements d'eaux usées constituent :

Capter la source sous le remblai et conduire l'eau vers l'extérieur avec un tuyau. Détourner l'oued et les eaux usées dans les fosses latérales du futur remblai.

Le captage de la source sous le futur remblai n'est pas facile à réaliser car les travaux de terrassement risquent de détruire le terrain au voisinage de la source et de perturber l'écoulement de l'eau. Une alternative consisterait à capter l'eau de la source à l'extérieur de l'emprise du projet.

A condition de savoir de quelle façon elle arrive jusqu'à la source, comme évoque ci-dessus, il est pour cela important de savoir si l'eau provient d'une seule cote ou de deux et ensuite de préciser, par des sondages à la pelle, la géométrie du dépôt de galets et cailloux qui sont supposés guider l'eau vers la source.

Un autre point important est d'assurer qu'il n'y ait pas de pollution de la source par les eaux de ruissellement et qui circulent sur le site. Il faut pour cela éviter le croisement de l'oued, des eaux et de l'alimentation de la source. Cela peut conduire à canaliser les cours <leviers de l'oued et des rejets d'eaux usées et à bétonner les fosses ou canaux correspondants. Une alternative serait de faire passer ces cours d'eau dans des tuyaux étanches, suffisamment grands pour accepter les débits en période de pluies.

4.4- Caractéristiques sismiques considérées

La commune d'Ain Amat classée dans la zone IIa, zone de sismicité moyenne les valeurs d'accélération de zone et leur coefficients sismiques horizontaux sont définies dans le Tableau 4.1.

Tableau 4.1 : Les valeurs de coefficient d'accélération et le coefficient sismique horizontal

Groupe	1 A	1 B	2	3
Valeur de A	0.25	0.20	0.15	0.10
Valeur de K_h	0.125	0.10	0.075	0.05

Avec :

K_h : Coefficient sismique horizontal

A : Valeur du coefficient d'accélération de zone

4.5- Calcul de la stabilité du remblai :

4.5.1- Section du remblai étudié :

Dans notre cas on a étudié le deuxième remblai qui correspond à la section PK 2+570--2+800, la géologie au niveau de cette section est marquée par la présence d'une couche de limons noirs a consistance molle, d'une couche d'alternance de limons noirs et d'alluvions, d'une couche d'alluvions d'oued et une assise d'argiles rougeâtres très épaisse.

Le L.T.P.E. Est, préconise au niveau de cette section la substitution de la couche de limons mous sur une épaisseur de 4m. Nous considérons donc un remblai de 16m d'hauteur.



Figure 4.5 : Section du remblai étudié au niveau du PK2+570 au PK 2+800

Le remblai repose sur un multicouche, constitué de quatre couches de sol, une couche de remblai de substitution reposant sur une couche de limon noir et alluvions qui elle-même repose sur une couche de alluvions d'oued repose sur une couche de argiles rougeâtres.

Dont les caractéristiques moyennes de cisaillement sont regroupées dans le tableau 4.2 :

Tableau 4.2 : Caractéristiques des matériaux du multicouche.

Couche de sol	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)
Remblai de substitution	21	2	30
Limons noirs et alluvions	17.8	40	11
Alluvions d'oued	20	0	35
Argiles rougeâtres.	16.1	100	15

4.5.2- Profil du remblai retenu :

La section du remblai étant symétrique, nous avons étudié le demi-profil comme représenté ci-dessous sur la figure 4.6.

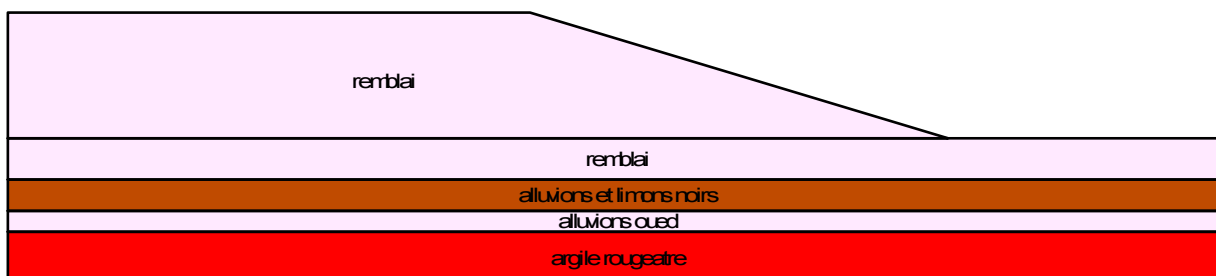


Figure 4.6 : Profil retenu pour l'étude.

4.6- Calculs préliminaires de la stabilité du remblai à l'aide du logiciel GEOSTUDIO :

Nous avons examiné le calcul de la stabilité sismique du remblai par les méthodes de calcul à l'équilibre limite en utilisant le module SLOPE/w du logiciel GEOSTUDIO version 2012.

Plusieurs types de calcul de la stabilité du remblai ont été examinés :

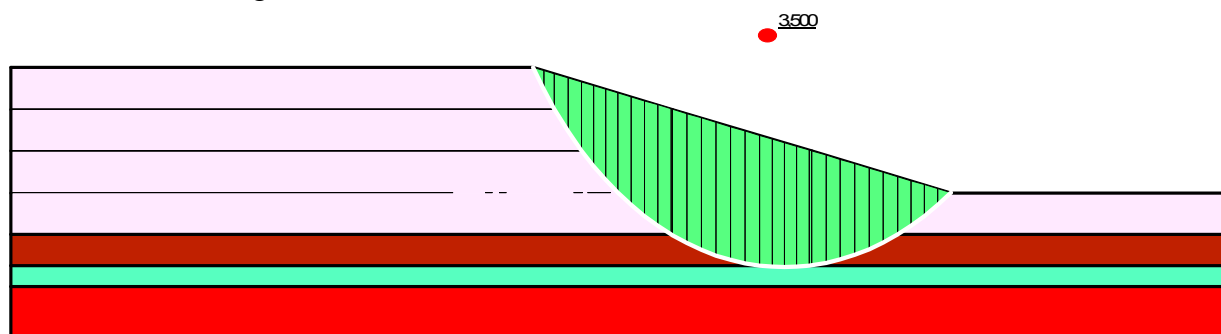
- Le premier calcul : remblai sous chargement gravitaire seul.
- Le deuxième calcul : remblai sous chargement gravitaire et effet de la nappe d'eau.

- Le troisième calcul : remblai sous chargement gravitaire, effet de la nappe et effet du séisme.

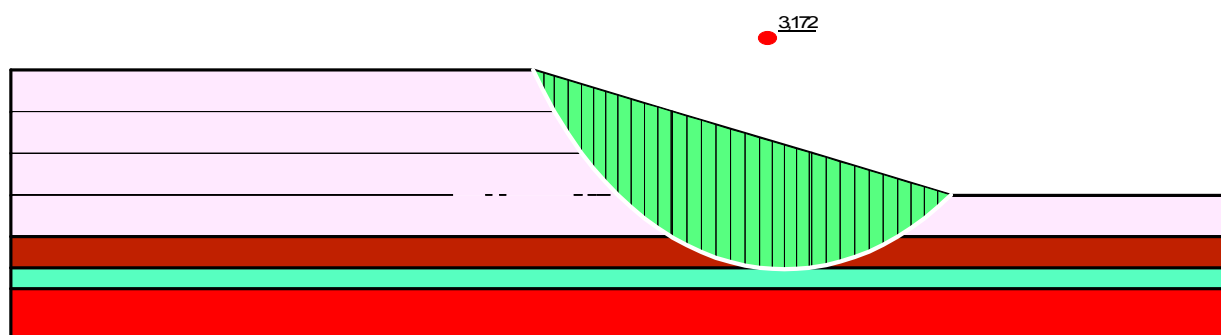
4.6.1- Calcul sous chargement gravitaire :

Une seule phase de calcul étant définie, après introduction de la géométrie, les matériaux, la surface de glissement le calcul est lancé en choisissant une méthode de calcul à l'équilibre limite tel que Bishop, Ordinaire (Fellenius), Spencer, Janbu, Morgenstern-Price ...

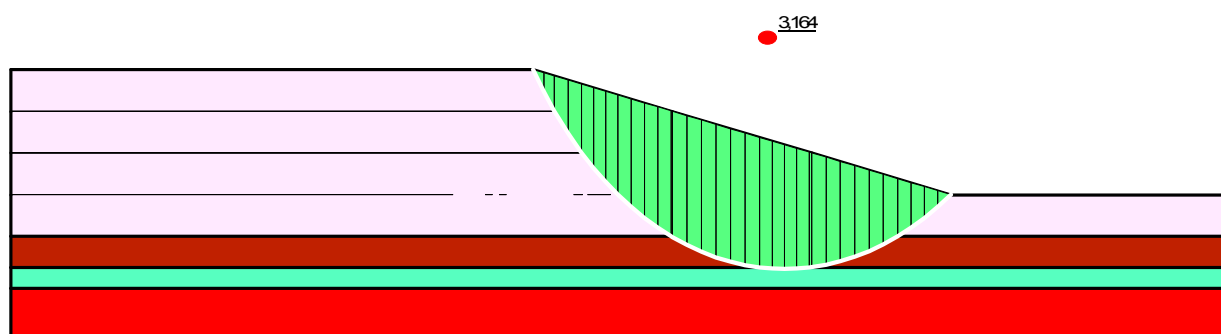
La position du cercle de rupture critique et la valeur du facteur de sécurité par les trois méthodes sont affichés sur la figure 4.7 ci-dessous.



a-Selon la méthode de BIHOP



b-Selon la méthode de FELLENIUS



c-selon la méthode de JANBU

Figure 4.7 : Cercle de rupture critique et valeur du FS sous chargement gravitaire

Les résultats du calcul sont affichés pour une méthode, le passage d'une méthode à l'autre est très simple, les valeurs du facteur de sécurité sont encadrées dans le tableau 4.3.

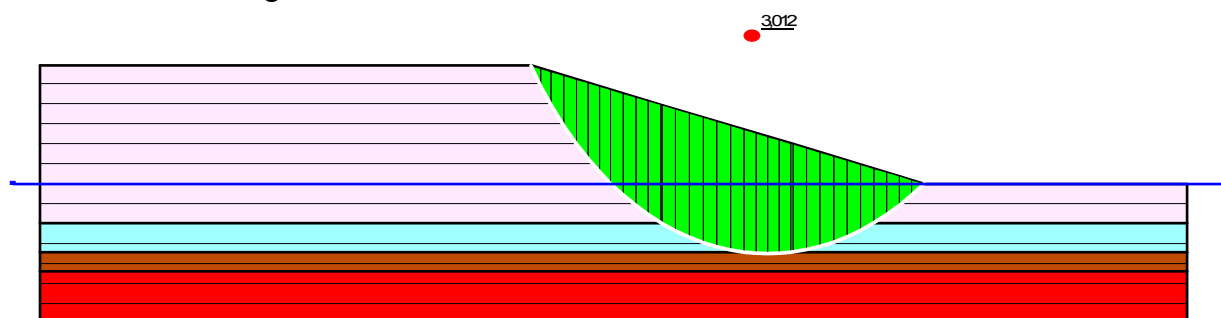
Tableau 4.3 : valeurs du facteur de sécurité sous chargement gravitaire

Méthode	Fellenius	Bishop	Janbu
Valeur de FS	3.17	3.5	3.16

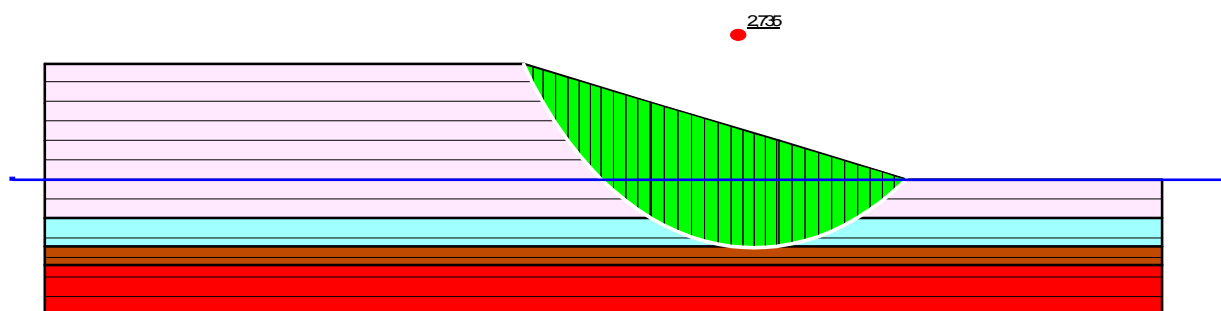
Sous chargement gravitaire le talus est très stable selon les trois méthodes implémentées dans le logiciel Geostudio (Fellenius, Bishop et Janbu).

4.6.2- Calcul sous chargement gravitaire et nappe phréatique :

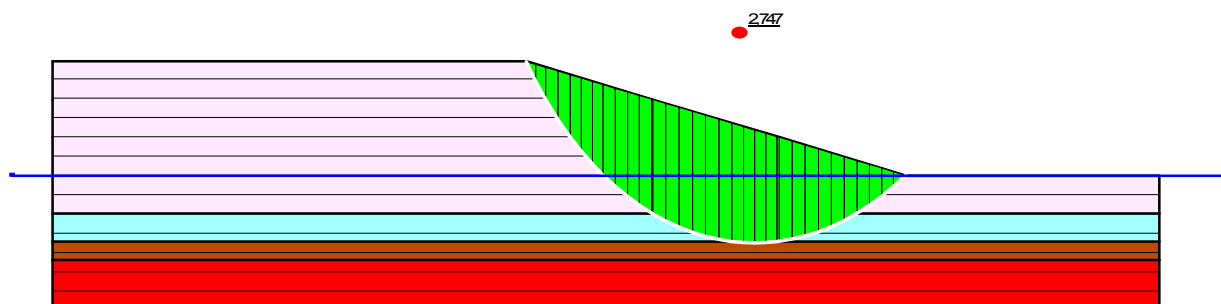
En présence de la nappe phréatique située au niveau du sol, le calcul se fait en une seule phase, la position du cercle de rupture critique et la valeur du facteur de sécurité par les trois méthodes sont affichés sur la figure 4.8 ci-dessous.



a-Selon la méthode de BIHOP



b-Selon la méthode de FELLENIUS



c-selon la méthode de JANBU

Figure 4.8 : Cercle de rupture critique et la valeur du FS sous G et nappe

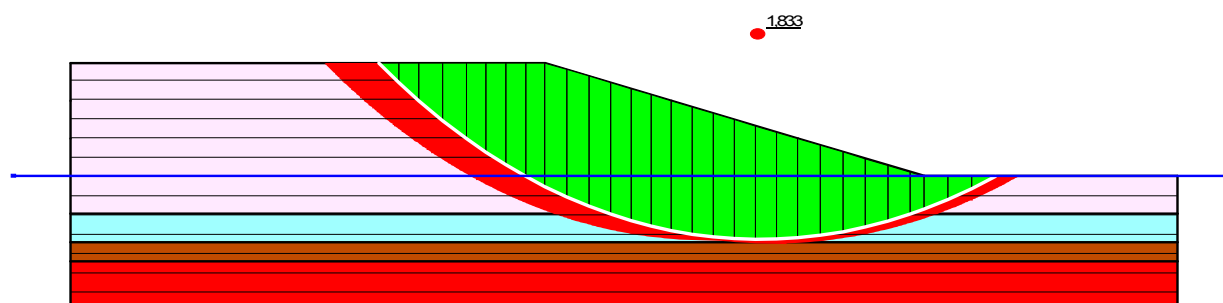
Les valeurs du facteur de sécurité en présence de la nappe au niveau 0.0, sont encadrées dans le tableau 4.4.

Tableau 4.4 : Valeurs du facteur de sécurité sous chargement gravitaire et nappe

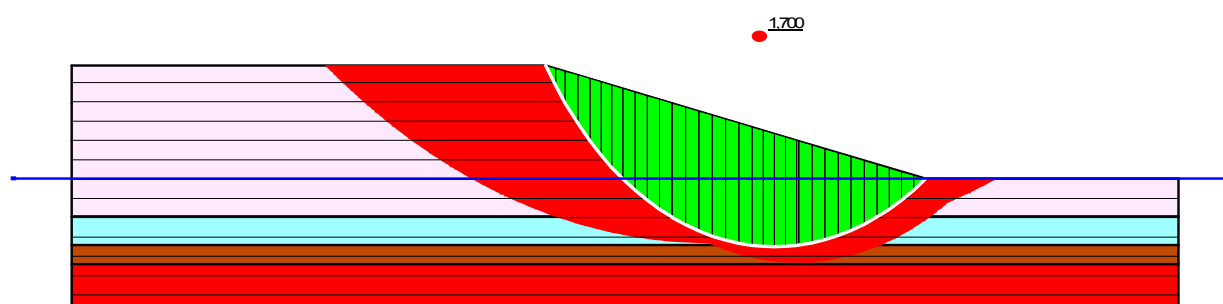
Méthode	Fellenius	Bishop	Janbu
FS	2.73	3.01	2.75

4.6.3- Calcul sous chargement gravitaire, nappe phréatique et séisme maximal :

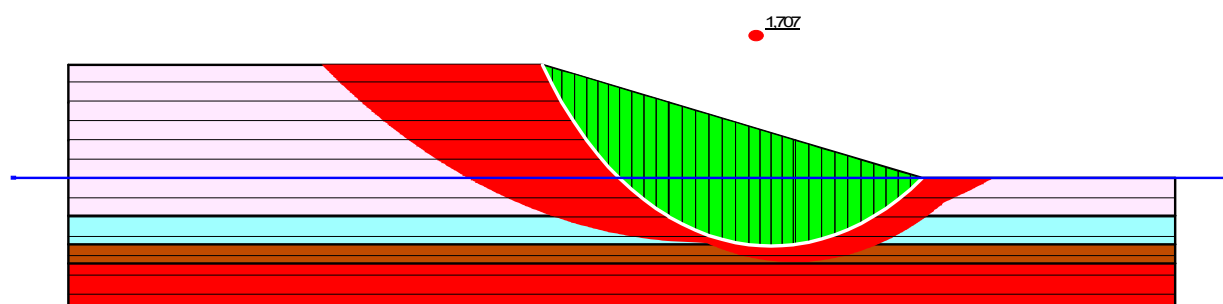
Sous effet combiné de chargement gravitaire, de la nappe phréatique située au niveau du sol et d'un séisme d'intensité maximale calcul se fait en une seule phase, la position du cercle de rupture critique et la valeur du facteur de sécurité par les trois méthodes sont affichés sur la figure 4.9 ci-dessous.



a-Selon la méthode de BIHOP



b-Selon la méthode de FELLENIUS



c-Selon la méthode de JANBU

Figure 4.9 : Cercle de rupture critique et la valeur du facteur de sécurité sous effet combiné

Les calculs sous l'effet combiné du chargement gravitaire, du séisme et de la nappe d'eau sont encadrés dans le tableau 4.5 :

Tableau 4.5 : Valeurs de FS sous effet combiné du chargement gravitaire, séisme et de la nappe

Méthode	Fellenius	Bishop	Janbu
FS	1.70	1.83	1.71

Comparaison Des Résultats de méthodes d'équilibre limite :

Les résultats du calcul par les trois méthodes d'équilibre limite (MEL) à savoir Fellenius Bishop et Janbu sont encadrés dans le tableau 4.6 ci-dessous :

Tableau 4.6 : Récapitulation des résultats des valeurs du Facteur de Sécurité par MEL

Méthode	Fellenius	Bishop	Janbu
Sous G	3.17	3.50	3.16
Sous G + Nappe	2.73	3.01	2.75
Sous G + Nappe + Séisme	1.70	1.83	1.71

Conclusion :

Selon les résultats du calcul par les trois méthodes d'équilibre limite (MEL) on constate que :

- les méthodes de FELLENIUS et JANBU donnent les mêmes résultats ;
- la méthode de Bishop surestime les valeurs de 6 à 10% par rapport à celles de FELLENIUS et JANBU.

4.7- Calculs détaillés de la stabilité du remblai à l'aide du code Plaxis

4.7.1- Profil étudié :

Dans le but de bien mener notre étude et de confirmer les résultats précédents, on a repris les calculs sous effet combiné chargement gravitaire, nappe phréatique située au niveau du sol et un séisme d'intensité maximale ($k_h=0.125g$), en utilisant un logiciel en éléments finis, qui est le code PLAXIS.

Le profil du remblai étudié est représenté sur la figure 4.10 ci-dessous :

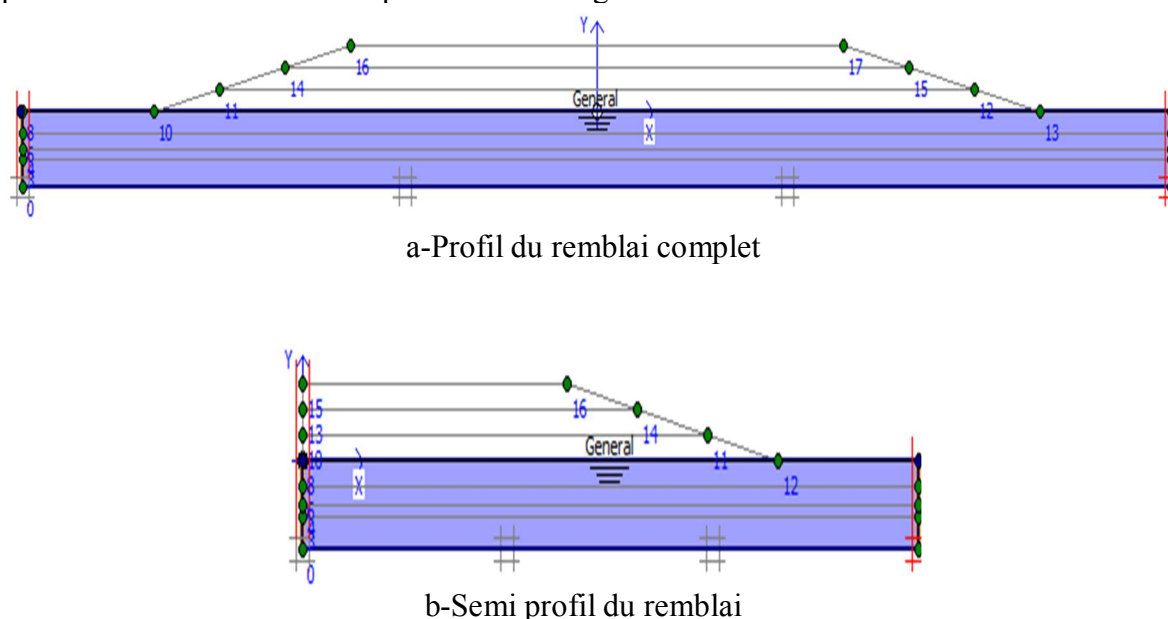


Figure 4.10 : Profil du remblai étudié par le code PLAXIS

4.7.2- Principes du calcul :

Le calcul se fait en en partant d'un état initiale, suivi de l'activation par étape de 03 couches de remblai de 4m de hauteur chacune puis une phase de dissipation totale des pressions interstitielles et enfin une phase de réduction des caractéristiques (ϕ et c) de cisaillement pour obtenir le facteur de sécurité en présence ou sans séisme.

Les caractéristiques de chaque phase de calcul sont présentées sur la figure 4.11 ci-dessous :

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input
Initial phase	0	0	N/A	N/A
✓ Couche 1 de remblai	2	0	Consolidation analysis	Staged construction
✓ Attente C1	3	2	Consolidation analysis	Staged construction
✓ Couche 2 de remblai	4	3	Consolidation analysis	Staged construction
✓ Attente C2	5	4	Consolidation analysis	Staged construction
✓ Couche 3 de remblai	6	5	Consolidation analysis	Staged construction
✓ Dissipation totale	7	6	Consolidation analysis	Minimum pore pressure
✓ Stabilité Mécanique sans seisme	8	7	Phi/c reduction	Incremental multipliers
✓ Effet Combiné	9	7	Plastic analysis	Total multipliers
✓ Stabilité sous effet combiné	10	9	Phi/c reduction	Incremental multipliers

Figure 4.11 : Caractéristiques de chaque phase de calcul sous PLAXIS

4.7.3- Résultats des calculs :

4.7.3.1- Déplacements au cours du remblaiement par couche :

Les déplacements verticaux, horizontaux et totaux après chaque étape de remblaiement de quatre mètres de hauteur chacune, au-dessous du centre du remblai sont encadrés dans le tableau 4.7 :

Tableau 4.7 : Déplacements à la fin de chaque couche de remblaiement au-dessous du centre du remblai

	Couche de remblaiement			
	C1(+4m)	2(+8m)	C3 (+12m)	
Déplacement	Sans séisme			Sous séisme
Vertical	0,42	0,96	2,32	3,57
Horizontal	0,22	0,38	0,43	1,48
Total	0,43	0,98	2,32	3,57

Les déplacements totaux sous effet combiné chargement gravitaire, nappe phréatique et séisme maximal sont représentées sur la figure 4.12.

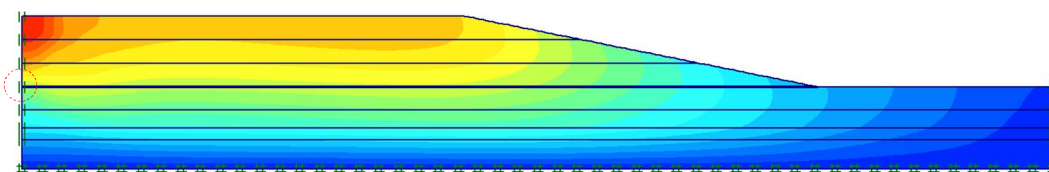


Figure 4.12 : Déplacements totaux sous effet combiné

4.7.3.2- Facteur de sécurité au glissement après remblaiement total :

Après remblaiement totale le facteur de sécurité au glissement sous effet du chargement gravitaire et de la nappe phréatique est de 2.74.

Sous effet combiné chargement gravitaire, nappe phréatique et séisme maximal le facteur de sécurité au glissement se réduit à 1.47.

Les lignes de rupture du glissement du talus, sous effet combiné chargement gravitaire, nappe phréatique et séisme maximal sont représentées sur la figure 4.13.

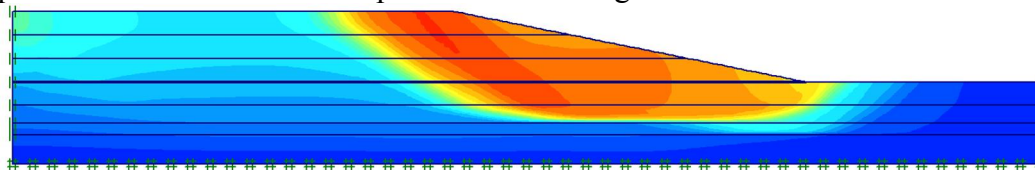


Figure 4.13 : Position des lignes de rupture sous effet combiné

4.7.4- Etude paramétrée :

On a fixé la hauteur du remblai à douze mètre, et on a fait varier le facteur d'accélération sismique horizontale autour des valeurs correspondantes aux différents types d'ouvrage de la zone sismique dans laquelle est situé notre projet d'étude.

Les résultats de calcul du facteur de sécurité sous effet combiné "Chargement gravitaire, nappe et séisme" sont encadrés dans le tableau 4.8.

Tableau 4.8 : Valeurs du FS en fonction du Facteur d'accélération horizontale

k_h	0	0.05	0.075	0.10	0.125	0.15	0.20	0.25
FS	2.74	2.02	1.81	1.61	1.47	1.33	1.10	collapses

Le remblai est très stable dans la zone d'étude et il reste stable ou à la limite de stabilité pour une intensité inattendu et il s'effondrera lorsque de l'accélération horizontale atteint la valeur 0.25g. La figure 4.14 présente quelques courbes du facteur de sécurité en fonction du déplacement.

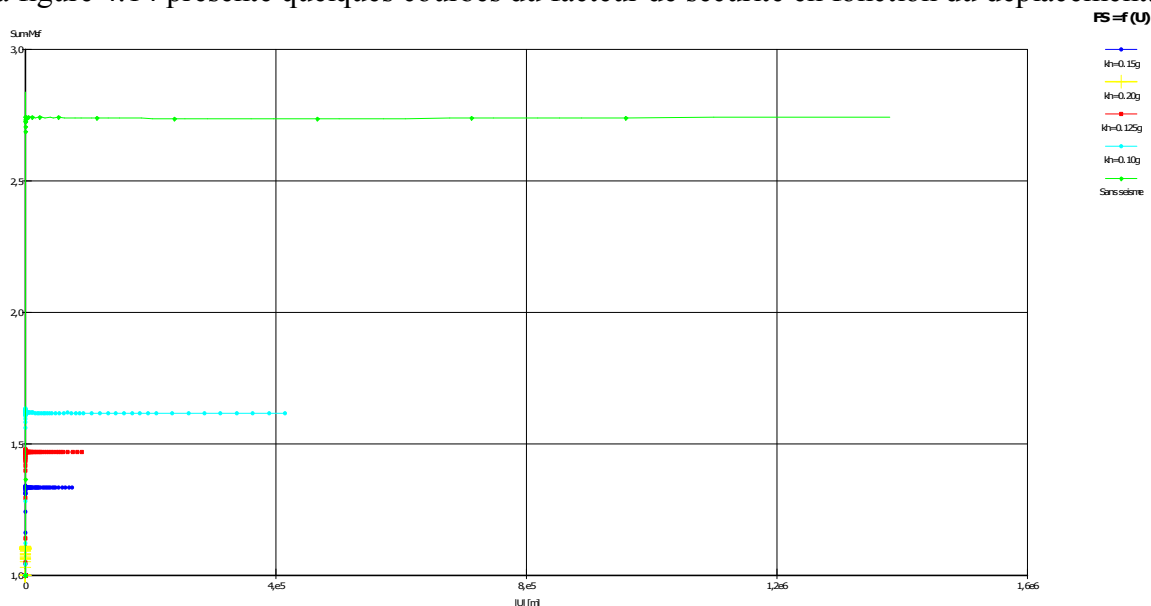


Figure 4.14 : Courbes du facteur de sécurité en fonction du déplacement

4.8- Comparaison des résultats du FS par méthodes en EL et ceux de la méthode en EF :

Les résultats de calcul du facteur de sécurité, par la méthode numérique en élément fini implémentée dans le logiciel PLAXIS et ceux des méthodes classique en équilibre limite, implémentée dans le module SLOPE du logiciel Geostudio, sont encadrés dans le tableau 4.9:

Tableau 4.9: Valeurs du facteur de sécurité au glissement par EF et EL

Type du Chargement	Equilibre limite			Eléments Finis
	Fellenius	Bishop	Janbu	Plaxis
Gravitaire + nappe	2.88	3.16	2.82	2.74
Gravitaire +nappe + séisme	1.70	1.83	1.71	1.47

4.9. Synthèse :

Grace aux outils numériques utilisés, à savoir le module slope du logiciel GEOSTUDIO et le code en éléments finis Plaxis, on a pu vérifier la stabilité général du remblai et de calculer les déplacements verticaux, horizontaux et totaux en tout point du profil étudié en prenant en compte les différents cas de chargement possible et en incluant le phénomène consolidation dans les calculs.

Selon les calculs effectués par le logiciel GEOSLOPE, on constate que les méthodes de Fellenius et celle de Janbu donnent les mêmes valeurs du facteur de sécurité, tandis que la méthode de Bishop surestime les valeurs de 6à10%.

Les résultats des calculs par l'approche « phi-c reduction » utilisée par Plaxis sont proche aux valeurs de Fellenius et Janbu par rapport aux valeurs de Bishop.

Ces résultats confirment encore l'effet de l'accélération sismique sur les valeurs du facteur de sécurité vis-à-vis du glissement et sur les valeurs des déplacements.

Pour tous les cas de chargement le remblai reste très stable, le tassement maximal au centre est de 2.32m, valeur qu'il faut prendre en compte lors de la réalisation du projet.

CONCLUSION GENERALE

L'étude présentée dans ce mémoire avait pour finalité d'analyser le comportement des remblais vis-à-vis des différents cas de chargement possible avec une étude du cas du remblai de l'extension de l'aérodrome de Ain Arnat (willaya de Sétif).

Cette étude a permis dans une première étape d'exposer les différentes méthodes de calcul actuellement disponibles (calcul en équilibre limite et calcul en éléments finis) et l'approche de calcul pseudo-statique, en conformité avec la réglementation parasismique algérienne en vigueur (RPA 99, version 2003).

Dans une seconde étape, cette étude a permis de mettre en œuvre deux outils numériques performants dédiés à ce type d'études : le module SLOPE/w du logiciel GEOSTUDIO pour l'analyse de la stabilité des talus en ruptures circulaires et non circulaires par un calcul en équilibre limite avec la méthode des tranches (méthodes de Fellenius, de Bishop et Janbu) et le code de calcul en éléments finis PLAXIS pour l'analyse en déformations planes des massifs de sols ou des roches tendres par un calcul élasto-plastique avec un critère de type Mohr-Coulomb suivant un procédé de réduction des paramètres de cisaillement "phi-c reduction";

Elle a permis d'analyser la stabilité du remblai de l'extension de l'aérodrome d'Ain Arnat, en distinguant trois cas de configuration à savoir le calcul sous chargement gravitaire, le calcul sous effet chargement gravitaire en présence et le calcul par l'approche pseudo statique sous effet combiné du chargement gravitaire, de la nappe et du séisme.

Grace aux outils numériques utilisés, à savoir le module slope du logiciel GEOSTUDIO et le code en éléments finis Plaxis, on a pu vérifier la stabilité général du remblai et de calculer les déplacements verticaux, horizontaux et totaux en tout point du profil étudié en prenant en compte les différents cas de chargement à savoir, calcul sous chargement gravitaire seul, calcul sous chargement gravitaire en présence d'une nappe et le calcul par l'approche pseudo statique sous effet combiné du chargement gravitaire, de la nappe et du séisme en incluant le phénomène consolidation dans les calculs.

Selon les calculs effectués par le logiciel GEOSLOPE, on constate que les méthodes de Fellenius et celle de Janbu donnent les mêmes valeurs du facteur de sécurité, tandis que la méthode de Bishop surestime les valeurs de 6 à 10%.

Les résultats des calculs par l'approche « phi-c reduction » utilisée par Plaxis sont proches aux valeurs de Fellenius et Janbu par rapport aux valeurs de Bishop.

Ces résultats confirment encore l'effet de l'accélération sismique sur les valeurs du facteur de sécurité vis-à-vis du glissement et sur les valeurs des déplacements.

Pour tous les cas de chargement le remblai reste très stable, le tassement maximal au centre est de 2.32m, valeur qu'il faut prendre en compte lors de la réalisation du projet.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

L.CLOSSET ET F.WOJTKOWIAK .(1993). géotéchnique appliquée à la sécurité des exploitations à ciel ouvert des terrains alluvionnaires.

BENKECHIDA FATIHA.(2011). etude parametrique de remblais sur sols compressibles comparaison entre differents de comportement de sol. Mémoire de Magister à l'université de M'sila.

BENDADOUCHE H., LAZIZI S. (2013). Glissements de terrain et confortements pages bleues.

IDENTIFICATION DES RISQUES (2008). Département de l'Environnement, Direction de la Surveillance et de la Prévention des Risques Maroc. Le risque sismique version 1.0

COSTET J. ET SANGLERAT G. (1983). Cours pratique de mécanique des sols, tome 2. Edition Eyrolles.

DJENANE M. (2006). Modélisation numérique de L'effet de la construction d'un ouvrage souterrain sur le comportement de la superstructure application au métro d'Alger. Mémoire de Magister à l'université colonel El Hadj Lakhdar Batna.

DURVILLE J.L. ET SEVE G. Stabilité des pentes : Glissements en terrain meubles. Techniques de l'ingénieur, C254.

KHEMISSA M., AYADAT T., RAHMOUNI Z. (2001). Méthodologie d'étude et techniques de confortement des versants instables. Cnepru_01_r2.

KHEMISSA M. (2006). Méthodes d'Analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes. Communications aux Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur (JNGG 06) : "Risques géotechniques et environnementaux liés à l'aménagement".INSA – Lyon, France, 27-29 juin 06 (accepté).

KHEMISSA M. (2005). Méthodes d'Analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes. Actes du Séminaire International sur les risques Naturels liés aux Glissements de Terrain et d'éboulement Rocheux, Université de Guelma, CD-ROM, 15-6 novembre 05, CD.

KHEMISSA M., AYADAT T., RAHMOUNI Z. (2001). Méthodologie d'étude et techniques de confortement des versants instables. Cnepru_01_r1.

KHEMISSA M., MAGNAN J.P., JOSSEAUME H. (1993). Etude des propriétés mécaniques de l'argile molle de Guiche (vallée de l'Adour). Etudes et recherches des LPC, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, série Géotechnique, N° GT 153, 204 pages.

KHEMISSA M., MAGNAN J.P., JOSSEAUME H. (1997). Etude en laboratoire des propriétés mécaniques de l'argile molle de Guiche (vallée de l'Adour). Revue française de Géotechnique, N° 81, pp. 3-25.

KHEMISSA M., RAHMOUNI Z., MAHAMED A. (2003). Prise en compte de l'action sismique dans les études de stabilité et de renforcement des pentes instables. Cnepru_03_r1.

KHEMISSA M., RAHMOUNI Z., MAHAMED A. (2003). Prise en compte de l'action sismique dans les études de stabilité et de renforcement des pentes instables. Cnepru_03_r2.

KHEMISSA M., RAHMOUNI Z. (2003). Analyse de la stabilité et stabilisations par pieux du versant instable de Sidi Ahmed (Bejaia, Algérie). Actes du 13^{ème} Congrès Régional Africain de la géotechnique (13 CRA), Marrakech, Maroc, 8-11 décembre 03, Ed.Sahli et al., ISBN 9954-4807-0-2, pp.163-168.

MAGNAN J.P. (2000). Cours de Mécanique des sols et des roches.

MESTAT P. (2001). Introduction à la Modélisation par éléments finis des ouvrages géotechniques.

PECKER A. Dynamique des sols. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1984.

PHILIPPONNAT G. Fondations et ouvrages en terre. Edition Eyrolles.

RESUME

Le travail présenté dans ce mémoire a pour but d'analyser la stabilité des remblais en terre.

En premier temps on a présenté des généralités sur les remblais, les remblais de grande hauteur et leurs modes de déformations.

Ensuite on a exposé les différentes méthodes d'analyse de la stabilité des remblais et des calculs détaillés des tassements.

On a présenté tous les modules du logiciel GEOSTUDIO et du code de calcul par éléments finis PLAXIS, leur mode de fonctionnement, l'introduction des données, la modélisation des phases de calculs, la lecture des résultats et le tracé des différentes courbes.

On a terminé par une application pratique, qui a consistée à la simulation numérique de la stabilité mécanique et le calcul des déformations du remblai de l'extension de l'aérodrome d'Ain Arnat (wilaya de Sétif) avec la mise en œuvre de la réglementation parasismique algérienne en vigueur.

Mots clés : stabilité – remblai – tassements- modélisation numérique – éléments finis.

ملخص

الهدف من هذا البحث هو دراسة استقرار ردم ترابي.

تطرقنا في الجزء النظري من البحث الى تقديم معلومات عامة عن الردم وطرق تشوهات.

ثم عرضنا طرق تحليل استقرار الردم الترابي وتفصيل طرق حساب الهبوط.

قدمنا بعد ذلك طريقة عمل، ادخال المعطيات، النمذجة، قراءة النتائج وانشاء البيانات باستعمال برنامجي حساب الاول يعمل بالطرق التقليدية والثاني بطريقة العناصر المحدودة.

طبّقنا المعلومات النظرية بدراسة الاستقرار الميكانيكي وحساب التشوهات لمشروع ردم ترابي لمطار "عين ارنات" بولاية سطيف مع الاخذ بعين الاعتبار القانون الجزائري حيز التنفيذ.

كلمات مفاتيح: استقرار - ردم ترابي - هبوط - النمذجة - العناصر المحدودة

ABSTRACT

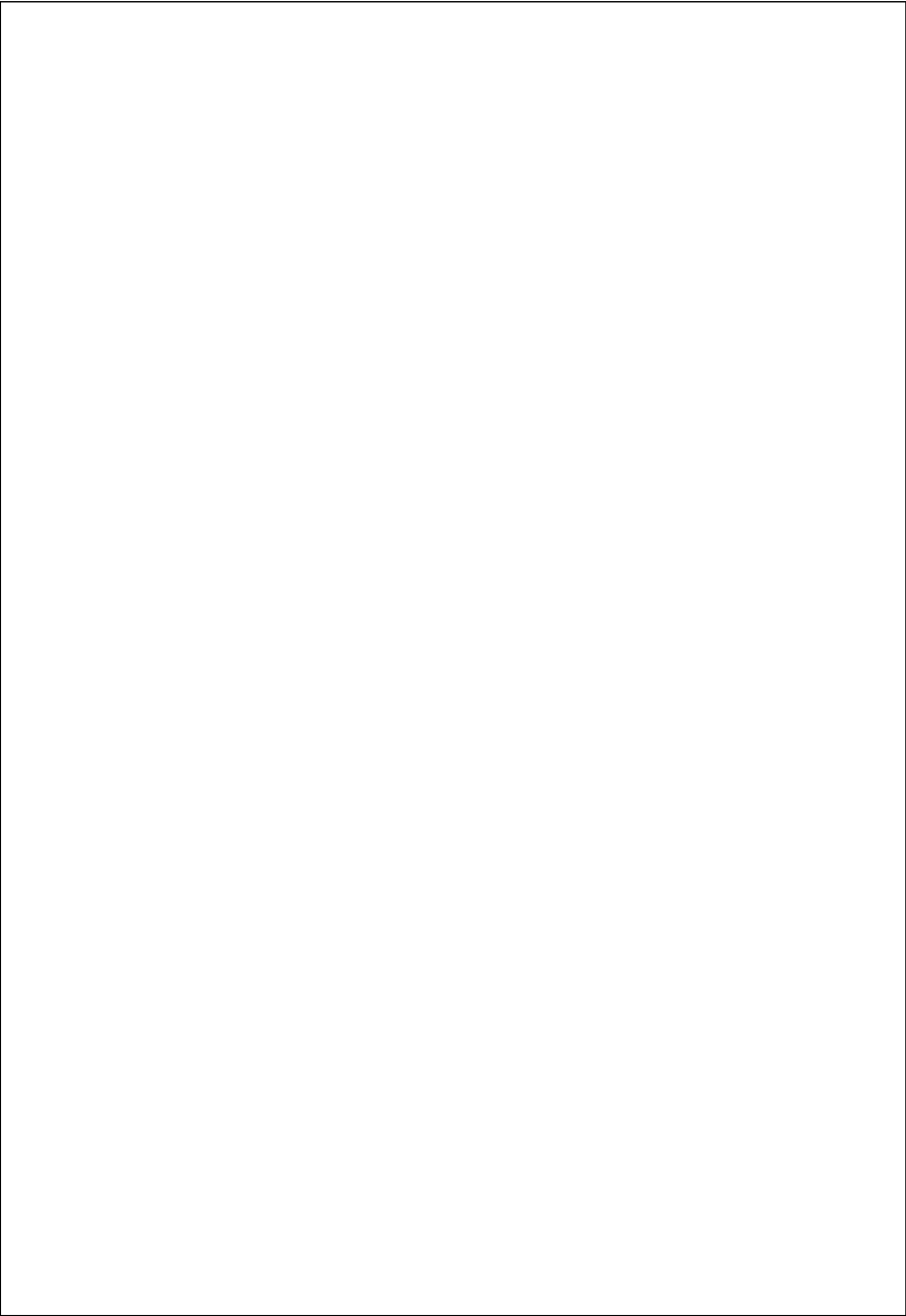
The work presented in this end of study project aims to analyze the stability of earth embankments. At first, we presented generalities on embankments, high embankments and their modes of deformation.

Then the various methods of analysis of the stability of the embankments and detailed calculations of the settlements were exposed.

All the modules of the GEOSTUDIO software and the PLAXIS finite element code, their mode of operation, the introduction of the data, the modeling of the calculation phases, and the reading of the results and the drawing of the various curves were presented.

It ended with a practical application, which consisted in the numerical simulation of the mechanical stability and the calculation of the embankment deformations of the extension of the Ain Arnat aerodrome (wilaya of Sétif) with the implementation of the Algerian seismic regulations in force.

Key words: stability - embankment - settlement - numerical modeling - finite elements



PILOT G. Stabilité des pentes. Techniques de l'ingénieur, C254.

RPA 99 VERSION (2003). Règlement Parasismique Algérien.

AFPS (2001). Le séisme du 13 janvier au Salvador. Rapport de mission de l'association Française du Génie Parasismique.

AFPS (2003). Le séisme du 21 mai en Algérie. Rapport de mission de l'association Française du Génie Parasismique.

YELLES-CHAOUCHE A. (1993). Sismicité en Algérie et tectonique des plaques. Algérie Equipement n° 07, 93.

SAOUDI S. (2011). Analyse de la stabilité d'un versant naturel urbanisé application au cas du versant de Tizi N'Bechar wilaya de Sétif. Mémoire de fin d'étude de Master à l'université de M'sila.

SEDDIKI A. (2008). Analyse de la stabilité des pentes sous séisme application au cas du talus d'Aomar wilaya de Bouira. Mémoire de Magister à l'université de M'sila.