



جامعة محمد بوضياف - المسيلة
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Ministère de l'enseignement supérieur
et de la recherche scientifique

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de technologie



جامعة محمد بوضياف - المسيلة
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Département de GENIE CIVIL

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de
MASTER

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : Géotechnique

THEME

**ANALYSE DE LA STABILITE
SISMIQUE
D'UN REMBLAI DE GRANDE HAUTEUR**

Dirigé par :

M. KHEMISSA, *Professeur*

A. SEDDIKI, *M.A.A*

Présenté par :

DAHDOUH Manal

Promotion : 2016/2017.

REMERCIEMENTS

Je remercie en premier ALLAH pour tout.

*Et à mes très chers parents pour leurs soutiens et leurs
Patiences.*

*Je remercie à l'égard mon encadreur Mohammed Khemissa,
mon Co-encadreur Ahmed Seddiki.*

*Et aux enseignants du département de génie civil pour leur
formation et aussi le président et les membres de jury d'avoir
accepté d'examiner mon travail.*

DEDICACES

*En signe de respect et de reconnaissance,
Je dédie ce modeste travail à ceux qui sont toujours
présent dans mon cœur.*

*A mes très chers parents pour leurs soutiens, leurs
patiences et leurs sacrifices.*

*A mes frères : Nadjib ; Ismail ; Fares et à mes sœurs :
Fatima Zahra ; Mariam ; Leila,*

*Et leurs enfants : Sara ; Lina ; Mohammed
Nazim ; Omar al Farouk ; Youssef ; Ahmed Yacine et à
ma grande famille et à mes proches.*

*A Toutes mes amies et à toute personne ayant contribué à
ce travail de Près ou de loin.*

*Et a toute la promotion du Master spécialité géotechnique
2016-2017*

ملخص

العمل المقدم في هذه الورقة تهدف إلى تحليل استقرار ردم ترابي.

قدمنا في البداية معلومات عامة عن الردم الترابي، انواعه، المواد المستعملة والردم المرتفع.

ثم عرضنا الطرق المختلفة لتحليل استقرار الردم وحساب التشوهات الناتجة.

بعد عرض البرامج المستعملة، قمنا بتحليل مقارن لنتائج حساب عامل الأمان من خلال طرق الحساب المختلفة، فضلا عن تحليل حساسية عامل الأمان بدلالة الارتفاع ومعامل التسارع الزلزالي الأفقي حسب قانون الزلازل الجزائرية.

انجزنا دراسة تطبيقية لاستقرار ردم ترابي للمدرج الرئيسي لمطار "عين أرنات" بولاية سطيف.

كلمات البحث: استقرار - ردم - النمذجة العددية - عامل الأمان - الازاحة - العناصر المحدودة.

Résumé

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 types de remblai, leurs matériaux et les remblais de grande hauteur.

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

Après présentation du logiciel TALREN et du code de calcul par éléments finis PLAXIS, par modélisation numérique on a fait une analyse comparative des résultats des calculs du coefficient de sécurité par différentes méthodes, ainsi qu'une analyse de sensibilité du coefficient de sécurité aux variations de la hauteur du remblai avec la mise en œuvre de la réglementation parasismique algérienne en vigueur.

On a terminé par une application pratique à l'étude de la stabilité et le calcul des déplacements d'un remblai situé dans la commune d'Ain Arnat (wilaya de Sétif).

Mots clés : stabilité – remblai – modélisation numérique – facteur de sécurité – déplacements éléments finis.

Abstract

The purpose of the work presented in this memory is to analyse stability of embankment.

The second chapter is a literature review on methods for analysing the stability of embankment.

The third chapter contains a numerical modeling using the software TALREN version 4 and the code of finite element PLAXIS. This model consists of a comparative analysis of calculation results of the safety factor to slipping by different methods, and a sensitivity analysis of the safety factor variations of geometric parameters of the embankment and geotechnical parameters of soils with implementation of the Algerian Para-seismic code.

The fourth chapter is a practical application to the study of stability and displacements of an embankment located at Ain Arnat (Sétif) in Algeria.

Key words: stability – embankment – reinforcement - numerical simulation - safety factor – displacements - finite elements.

LISTES DES ILLUSTRATIONS

Figure 1.2 : Remblai routier	4
Figure 1.3 : Remblai ferroviaire.....	5
Figure 1.4 : Etape de construction d'un remblai	8
Figure 1.5 : Banquette du remblai.....	8
Figure 1.6 : Surcharge temporaire du remblai.....	9
Figure 1.7 : Remblai allégé	9
Figure 1.8 : Tassement par couche, pendant et après la construction du remblai de Jorle(2001)	13
Figure 1.9 : Effets des saisons sur les mesures de tassement (la JORLE 2001).....	13
Figure 2.1 : Rupture générale par poinçonnement (Magnan et al. 1984).....	17
Figure 2.2 : Rupture rotationnelle par glissement sans fissuration du remblai	18
Figure 2.3 : Rupture rotationnelle par glissement sans fissuration du remblai.....	18
Figure 2.4. Abaques de calcul du FS selon la méthode de Matar et Salençon (1979).....	20
Figure 2.5 : Détermination du coefficient de sécurité et surface de rupture cylindrique.....	21
Figure 2.6 : Détermination du FS et principe de la méthode des tranches	21
Figure 2.7 : Abaque de calcul de remblai sur sol mou (Pilot et Moreau, 1973).....	21
Figure 2.8. Organigramme d'une étude de stabilité de remblai (Pilot et al ; 1988).....	22
Figure 2.9. Chemin de contraintes effectives sous un remblai (Leroueil et al, 1985).....	24
Figure 2.10. : Variation typique de la charge de remblai et du tassement en fonction du temps	25
Figure 2.11. : Abaque de Giroud pour calcul du tassement élastique immédiat (Pour $\nu = 0,5$).....	26
Figure 2.12. : Définition des paramètres pour la formule d'Osterberg (1957).....	27
Figure 2.13. : Evolution des tassements au cours du temps	28
Figure 2.14. : Méthode de calcul du tassement dû aux déplacements latéraux	29
Figure 2.15. : Déplacements horizontaux et paramètres utilisée pour la vision de la déformée.....	30
Figure 2.16. : Déplacements horizontaux et déformées adimensionnelles.....	31
Figure 2.17. : Abaque de détermination du coefficient λ en fonction de m et de F	32
Figure 3.1. : Interface du logiciel TALREN.....	35
Figure 3.2. : Interface du code PLAXIS.....	37
Figure 3.3. : Définition du module d'Young E	38
Figure 3.4. : Résultats d'essais triaxiaux drainés et modèle élastoplastique type Mohr-Coulomb	39
Figure 4.1. : Situation d'Ain Arnat (Image satellitaire par Google Earth)	41
Figure 4.2 : Limites des zones A et B et position des sondages sur le site	42
Figure 4.3 : Section du remblai PK 2+300-2+570.....	44
Figure 4.4 : Section du remblai PK 2+570-2+800.....	45
Figure 4.5 : Valeur du Facteur de Sécurité du Remblai selon la méthode de Bishop sous a_{max}	46
Figure 4.6 : Valeur du Facteur de Sécurité du Remblai selon la méthode de Rupture sous a_{max}	46
Figure 4.7 : Profil du remblai de référence pour le calcul avec PLAXIS.....	47

LISTES DES TABLEAUX

Tableau 2.1. Hypothèses de calcul et équations des déformées types	30
Tableau 4.1. : Les valeurs de coefficient d'accélération et le coefficient sismique horizontal	44
Tableau 4.2. : Coordonnées cartésiennes des nœuds du remblai de référence (section1)	44
Tableau 4.3. : Coordonnées cartésiennes des nœuds du remblai de référence (section2)	45
Tableau 4.4. : Valeurs de FS du remblai sous séisme selon la méthode de calcul utilisée.....	47
Tableau 4.5. : Valeurs du facteur de sécurité en fonction de la hauteur du remblai et a_{max}	48
Tableau 4.6. : Valeurs du FS en fonction du Facteur d'accélération horizontale.....	48
Tableau 4.7 : Déplacements maximaux selon la hauteur du remblai	48
Tableau 4.8 : Déplacements maximaux selon le facteur d'accélération sismique horizontal	49

Liste des Notations

A	: coefficient d'accélération de zone
a_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	: effort horizontal
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
K_x	: perméabilité du sol selon la direction x
K_y	: perméabilité du sol selon la direction y
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
$r_u = u / \sigma'_{vo}$: coefficient de pression interstitielle
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 : *angle de frottement interne*
 φ' : *angle de frottement interne effective*
 φ_u : *angle de frottement interne non drainé*
 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
 ΣMsf : coefficient total de sécurité (facteur de sécurité)

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS

ملخص

RESUME

ABSTRACT

LISTE DES ILLUSTRATIONS

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES NOTATIONS

INTRODUCTION GENERALE 1

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

PREMIER CHAPITRE

GENERALITES SUR LES REMBLAIS..... 3

1.1. Définition d'un remblai 3

1.2. Les types de remblai : 3

1.3. Les travaux en remblai 6

1.4. Les matériaux de remblais 6

1.5. Description des Techniques constructives des remblais 7

1.6. Les remblais de grande hauteur..... 10

1.7. La faisabilité des grands remblais 10

1.8. Particularités techniques des grands remblais 11

1.9. Prise en compte du support du remblai 13

1.10. Prise en compte de l'environnement du remblai 14

1.11. La protection superficielle des parements 15

1.12. Conclusions 15

DEUXIEME CHAPITRE

METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE DES REMBLAIS 16

2.1. Introduction 16

2.2. Remblai sur sols compressibles : méthode de calcul 16

2.3. Etude des Tassements 23

2.4. Conclusions 32

TROISIEME CHAPITRE

OUTILS NUMERIQUES DE CALCUL..... 34

3.1. Introduction 34

3.2. Logiciel TALREN 34

3.3. Le code Plaxis 36

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

QUATRIEME CHAPITRE

ETUDE DE LA STABILITE DU REMBLAI D'AIN ARNAT.....	41
4.1. Description sommaire du versant.....	41
4.2. Reconnaissance du site.....	42
4.3. Mouvement d'eau dans le sol.....	43
4.4. Caractéristiques sismiques considérées.....	44
4.5. Calcul de la Stabilité	44
4.6. Synthèse	50
CONCLUSIONS GENERALES	51
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	52

INTRODUCTION GENERALE

La construction de remblai sur sols mous pose des problèmes. Ces problèmes sont 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 technique de confortation ou de drainage des sols complexes et coûteuses. 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 consiste en une étude paramétrique de remblais sur sols compressibles. Il a pour objectif de proposer une orientation scientifique sur l'utilisation des différents modèles de comportement de sol pour l'étude des remblais sur sols compressibles. On a présenté une revue bibliographique sur les sols compressibles et les différents modèles de comportement de sol existants. Cette revue nous a permis de dégager ceux utilisés pour les études de remblais sur sols compressibles. On a établi un calcul de référence pour un remblai sur sol compressible avec le logiciel de calcul numérique "Plaxis" et on a effectué par la suite une étude paramétrique. Pour modéliser le comportement du sol de remblai et du sol de sa fondation compressible, on a utilisé différents modèles de comportement de sols employés dans le logiciel Plaxis V8. Une étude paramétrique est utilisée afin de montrer l'effet du modèle de comportement du sol de fondation et du sol de remblai ainsi que l'effet des paramètres géométriques et géotechniques sur les résultats de calcul, avec une comparaison des résultats.

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

Chapitre 1 : *généralité sur les remblais* ; définition de remblai ; les types de remblai ; les travaux de remblai ; les matériaux de remblai ; description technique constructive de remblai ; les remblais de grande hauteur ; la faisabilité des grands remblais particularité technique des grands remblais ; prise en compte du support du remblai ; prise en compte de l'environnement du remblai ; la protection superficielle des parements.

Chapitre 2 : *les méthodes d'analyse de la stabilité des remblais* ; mécanismes de rupture et causes d'instabilité de remblai ; mécanismes de rupture sous l'action sismique ; calcul de la stabilité ; méthodes de calcul de la stabilité et de déformation de remblai.

Chapitre 3 : *Modélisation numérique de la stabilité de remblai* : présentation des outils numériques utilisés : le logiciel TALREN 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.

Chapitre Premier

Généralités sur les remblais

Chapitre Premier

GENERALITES SUR LES REMBLAIS**1.1. DEFINITION D'UN REMBLAI**

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

La qualité d'un remblai dépend de la nature des matériaux qui le composent et de leur mise en œuvre. Les matériaux, issus des déblais 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 1.1 : Travaux de réalisation d'un remblai

1.2. LES TYPES DE REMBLAI :

Il existe plusieurs types de remblai :

1.2.1 Remblai routier :

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



Figure 1.2 : Remblai routier

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

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

La construction des remblais routiers requiert des volumes importants de matériaux (en moyenne 100000 m³/km dans le cas d'autoroutes). De ce fait, il est presque toujours nécessaire, pour réaliser un ouvrage d'une certaine ampleur, d'utiliser des matériaux d'origines différentes, présentant des caractéristiques mécaniques et des comportements différents. Cette hétérogénéité est la cause principale des difficultés de construction de ces ouvrages car chaque classe de matériaux est tributaire de modalités de mise en œuvre qui lui sont propres et qui doivent être respectées sous peine de livrer un ouvrage potentiellement déformable, voire instable à court ou long terme.

Il faut par ailleurs rappeler que le coût de la réalisation des remblais atteint 20 à 30 % du coût d'une autoroute et qu'en cas de manifestations d'instabilité les dispositions confortatives sont toujours très onéreuses, complexes à définir et jamais totalement garanties. Lorsque ces instabilités se produisent dans l'ou-

vrage en service, il faut encore y ajouter les coûts de la reconstruction de la chaussée et de la perte de niveau de service, qui peuvent s'avérer énormes dans certains cas.

Enfin, il faut être conscient que les causes des désordres sur un remblai sont à posteriori toujours difficiles à identifier objectivement, ce qui réduit d'autant les possibilités d'en attribuer incontestablement la responsabilité à l'un ou l'autre des intervenants dans la réalisation.

1.2.2 Remblai ferroviaire :

Un remblai ferroviaire est un ouvrage de grande taille. sa réalisation implique le déplacement de quantités considérables de terre (de bonne qualité) et d'importantes surfaces d'encombrement à la base. Cela entraîne des frais pour la collectivité, liée aux expropriations mais aussi pour l'impossibilité d'utiliser autrement la surface occupée par ces ouvrages.



Figure 1.3 : Remblai ferroviaire

La réalisation d'un viaduc ou de structures en béton représente une alternative encore plus dispendieuse, également pour son impact sur l'environnement. Pour limiter les frais, il est possible soit de réaliser des ouvrages avec des pentes abruptes, soit conserver la même géométrie en utilisant des matériaux moins chers, dont les caractéristiques mécaniques sont de mauvaise qualité. L'emploi des géogrilles TENAUX TT permet de réaliser des talus avec des inclinaisons extrêmes (jusqu'à 80 - 85° à l'horizontal), tout en garantissant la sécurité de l'ouvrage.

Pour dimensionner l'ouvrage, il faut considérer toutes les forces auxquelles il est soumis (la surcharge ou d'éventuels risques sismiques). Il est également possible d'utiliser tout type de terrain disponible sur place. cela permet de faire des économies en termes de coût et de réalisation de l'ouvrage.

1.3. LES TRAVAUX EN REMBLAI

Il existe 2 types de remblai :

Les remblais ponctuels qui consistent à refermer des tranchées, à boucher des petits trous. Et les remblais massifs qui consistent de grandes fouilles, à combler des zones naturellement. En cuvette il est conseillé de remblayer et de compacter par couches de 20 à 30 cm.

De manière générale, les travaux de remblai sur un terrain sont prohibés, à l'exception de :

- travaux d'excavation dans le cadre de l'émission d'un permis de construction d'un bâtiment, uniquement pour le périmètre ceinturé par les fondations ainsi que pour la construction d'une installation septique. Toutefois, si l'aménagement de voies de circulation, d'espaces de stationnement et d'aires d'agrément y est impossible, des travaux de remblai sont autorisés ;
- travaux de remblai d'une hauteur maximale de 0,3 mètre nécessaire dans le cadre d'un aménagement paysager.

1.4. LES MATERIAUX DE REMBLAIS

Les matériaux utilisés pour les corps de remblai se répartissent en trois catégories : les sols, les matériaux rocheux et les sous-produits industriels.

1.4.1 Les sols

Les sols sont des matériaux naturels provenant de la destruction mécanique et / ou physico-chimique des roches. Ils sont constitués de grains de dimensions très variables, de quelques micromètres à quelques décimètres, pouvant être séparés aisément par simple trituration ou éventuellement sous faction d'un courant d'eau. Les sols sont de nature et d'origines géologiques très diverses : alluvions, matériaux meubles sédimentaires, dépôts glaciaires, éboulis de pentes.

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

On entend par nature du sol les caractéristiques du sol qui ne varient pas, ou très peu, lorsqu'on le manipule, que ce soit à l'extraction, au transport, à la mise en remblai ou au compactage. C'est le cas par exemple pour la granularité d'un grave et l'argilosité d'un sol fin. Par contre, les caractéristiques d'état d'un sol sont celles qui peuvent être modifiées par l'environnement dans lequel il se trouve. C'est le cas en particulier pour l'état hydrique.

Dans la classification des sols utilisés pour les corps de remblais [GTR, septembre 1992], les paramètres retenus pour caractériser la nature du sol sont la granularité (D_{max} , Tamisât à $80\mu\text{m}$,

tamisât à $2\mu\text{m}$), l'argilosité (indice de plasticité I_p , valeur de bleu de méthylène). Pour caractériser l'état hydrique du sol, trois paramètres ont été retenus dans la classification des sols.

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

1.4.2 Les matériaux rocheux

Dans cette catégorie nous pouvons distinguer deux types de matériaux : les matériaux sains, qui se caractérisent par le fait que leur granulat peut être considérée comme travaux ou au cours de la vie de l'ouvrage. Comme matériaux rocheux non évolutifs, nous définitive une fois l'extraction réalisée, et les matériaux rocheux évolutifs.

Le caractère évolutif du matériau est caractérisé par le changement de structure sous l'effet des engins au cours des travaux ou au cours de la vie de l'ouvrage. Comme matériaux rocheux non évolutifs, nous pouvons citer le granite et le basalte, et comme matériaux évolutifs, nous pouvons citer les marnes et la craie. Il faut toutefois être conscient qu'il existe le plus souvent une transition continue entre matériaux sains et matériaux évolutifs.

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

1.4.3 Les sous-produits industriels.

Ce sont des matériaux particuliers dont l'emploi en remblai peut dans certains cas se révéler intéressant du point de vue technique et économique, à condition de ne pas nuire à l'environnement. Toutefois, les critères au travers desquels il convient d'examiner chaque famille de matériaux entrant dans cette catégorie pour en déduire ses possibilités d'emploi sont à la fois divers et spécifiques à la famille de matériaux considérée.

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

1.5. DESCRIPTION DES TECHNIQUES CONSTRUCTIVES DES REMBLAIS

Il existe cinq techniques principalement utilisées :

- construction par étapes ;
- banquettes latérales ;

- surcharge temporaire ;
- remblais allégés ;
- renforcement par géotextiles.

1.5.1 Construction par étape

Le remblai est construit par couches ; l'épaisseur de la couche suivante est déterminée par un calcul de stabilité en fonction de la résistance du sol acquise par consolidation à la fin de l'étape précédente.

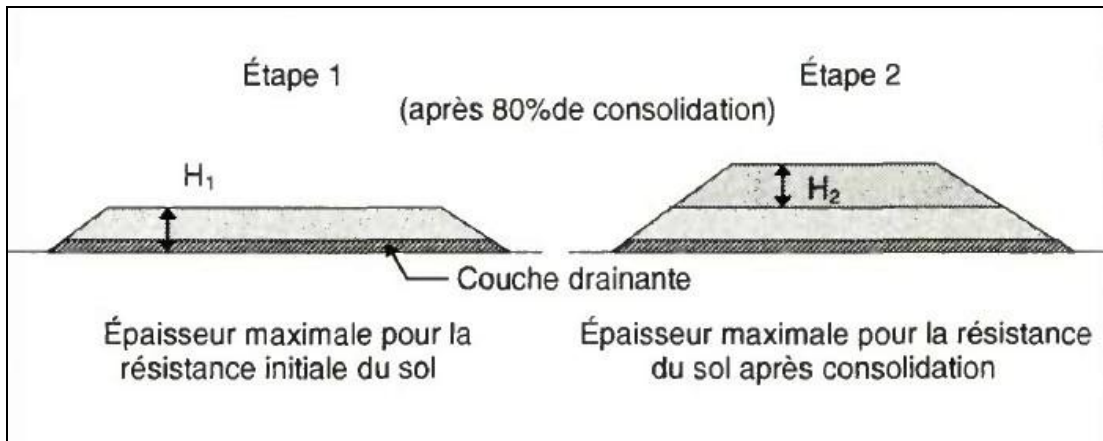


Figure 1.4 : Etape de construction d'un remblai

1.5.2 Banquette latérale

Ces banquettes servent de contreponds vis à vis de ruptures circulaires et améliorent également la stabilité au poinçonnement.

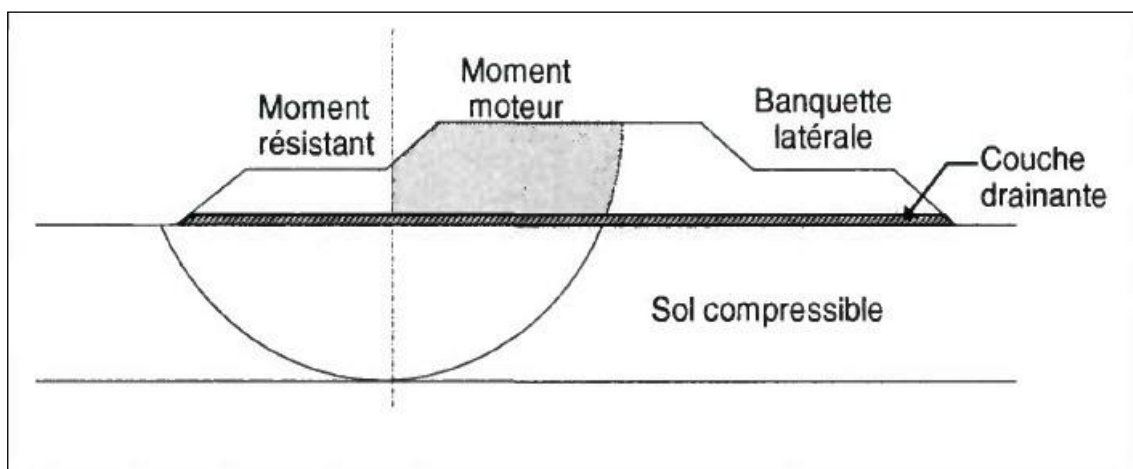


Figure 1.5. : Banquette du remblai

1.5.3 Surcharge Temporaire

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

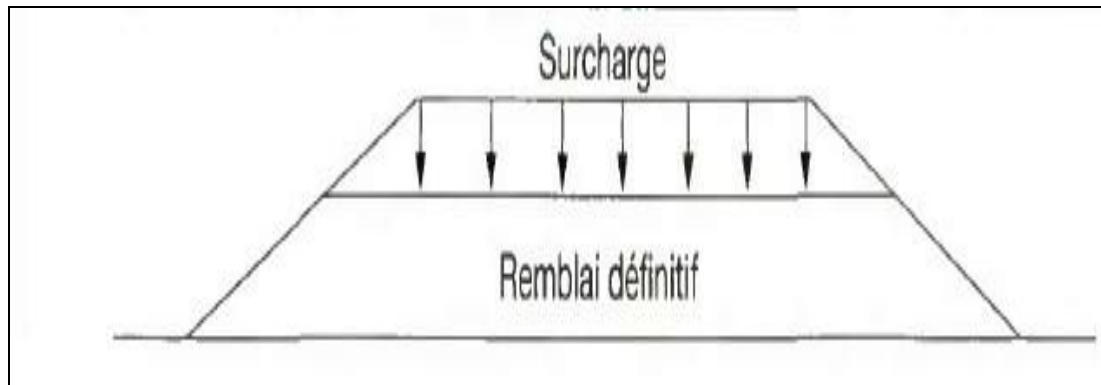


Figure 1.6. : Surcharge temporaire du remblai

1.5.4 Remblais allégés

La réduction du poids du remblai permet de diminuer les tassements et d'améliorer la stabilité. Le choix des matériaux est lié à l'allègement désiré, qui dépend de l'analyse géotechnique du site.



Figure 1.7. : Remblai allégé

1.5.5 Renforcement par géotextiles

La mise en place d'une ou plusieurs nappes de géotextiles ou de géogrilles à la base du remblai permet d'augmenter sa résistance à la traction et d'améliorer sa stabilité vis-à-vis de ruptures circulaires.

1.6. LES REMBLAIS DE GRANDE HAUTEUR

Si la hauteur du remblai dépasse 15m, les remblais présentent des particularités techniques qui ne sont plus totalement couvertes par les règles techniques applicables aux terrassements routiers (GTR en France) : Les grands remblais sont plus qu'un empilement de couches bien compactés. Leurs déformations peuvent être importantes et évoluer au cours du temps. Ils sont souvent hétérogènes parfois constitués de matériaux évolutifs, et toujours soumis à des circulations d'eau.

Le «Guide technique de réalisation des remblais et des couches de forme» propose des règles précises pour définir les sols acceptables en remblai ainsi que les méthodes de mise en œuvre (essentiellement le compactage) à respecter pour s'assurer d'un niveau de qualité démontré comme satisfaisant par l'expérience. Toutefois les précautions du GTR conduisent implicitement à définir les paramètres jugés nécessaires et suffisants pour assurer la qualité du remblai au niveau élémentaire (en fait, au niveau d'une couche remblayée durant un poste), mais ne donne pas d'indications sur la conception globale du remblai (interactions entre couches élémentaires, conditions aux limites vis-à-vis des actions de l'environnement, etc.) conduisant à définir les pentes de talus, les dispositifs de drainage les précautions à prendre dans le cas de sols hétérogènes.

Ces dernières indications sont généralement assez secondaires pour des remblais ne dépassant pas une hauteur moyenne, car les dimensionnement correspondant sont le plus souvent déduits de l'expérience locale des géotechniciens sans étude consistante. C'est pourquoi le GTR est considéré comme le document de référence pour des remblais n'excédant pas une quinzaine de mètres de hauteur environ.

1.7. LA FAISABILITE DES GRANDS REMBLAIS

Deux solutions sont à envisager pour franchir la vallée par un viaduc ou par un grand remblai. En général, si l'on veut franchir une vallée par un remblai, on va ajuster le profil en long de telle sorte que l'on trouve dans les déblais encadrant la vallée les ressources nécessaires pour constituer le remblai, en évitant au maximum le recours à l'emprunt ou des distances de transport prohibitives entre déblais et remblai.

Si l'on retient l'option du viaduc, on évitera par contre de créer des déblais dont on n'a pas l'usage et, en général, le profil en long sera nettement plus haut. La solution «grand remblai» ressort généralement comme la plus avantageuse, mais il faut naturellement s'assurer au préalable que ce remblai est réalisable dans des conditions techniques et économiques acceptables. Même si ce type d'ouvrages a conduit à se poser beaucoup de questions sur la qualité des ouvrages en terre, une enquête récente montre qu'il y a finalement peu de pathologie sur les grands remblais et que ceux-ci ne semblent guère plus vulnérables que les autres remblais.

La tendance semble être cependant de considérer la solution viaduc comme plus sûre. En ce sens, il faut reconnaître que les conséquences des pathologies sur les grands remblais ne sont pas les mêmes que sur les remblais moyens ou petits. D'un autre côté, les travaux de construction d'un remblai pour franchir une vallée sont effectués plus rapidement que pour un viaduc.

Le choix entre viaduc ou remblai doit aussi tenir compte de la ressource disponible pour l'édification du remblai. Même si les grands remblais ont été construits sans désordre ultérieur avec des matériaux peu sûrs comme les marnes rocheuses, les connaissances dont on dispose actuellement ne permettent pas d'écarter tous les risques de désordre ultérieur, mais seulement de prendre un minimum de précautions, parfois coûteuses, pour prévenir des situations jugées à risque.

1.8. PARTICULARITES TECHNIQUES DES GRANDS REMBLAIS

1.8.1 Contraintes et déformations dans un grand remblai

Dans un grand remblai, le tassement est plus important que l'énergie de compactage soit faible par rapport à la charge statique des couches sus-jacentes. Cette évidence est toutefois assez mal étayée et quantifiée dans la pratique. Le tassement différé, en particulier, peut aussi être dû à des variations de teneur en eau ou à des phénomènes de fluage (déviatorique ou non).

Le chargement provoque un tassement significatif si la «sur consolidation» créée par le compactage est inférieure à la charge appliquée. On admet généralement que l'énergie du Proctor normal apporte une sur consolidation équivalente à une hauteur de dix mètres de remblai, soit une contrainte équivalente de 200 KPa bien que l'évaluation de l'énergie par l'essai Proctor normal corresponde en fait à 300 KPa, d'après Alonso et al(1990).

Des mesures de tassement en place pendant la construction du remblai de la Jorle (sur l'autoroute A62, Toulouse) depuis 1980, confirment que le tassement immédiat devient relativement plus important à partir d'une charge excédant 150 à 200 Kpa ; ces tassements se corrélaient assez bien avec ceux prévisibles par l'essai œnométrique. Des mesures du tassement différé (non prévisible par les essais classiques) ont montré que celui-ci est du même ordre de grandeur que le tassement immédiat dans l'axe de la voie, mais s'étend sur quatre ans. La figure 1.8 présente les tassements ainsi mesurés.

Cependant, les déformations se poursuivent toujours près de vingt ans plus tard en talus et en crête de talus sur le même site, avec une amplitude en crête de talus sensiblement plus importante (de l'ordre de 50%) que celle obtenue dans l'axe et un tassement à mi-talus encore plus élevé (de l'ordre de 150% de celui mesuré dans l'axe de la voie).

Ces tassements ne traduisent pas nécessairement un état pathologique du remblai, mais ces tas-

sements différentiels peuvent générer des fissures de flexion en bord de remblai. Ce constat doit rendre particulièrement vigilant sur le compactage des bords de remblai, dont un défaut peu prononcé constitue un facteur aggravant pour ces tassements différentiels.

Il faut aussi noter l'existence de déformations cycliques. La figure 1.9 donne les résultats des mesures de tassement en bord de remblai de 12 mètres de haut, dont la construction était terminée 12 années environ avant la première mesure de référence. Outre une amplitude relativement importante, ce graphique met aussi en évidence un phénomène de déformation cyclique, assez bien en phase avec les saisons.

Des mesures sur le remblai de la Jorle ont montré que l'amplitude du tassement réversible sur un cycle pouvait atteindre 30 mm à deux mètres de profondeur en talus et environ 10 mm à quatre mètres de profondeur. Sur certains sites, on a aussi pu observer des tassements relativement importants, associés à l'existence de sols très humides lors de la mise en œuvre ou devenus trop humides à la faveur de circulations d'eau mal maîtrisées dans le remblai, surtout s'il était mal compacté et donc plus perméable.

La stabilité d'un sol compacté en remblai peut s'évaluer d'après la géométrie de l'ouvrage en connaissant les caractéristiques de résistance au cisaillement du sol. Il s'avère que l'angle de frottement ϕ obtenu en remblai peut être nettement plus faible celui qu'avait le même matériau avant extraction et la cohésion du sol dépend du degré de saturation.

On en déduit donc que les caractéristiques mécaniques d'un sol argileux mis en remblai peuvent parfois être médiocres, surtout si les circulations d'eau sont mal contrôlées.

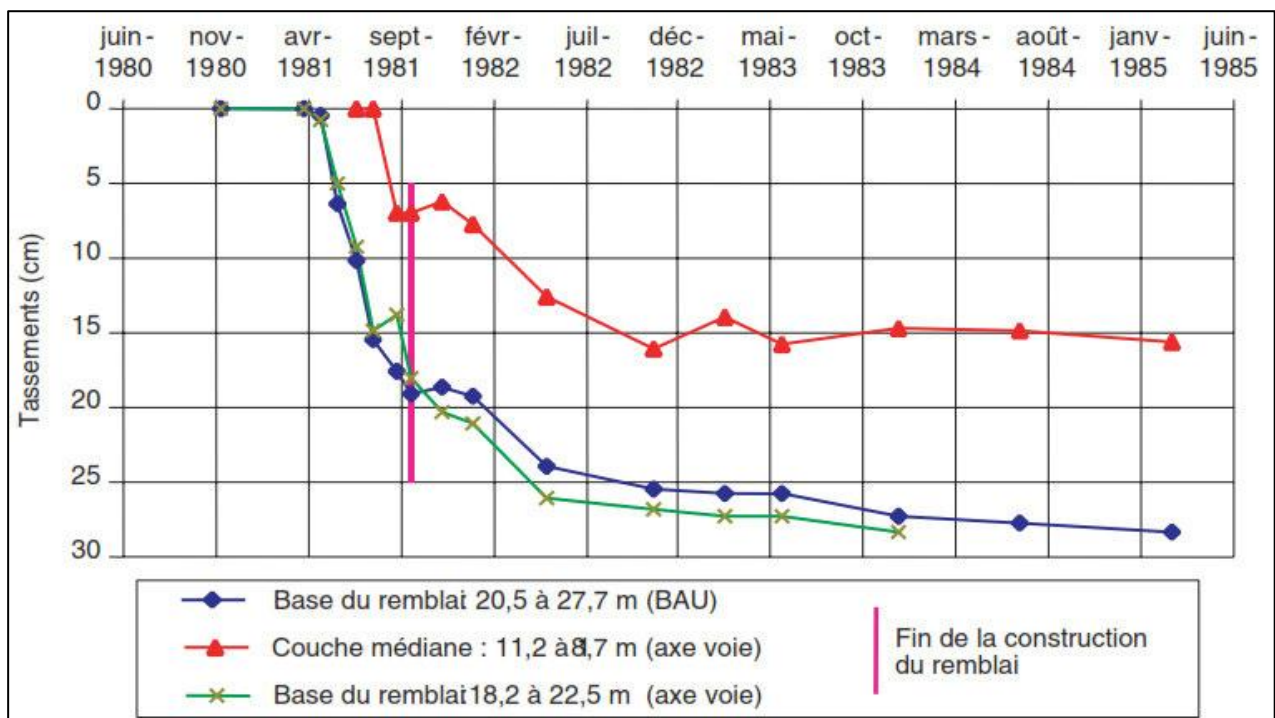


Figure 1.8. : Tassement par couche, pendant et après la construction du remblai de Jorle(2001)

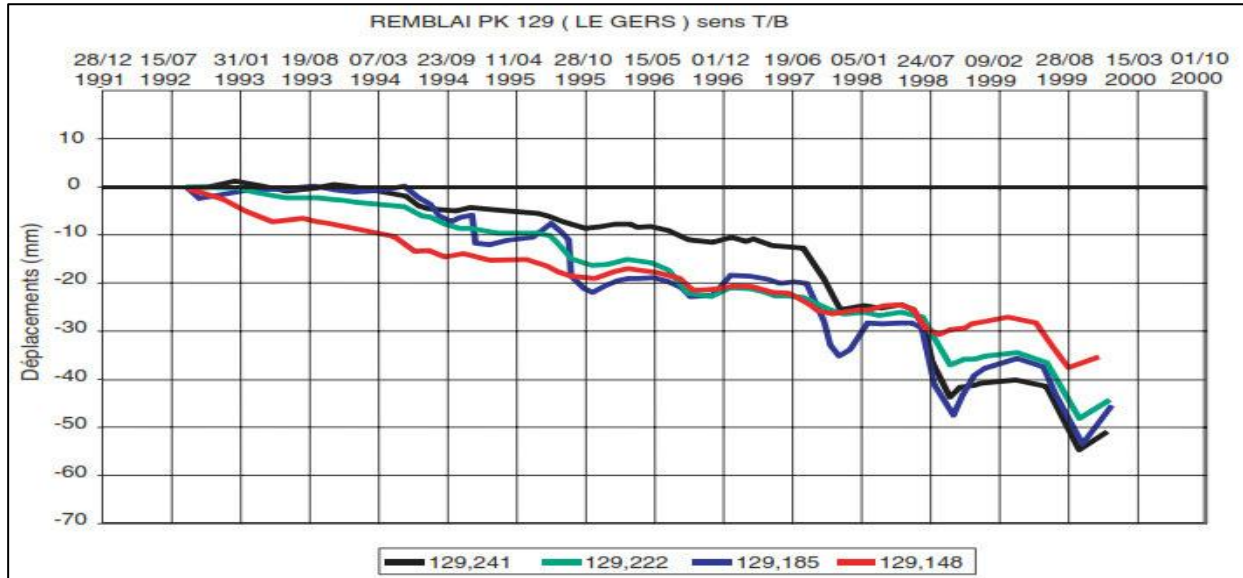


Figure 1.9. : Effets des saisons sur les mesures de tassement (la JORLE 2001)

1.9. PRISE EN COMPTE DU SUPPORT DU REMBLAI

Il convient de vérifier le comportement du sol support sous la charge qui lui sera appliquée par le remblai. Les études géotechniques préalables des sols support de remblai doivent classer les sols dans la classification GTR pour permettre aux mécaniciens des sols de disposer de leurs références habituelles.

A cette fin, l'étude géotechnique doit comporter :

- Une reconnaissance des terrains incluant le substratum (recherche de couches de bonnes caractéristiques).
- L'identification et la mesure des caractéristiques mécaniques des sols.
- La reconnaissance de la stabilité intégrant des valeurs de performances réalistes (non bloquantes pour le chantier) à atteindre par le remblai.
- Une prévision à long terme du comportement des matériaux.

Le Décapage de la terre végétale et le dessouchage sont jugés techniquement inutiles sous un remblai de grande hauteur. L'absence de dessouchage doit cependant s'accompagner d'une vérification que les couches situées sous remblai ne risquent pas de repartir en végétation.

Le compactage du sol support de remblai est souhaitable mais irréaliste quand la portance du terrain naturel est trop faible (résistance de pointe au pénétromètre $q_c < 1$ MPA voire 3MPA) puisque dans ce cas aucun engin ne peut accéder au site sans interposition préalable d'une

couche portante qui sera évidemment la première compactable. La base des remblais sur pente doit être protégée contre les écoulements. Ceux-ci peuvent être très réduits par des drains interceptant les écoulements à l'amont et conduisant l'eau à travers le remblai.

La seule exigence de redans comme garantie d'accrochage du remblai sur un sol support en pente assez raide, (15% comme valeur maximale au-delà de laquelle des redans sont imposés) ne fait pas l'unanimité. Le seuil de 15% est reconnu comme devant être modulé suivant les sols rencontrés et l'exécution de redans n'est sans doute pas la seule disposition à prendre pour les différents cas rencontrés.

1.10. PRISE EN COMPTE DE L'ENVIRONNEMENT DU REMBLAI

1.10.1 Les ouvrages transversaux dans le remblai

L'implantation systématique des ouvrages transversaux en fond de la vallée conduit à des ouvrages longs, généralement soumis à des surcharges importantes (hauteur maximale de remblai). Pour assurer un calage d'ouvrage de bonne qualité, on peut envisager de monter le remblai jusqu'à une hauteur suffisante au-dessus de l'ouvrage prévu, puis de le décaisser ensuite au droit de l'ouvrage.

La pose en dépression (pose des structures transversales de telle façon qu'un effet de voute se développe au-dessus dans le remblai) ne semble pas poser de problème important, l'emploi d'un matériau déformable (Pneu sol, polystyrène, etc.) pour maîtriser l'effet Marston est bien connu et de mise en œuvre bien définie. Il n'y a pas de pathologie constatée suite à l'utilisation de cette technique.

1.10.2 Les ouvrages longitudinaux dans le remblai

Les réseaux d'assainissement des eaux de surface sont déterminés par les débits à écouler. Les considérations hydrauliques permettent de choisir entre des ouvrages de petit diamètre et des ouvrages visitables. Pour les petits ouvrages, le choix s'oriente plutôt pour des matériaux sans entretien et présentant peu de raccords (PVC). L'imperméabilisation du terre-plein central est préconisée.

1.10.3 Les ouvrages posés sur le remblai ou accolés au remblai

Les fondations des dispositifs de signalisation verticale posent souvent problème car elles combinent proximité de la pente (talus) et appui sur un remblai.

Les dépôts accolés aux talus du remblai nécessitent pour chaque étude de cas une stabilité spécifique.

Le matériau mis en dépôt doit être compacté comme le remblai. et il convient dans la plupart des cas, d'assurer un drainage entre le dépôt et le remblai pour éviter les échanges hydriques

entre les deux, sauf s'ils sont de nature et d'état identiques.

En cas d'élargissement ultérieur des remblais, la qualité du dossier de récolement est primordiale. Pour les remblais de grande hauteur, l'élargissement de la plate-forme s'effectue souvent par construction d'un mur de soutènement (Magnan et al 1999) ; on est alors ramené à un problème de fondations. Lorsque les talus présentent des signes d'instabilités, on peut également élargir la plate-forme en réalisant une sur-largeur de remblai (rôle de banquettes) ou par raidissement du talus existant (ouvrage renforcé par géotextile, substitution partielle en talus par un matériau de caractéristiques mécaniques plus élevées) (Magnan et al. 1999).

1.11. LA PROTECTION SUPERFICIELLE DES PAREMENTS

L'entretien des risbermes, et en particulier leur drainage, doit être pensé dès le stade du projet sinon elles finissent par disparaître. Le recours aux risbermes est une technique intéressante pour la stabilité globale (elles diminuent nécessairement la pente) et peut éviter l'ouverture de zones de dépôt. Elles permettent également de diminuer la longueur de ruissellement de l'eau le long du talus et contribuent ainsi à la prévention de l'érosion et des ravinelements, surtout dans le cas de matériaux sableux. Une configuration adaptée des risbermes facilitera également la maintenance des talus. Par contre, la stabilité locale d'une berme est plus faible que la stabilité générale d'un talus de pente uniforme, à emprise constante. On exclura donc cette solution dans le cas de sols trop sensibles aux variations de teneur en eau.

Pour la mise en végétation des grands remblais, il est souvent difficile de trouver la terre végétale (gros volume nécessaire) et de l'ancrer au talus (emploi de géotextile). L'idéal consiste à végétaliser au fur et à mesure de l'avancement du chantier, pour éviter les ravinelements et pour fournir des talus verts dès l'ouverture de l'infrastructure. Le choix des espèces dépend des sols (agronomie) et du profil en long (déblai/remblai).

1.12. CONCLUSIONS

De ce premier chapitre, on peut déduire la faisabilité des grands remblais pour les comparer avec la solution viaducs, ainsi que quelques pathologies des remblais hauts (glissement des talus, tassement important).

On a aussi parlé sur le support du remblai ainsi que son environnement (ouvrages protection des parements).

On a conclu que le sol compressible subissant des remblais doit être traité pour améliorer son comportement.

Chapitre deuxième

Méthodes d'analyse de la stabilité des remblais

Chapitre deuxième

METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE DES REMBLAIS**2.1. INTRODUCTION**

La construction des remblais sur sols compressibles ou bien sols mous pose de nombreux problèmes (Pilot et al, 1988), qui sont associés d'une part à la faible résistance de ces sols, qui entraîne des difficultés à assurer la stabilité des remblais, et d'autre part à leur forte compressibilité, qui se traduit par des tassements et déformations importants des ouvrages.

Pour construire tout de même les ouvrages désirés, on peut procéder au renforcement ou à l'amélioration du sol de fondation ou du remblai. Les techniques employées permettent soit d'améliorer la stabilité du remblai, soit d'accélérer le processus de consolidation, ou encore de diminuer le tassement final ou de résoudre les deux problèmes à la fois.

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

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

Ce chapitre a pour objet de décrire le phénomène de stabilité et de tassements, de préciser les méthodes de calcul d'un emploi courant et comporte de nombreux abaques destinés à faciliter les calculs d'ouvrages.

2.2. REMBLAI SUR SOLS COMPRESSIBLES : METHODE DE CALCUL**2.2.1. Étude de stabilité**

L'étude de stabilité d'un remblai sur sol mou vise à définir pour celui-ci un mode de construction qui garantisse à tout moment une valeur suffisante du coefficient de sécurité en sorte que les déformations de l'ouvrage soient compatibles avec le service courant attendu : Lors de l'édification d'un remblai sur sol compressible, on doit éviter, non seulement les ruptures (coefficient de sécurité voisin de 1) mais encore les déformations importantes du sol de fondation qui se produisent pour les faibles coefficients de sécurités (inférieurs à 1,4 /1,5) et qui peuvent conduire à des dé-

sordres dans le remblai et créer des efforts importants sur les fondations profondes d'ouvrages voisins (Magnan et al.,1988).

La rupture d'un sol mou, due au chargement excessif d'un remblai, est un phénomène rapide qui se produit pendant la construction ou peu de temps après la fin de celle-ci (quelques jours au plus). On peut toutefois assister à des ruptures différées, plusieurs mois ou plusieurs années après la fin de la construction (Pilot et al, 1988) :

- en cas de nouveau chargement excessif sur l'ancien remblai ;
- en cas de terrassement en pied de talus, par exemple lors du creusement d'une fouille.

2.2.2. Mécanismes de rupture pour les remblais sur sols mous

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) :

a) Rupture générale par poinçonnement

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.

Généralement, ce type de rupture survient lorsque le sol de fondation comporte une couche de sol très mou placée entre deux couches sensiblement plus résistantes.

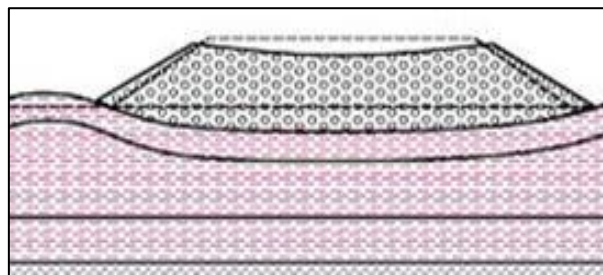


Figure 2.1 : Rupture générale par poinçonnement (Magnan et al. 1984)

b) Rupture rotationnelle par glissement 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.

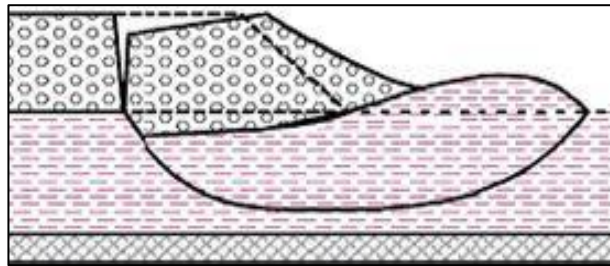


Figure 2.2 : Rupture rotationnelle par glissement sans fissuration du remblai

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).

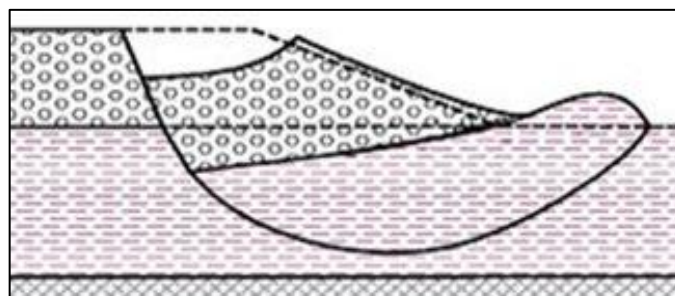


Figure 2.3. : Rupture rotationnelle par glissement sans fissuration du remblai.

2.2.3. Calcul de la stabilité des remblais sur sols mous

Les méthodes de calcul traditionnelles sont fondées sur les hypothèses suivantes (Mestat et al, 1999) :

- il n'y a pas de rupture progressive (hypothèse d'une rupture simultanée en tout point de la surface de glissement) ;
- la loi de comportement s'écart suffisamment peu d'un schéma rigide-plastique pour justifier les calculs à la rupture.

a) Calcul de la stabilité au poinçonnement

Le schéma de rupture du sol de fondation est supposé analogue à celui qui se produit sous une fondation superficielle. A court terme (cas généralement le plus défavorable), le coefficient de sécurité est donné par (Magnan et al, 1984) :

$$F_s = \frac{q_{max}}{q} = \frac{(\pi+2)c_u}{\gamma_r H}$$

Où q_{max} est la pression maximale admissible sur le sol ;

q , la contrainte apportée par le remblai de poids volumique γ_r et de hauteur H sur son axe :

c_u , La cohésion non drainée.

Martar et Salençon (1979) ont proposé des abaques pour évaluer le coefficient de sécurité pour un sol homogène d'épaisseur D , dont la résistance $\tau_f = c_u$ croît linéairement avec la profondeur (τ_0 étant la valeur en surface et g , le gradient de cohésion) (fig.2.4).

Le coefficient de sécurité F_s s'exprime alors par la formule :

$$F_s = \frac{q_{max}}{\gamma_r H} = \frac{U_c \tau_0}{\gamma_r H} \left(N'_c + \frac{gB}{4\tau_0} \right)$$

Où : μ_c et N'_c sont donnés à la figure 2.2 et B étant la largeur moyenne du remblai.

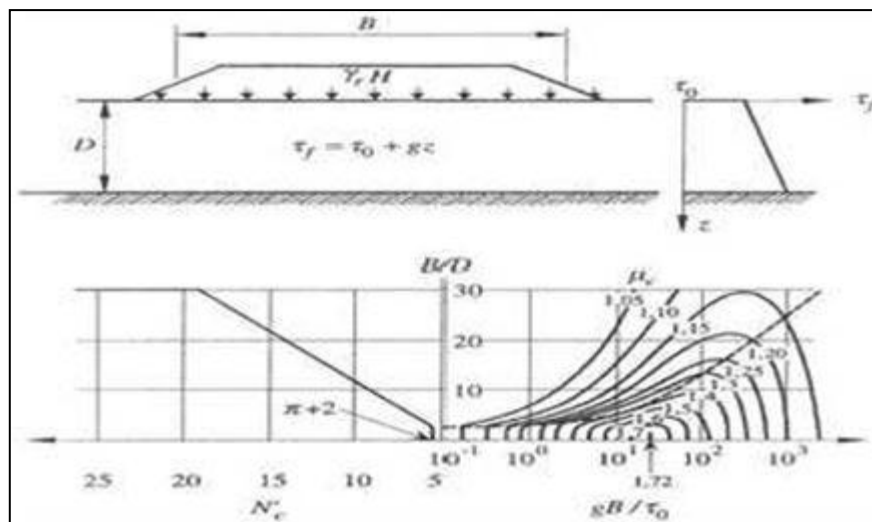


Figure 2.4. Abaques de calcul du FS selon la méthode de Matar et Salençon (1979).**a) Calcul de la stabilité en rupture rotationnelle**

L'analyse de la stabilité rotationnelle se fait habituellement au moyen de méthodes de calcul à la rupture qui donnent, par l'intermédiaire du coefficient de sécurité F_s , une idée sur l'état d'équilibre du massif par rapport à l'équilibre limite, caractérisé par $F_s = 1$.

La constance du coefficient de sécurité le long de la surface de rupture et les hypothèses simplificatrices utilisées dans ces méthodes rendent l'analyse globale et approchée.

Pour une surface potentielle de glissement (S), F_s est donné par :

$$F_s = \frac{M_{Rmax}}{M_M}$$

où M_{Rmax} est le moment résistant maximal et M_M , le moment moteur.

On demande habituellement pour les ouvrages routiers une valeur de F_s qui met à l'abri des glissements ou de déformations trop importantes (Mestat et al, 1999) : $F_s = 1,5$.

Pour les sols à la fois frottant et cohérents pour lesquels la résistance au cisaillement dépend de la contrainte normale sur la surface de glissement, les méthodes de calcul usuelles subdivisent en tranches verticales la partie du massif limitée par la surface de glissement potentielle, d'où le nom de «méthode des tranches» (Fellenius, 1936) ; (Bishop, 1955).

Le remblai (ou talus ou pente naturelle) est supposé infiniment long et la surface de rupture potentielle est généralement cylindrique. La détermination du coefficient de sécurité est effectuée à l'aide d'abaques [abaques de Pillot et Moreau (1973)] dans les cas de configurations simples ou d'avant-projet ou par un calcul complet, selon la méthode des tranches de Bishop ou la méthode des perturbations utilisée dans certains logiciels comme le logiciel PETAL du LCPC. La surface correspondant au coefficient de sécurité minimal est recherchée.

La valeur exacte du coefficient de sécurité d'un talus n'est jamais véritablement connue, à cause des incertitudes sur la valeur des paramètres géotechniques introduits dans le calcul. La seule valeur contrôlable a posteriori est $F_s=1$ lorsqu'il a eu rupture.

Dans un tel calcul, trois types de paramètres sont à prendre en compte (Mestat et al, 1999) :

- la géométrie, qui peut être très complexe ;
- le régime hydraulique, qui est souvent délicat à apprécier avec précision. En effet, le régime initial n'est pas toujours connu et son évolution dans le temps est très difficile à prévoir ;
- la résistance au cisaillement, dont les paramètres sont déterminés essentiellement par des essais de laboratoire.

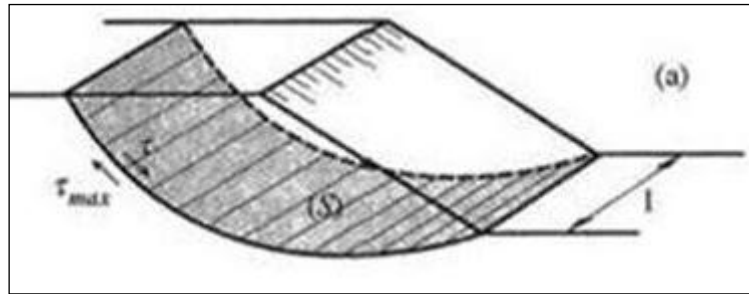


Figure 2.5. : Détermination du coefficient de sécurité et surface de rupture cylindrique

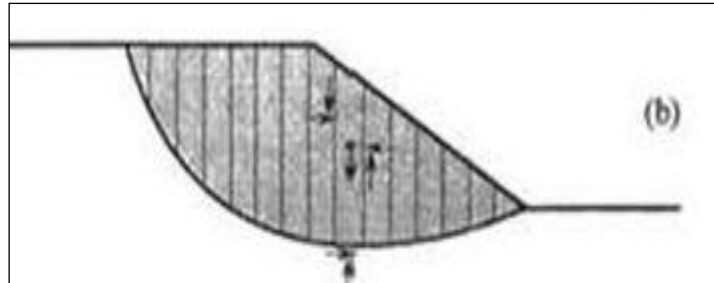


Figure 2.6. : Détermination du FS et principe de la méthode des tranches

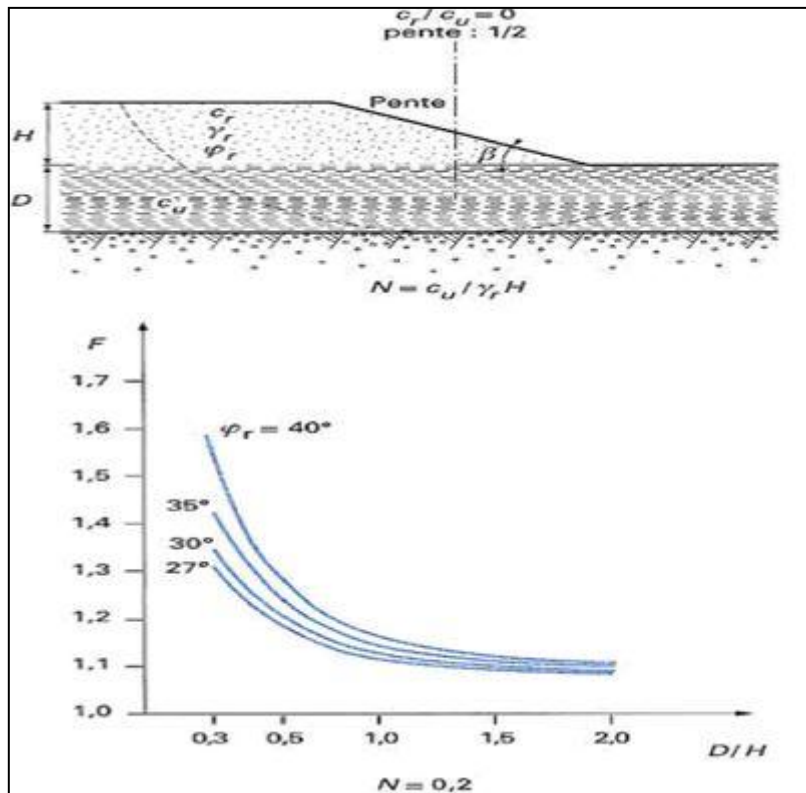


Figure 2.7. : Abaque de calcul de remblai sur sol mou (Pilot et Moreau, 1973).

2.2.4. Méthodes d'amélioration de la stabilité

Pour améliorer les conditions de stabilité, on doit recourir à une ou plusieurs méthodes . Ces méthodes portent sur (Pilot et al, 1988) :

- La modification de la géométrie de l'ouvrage : les modifications géométriques concernent le sol de fondation (substitution aux premiers mètres de sols très mous une épaisseur équivalente de matériau pulvérulents) ou le remblai lui-même.
- La construction des remblais par phases.
- L'amélioration (ou le renforcement) des sols de fondation : l'amélioration des propriétés des sols de fondation s'obtient soit par la consolidation du massif de sol sous le remblai, soit par le renforcement du massif par des colonnes, lesquelles peuvent avoir également un rôle drainant. D'autres solutions sont plus rarement adoptées (Pilot et al, 1988) : renforcement de la base du remblai, emploi de matériau de remblai léger, construction des remblais sur pieux.

2.2.5. Organigramme d'une étude de stabilité de remblai sur sols mous

Le calcul de stabilité s'effectue à partir de trois groupes de données (Pilot et al, 1988) fig. 2.8 :

- géométrie du remblai ;
- caractéristiques mécaniques du sol de fondation ;
- caractéristiques mécaniques du matériau de remblai.

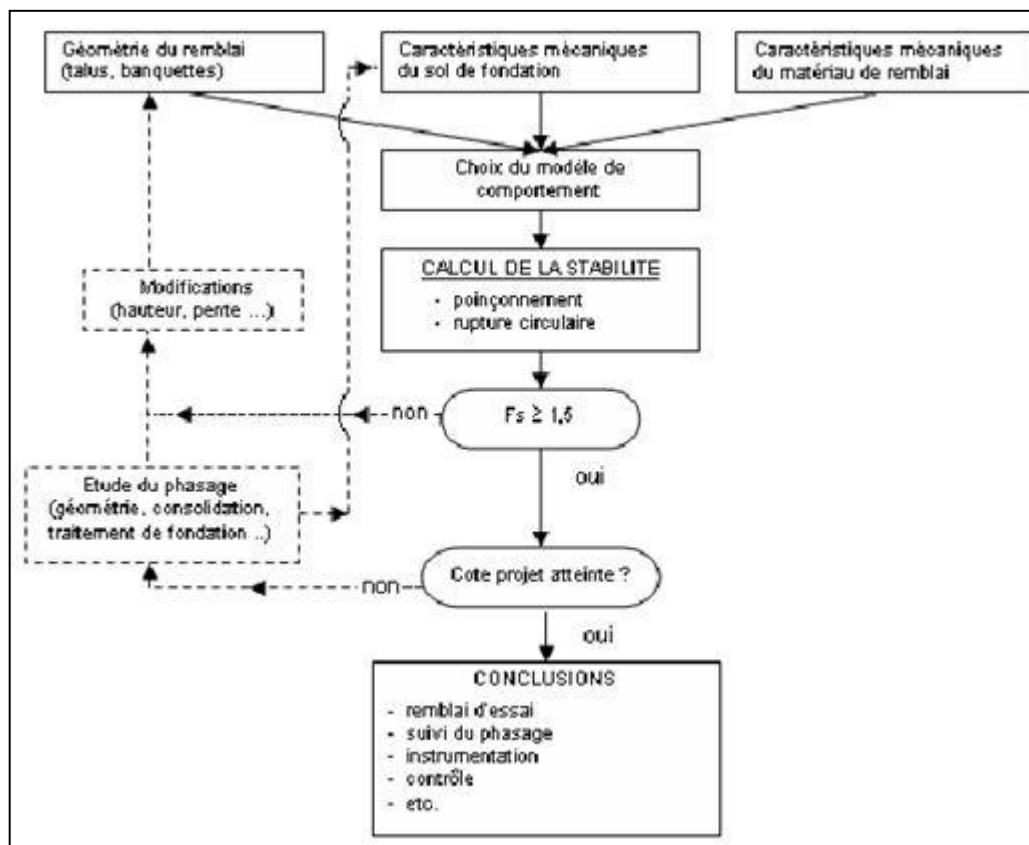


Figure 2.8. Organigramme d'une étude de stabilité de remblai (Pilot et al ; 1988).

2.3. ETUDE DES TASSEMENTS

Un remblai édifié sur sols mous peut être le siège de ruptures spectaculaires mais les problèmes que posent les déformations et les tassements différés sont tout aussi préoccupants pour déterminer les délais, les méthodes de construction et les coûts. Dans certaines conditions, ces déformations peuvent avoir un caractère catastrophique, conduisant à la rupture de l'ouvrage. Il est donc nécessaire de faire une prévision correcte de l'amplitude et de la vitesse des tassements.

a – Calcul de l'amplitude 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 œdométrique. 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.

B – chemins de contraintes effectives sous un remblai

La connaissance des contraintes effectives verticales sous l'axe d'un remblai est suffisante en pratique pour l'analyse simplifiée du comportement du sol de fondation.

Dans la zone située sous le centre du remblai, les directions principales des contraintes restent verticales et horizontales en tout temps et le chemin des contraintes effectives suivi pendant et après la construction d'un remblai stable représenté par $O'P'A'B'D'$ (Leroueil et al, 1985).

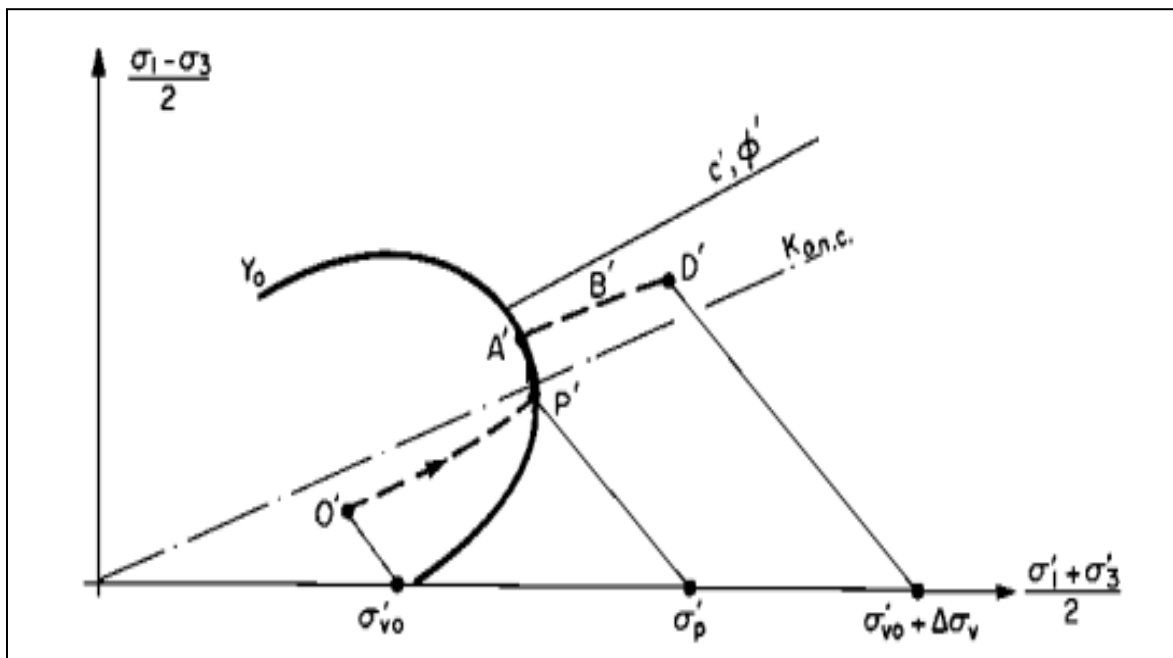


Figure 2.9. Chemin de contraintes effectives sous un remblai (Leroueil et al, 1985).

Le tassement d'un massif de fondation durant la construction et à long terme évolue en fonction de la charge appliquée et du temps (fig. 2.10.).

Pendant la phase de construction ($O'P'A'$), l'argile de fondation est en état sur consolidé et présente un comportement quasi-élastique avec une grande rigidité (chemin $O'P'$) : les tassements restent faibles et augmentent linéairement avec la charge du remblai. Lorsque les contraintes effectives atteignent le seuil de plasticité en P' (i.e. $\sigma'_{v} = \sigma'_p$), l'argile devient normalement consolidée et plus compressible ; le comportement est alors non drainé suivant le chemin ($P'A'$). De la sommation de ces deux quantités résulte le tassement immédiat. L'état de contrainte effective en A' marque la fin de la construction et le début du processus de consolidation, qui se traduit par une augmentation des contraintes effectives suivant le chemin de contraintes ($A'B'$). Le tassement résultant est le tassement de consolidation primaire, qui se fait avec une vitesse décroissant régulièrement avec le temps, en fonction des caractéristiques de consolidation et de fluage de l'argile (Leroueil et al, 1985).

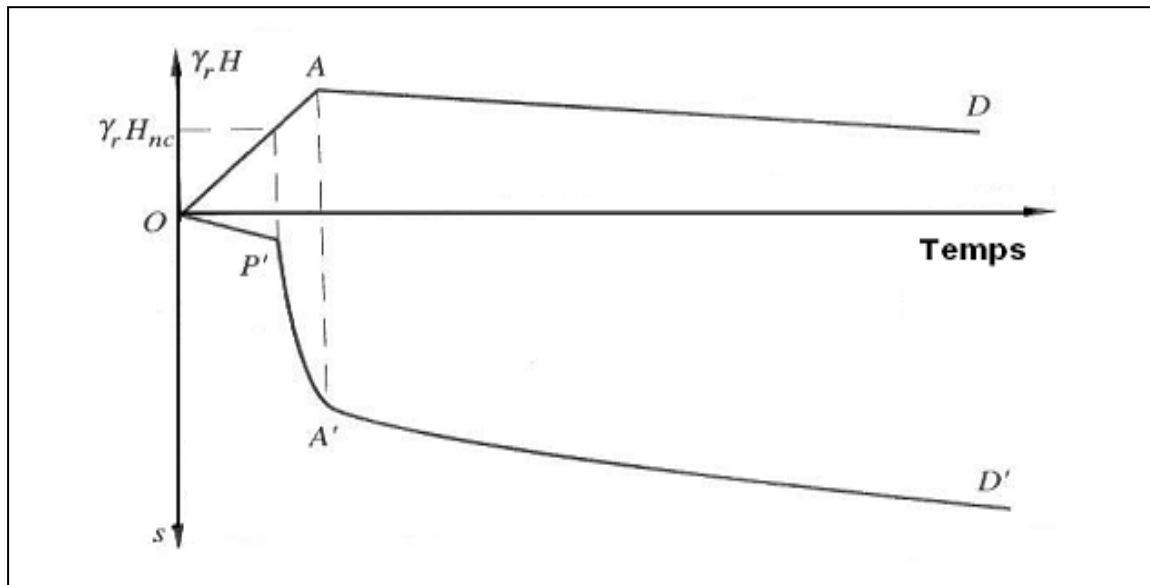


Figure 2.10. : Variation typique de la charge de remblai et du tassement en fonction du temps

Le caractère visqueux de l'argile crée une composante de tassement de fluage, omise par la théorie de la consolidation unidimensionnelle. Terzaghi (1925), qui relie les déformations du sol aux seules variations des contraintes effectives.

L'amplitude du tassement final s_{∞} en condition de déformations planes est déterminée selon la formule classique de décomposition en quatre termes (Magnan et al, 1984) ; (Pilot et al, 1988) ; (Mestat et al, 1999) :

$$s_{\infty} = s_i + s_c + s_{fl} + s_{lat}$$

Avec

s_i : tassement immédiat (en cours de construction) qui se produit sans expulsion d'eau interstitielle ;

s_c : tassement de consolidation (ou de consolidation primaire) qui s'effectue par expulsion d'une partie de l'eau interstitielle avec diminution des pressions interstitielles ;

s_{fl} : tassement de fluage (ou de compression secondaire) qui correspond à la poursuite de la déformation du sol après dissipation des surpressions interstitielles ;

s_{lat} : tassement induit par des déplacements latéraux du sol sous le remblai.

C - Calcul du tassement immédiat « s_i »

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 ca-

ractérisé par les modules E et $\nu=0,5$ (Magnan et al, 1984) ; (Pilot et al, 1988) ; (Mestat et al, 1999).

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

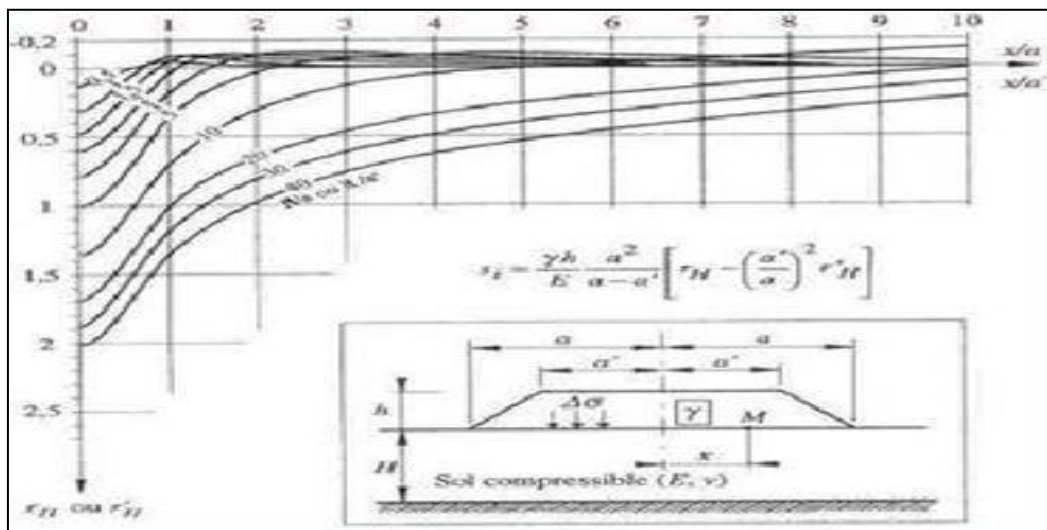
Où γh est la pression appliquée par le remblai et I , le coefficient d'influence dépendant de la géométrie et de l'épaisseur du sol compressible.

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 2.11.) en fonction de $(x/a$ et $H/a)$ pour r_H et $(x/a'$ et $H/a')$ pour r'_h



**Figure 2.11. : Abaque de Giroud pour calcul du tassement élastique immédiat
(Pour $\nu = 0,5$).**

D - Calcul du tassement de consolidation primaire « s_c »

Pour la méthode de calcul des tassements sur sols compressibles dans le cas d'un tassement primaire est déduit du tassement œdométrique 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 :

$$s_i = \mu S_{oed}$$

La méthode œdométrique 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 au moyen de l'expression :

$$s_{oedi} = \frac{Hi}{1+e_{oi}} \left[C_{si} \lg \frac{\sigma'_{pi}}{\sigma'_{voi}} + C_{Ci} \lg \frac{\sigma'_{voi} + \Delta\sigma_{Vi}}{\sigma'_{pi}} \right]$$

Où 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 : $\alpha_1 = \arctan((a+b)/z) - \arctan(b/z)$ et $\alpha_2 = \arctan(b/z)$. $\Delta\sigma$ est la contrainte verticale apportée par le remblai et les paramètres a et b sont définis sur la figure 2.12.

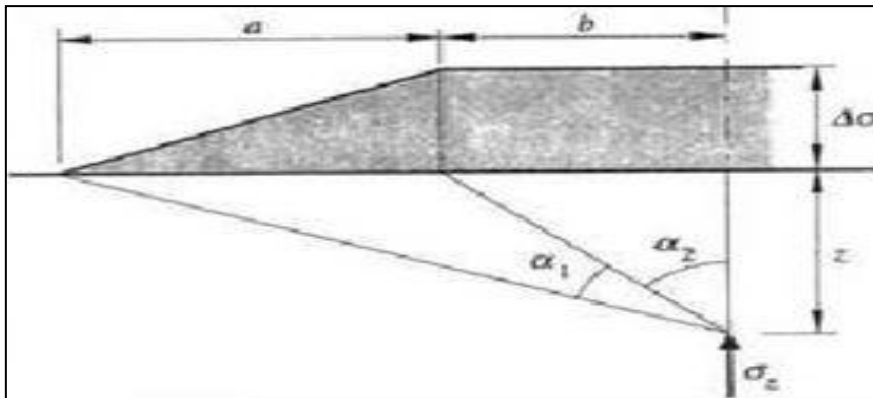


Figure 2.12. : Définition des paramètres pour la formule d'Osterberg (1957).

E - Calcul du tassement de fluage « s_{fl} »

La viscosité du squelette du sol se traduit par des déformations différées dites de fluage, définies comme étant des déformations du sol sous contraintes effectives constante. A l'échelle inter granulaire, ces déformations peuvent aussi être attribuées à la modification graduelle des forces de frottement au sein du matériau, à la déformation plastique de l'eau adsorbée et à la réorientation de la structure granulaire provoquée par les contraintes de cisaillement résultant de la consolidation primaire.

Il existe deux théories pour l'évaluation du tassement de fluage : la première théorie, prétend que les déformations secondaires se développent seulement après la fin de consolidation primaire. La

seconde, suppose que des déformations de fluage se développent sur le terrain pendant toute la durée de la consolidation primaire (Leroueil et al, 1985).

Bjerrum (1967) a proposé une représentation du fluage sous forme d'un réseau de courbes parallèles appelées "lignes de temps". Cette représentation a été généralisée par Lepidas et Magnan (1987) au cas des déformations planes en s'appuyant sur des résultats d'études expérimentales. Selon la méthode de Buisman et Koppejan (Koppejan, 1948), la plus grande partie de ce tassement se produit après la fin de la consolidation, pour un temps t supérieure à t_{100} . Cette méthode permet de calculer ce tassement par l'équation :

$$s_{fl} = C_a H \lg \left(\frac{t}{t_{100}} \right)$$

Où t_{100} est le temps à la fin de la consolidation primaire ; C_a , le coefficient de fluage et H , l'épaisseur de la couche compressible.

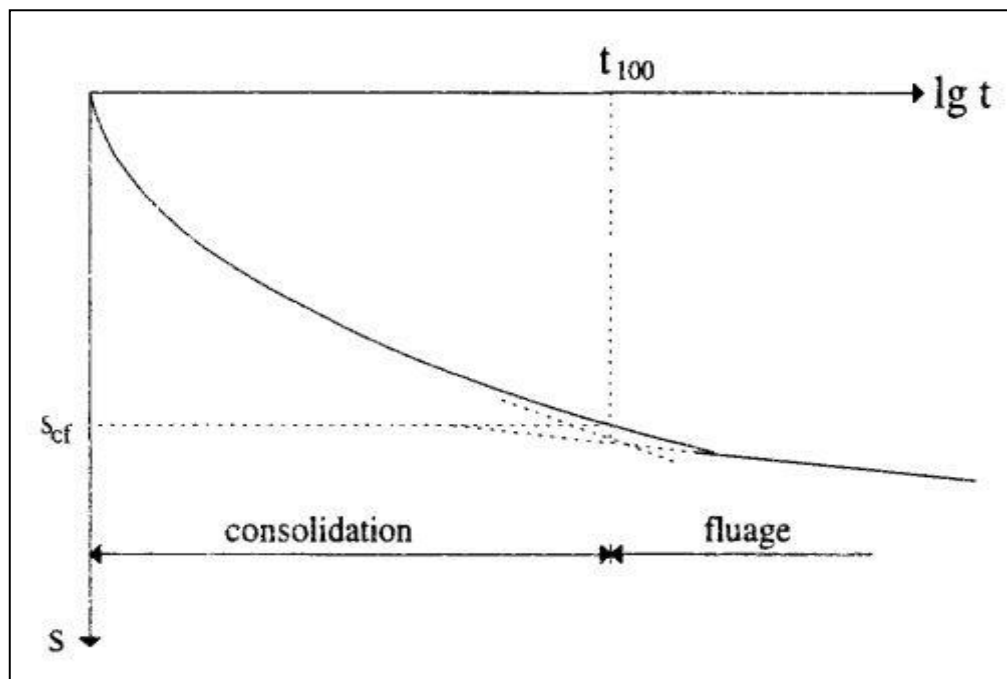


Figure 2.13. : Evolution des tassements au cours du temps

F - Calcul du tassement dû aux déplacements latéraux « s_{lat} »

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 mou, 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 dépla-

acements latéraux en un tassement supplémentaire du sol (fig. 2.14.). Cette méthode de prévision permet de déterminer la géométrie de la déformée horizontale.

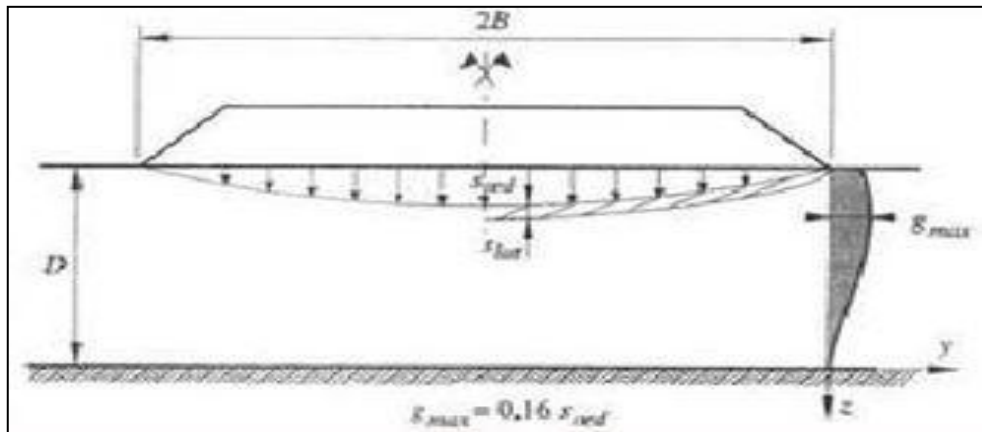


Figure 2.14. : Méthode de calcul du tassement dû aux déplacements latéraux

En tenant compte de la relation empirique : $g_{max} = 0,16 s_{oed}$, le tassement s_{lat} peut-être approché de la manière suivante (Bourges et Mieussens, 1979) :

$$s_{lat} \approx 0,11 \frac{D}{B} s_{oed}$$

Où D est l'épaisseur de la couche de sol mou ; B, la demi-largeur du remblai et s_{oed} , le tassement oedométrique (fig. 2.13.).

G - 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 :

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

Où $g_{max,t}$, 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 (fig. 2.11-a) et selon la nature des sols, trois types de courbe ont été proposés pour la fonction $G(Z)$ (fig. 2.11-b et tableau 2.1).

Tableau 2.1. Hypothèses de calcul et équations des déformées types

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 déterminée par la relation :

$$g_{max,0} = \lambda D$$

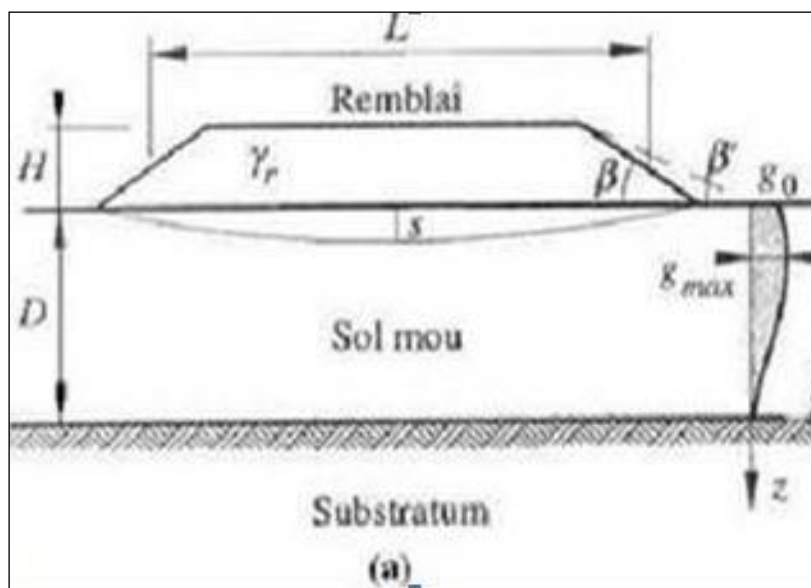


Figure 2.15. : Déplacements horizontaux et paramètres utilisés pour la vision de la déformée.

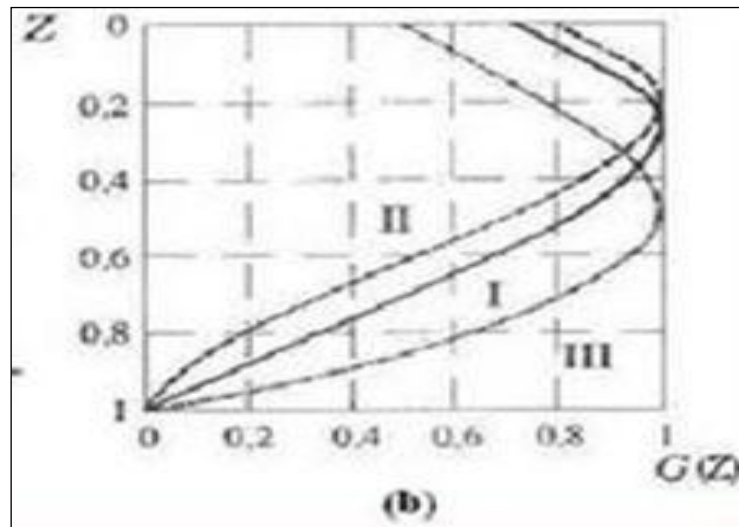


Figure 2.16. : Déplacements horizontaux et déformées adimensionnelles.

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

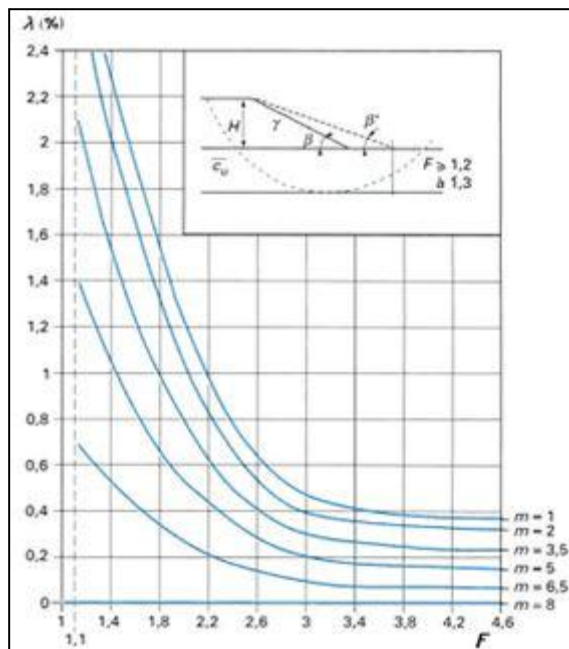
$$\Delta g_{max,t} = 0,16 (s_t - s_0)$$

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 :

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

Cette relation permet aussi de calculer le déplacement horizontal maximal du sol final, en calculant le deuxième terme pour le tassement final du sol sous le remblai $s(t = \infty)$.



$$m = \frac{1 + \sin^2 \beta}{\sin \beta'}, \quad F = \frac{(\pi + 2) \bar{c}_U}{\gamma_r H}$$

Figure 2.17. : Abaque de détermination du coefficient λ en fonction de m et de F

2.4. 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 a permis de constater que :

- les méthodes de calculs classiques des tassements utilisées ont été développées il y a une dizaines 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".

Chapitre troisième

Outils Numériques de calcul

Troisième Chapitre

OUTILS NUMERIQUES DE CALCUL**3.1. INTRODUCTION**

Le calcul des ouvrages géotechniques (fondations, pentes et talus, etc.) a longtemps été abordé au point de vue de la stabilité (calcul à la rupture), c'est-à-dire selon une approche dans laquelle le comportement du sol est supposé rigide-plastique (plasticité parfaite : critère de Mohr-Coulomb). Cette approche, validée par son application quotidienne au calcul de stabilité des pentes, a besoin d'être améliorée par la prise en compte des déformations avant la rupture et des non-linéarités des déformations des sols (élasticité non-linéaire, élasto-plasticité).

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 élasto-plastiques, 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).

3.2. LOGICIEL TALREN

Le logiciel TALREN a été développé en France par la société TERRASOL. Il est dédié à l'analyse de la stabilité des pentes avec ou sans renforcement.

Il permet d'étudier :

- les pentes naturelles ;
- les talus artificiels (déblais et remblais) ;
- les digues en terre.

En prenant en compte différents types de renforcements :

- tirants précontraints ;

- clous ;
- pieux et micropieux ;
- géotextiles et géogrilles ;
- Terre armée et bandes en polymères ;
- butons.

TALREN permet de calculer le coefficient de sécurité au glissement de tout massif en pente constitué d'une ou de plusieurs couches de sols, avec ou sans présence de nappe et l'action sismique par la méthode des tranches.

Les méthodes de calcul implémentées dans ce logiciel sont :

- Les méthodes de Fellenius et de Bishop pour les ruptures circulaires,
- la méthode des perturbations pour les ruptures quelconques,
- les méthodes du calcul à la rupture en spirales logarithmiques.

La version 4 du logiciel TALREN utilise une nouvelle interface graphique interactive avec notamment (figure 2.1) :

- dessin du profil à la souris, règles et grille, menus contextuels, choix des couleurs des sols ;
- possibilité de charger un fond de plan (format .JPG et .GIF) et de l'afficher à l'échelle ;
- gestion des phases d'exécution et situations de calcul d'un projet dans un seul fichier ;
- tableaux récapitulatifs des données : couches de sol, surcharges et renforcements ;
- nombreuses options de visualisation des résultats : graphiques (isovaleurs par exemple) et tableaux (efforts dans les renforcements, résultats détaillés par surface de rupture, etc.) ;
- assistants et bases de données (coefficients de pondération/sécurité partiels, choix de q_s , etc.).

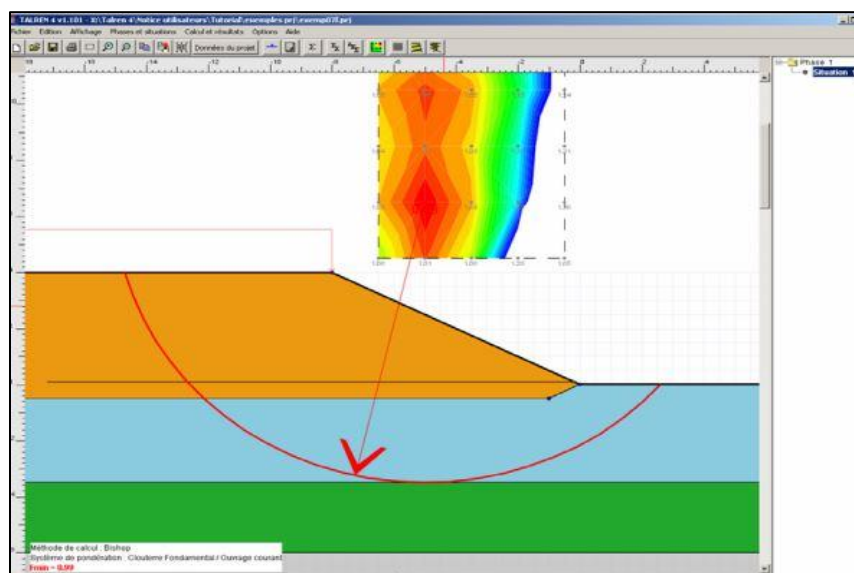
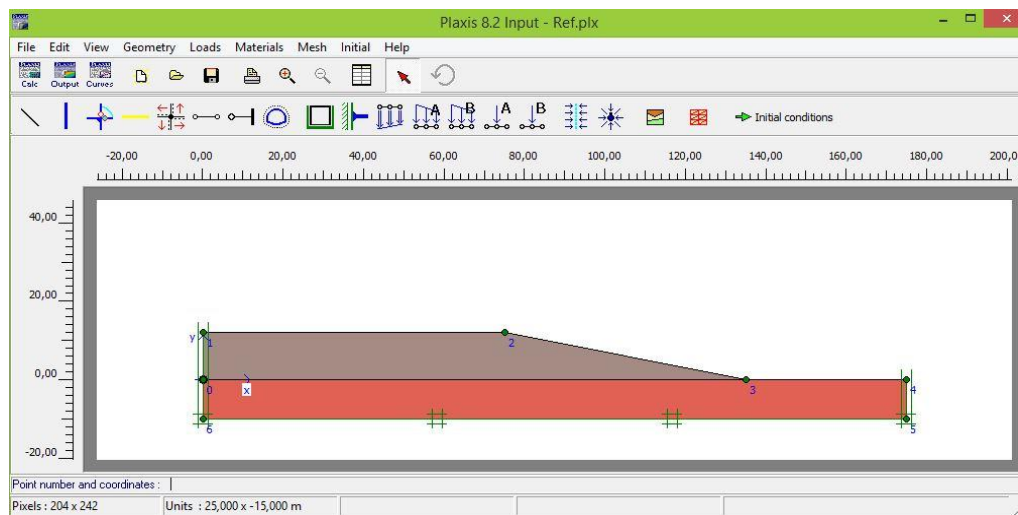


Figure 3.1. : Interface du logiciel TALREN.

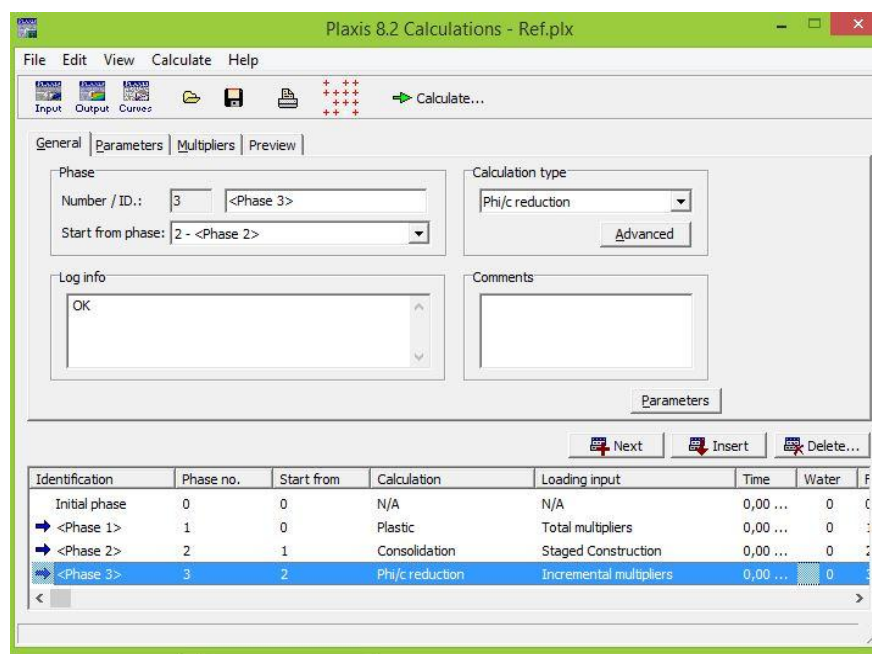
3.3. LE CODE PLAXIS

Le code PLAXIS a été développé en premier lieu à l'Université Technologique de Delft (Les Pays Bas), le code, initialement réalisé pour analyser les digues en terre, a vu son champ d'application se développer largement afin de pouvoir traiter différents types de problèmes géotechniques (fondations, tunnels, ouvrages de soutènement, etc.). PLAXIS permet de réaliser des analyses de déformation et de stabilité des ouvrages géotechniques. L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves).

a / Données (Input)



b / Calculs (Calculations)



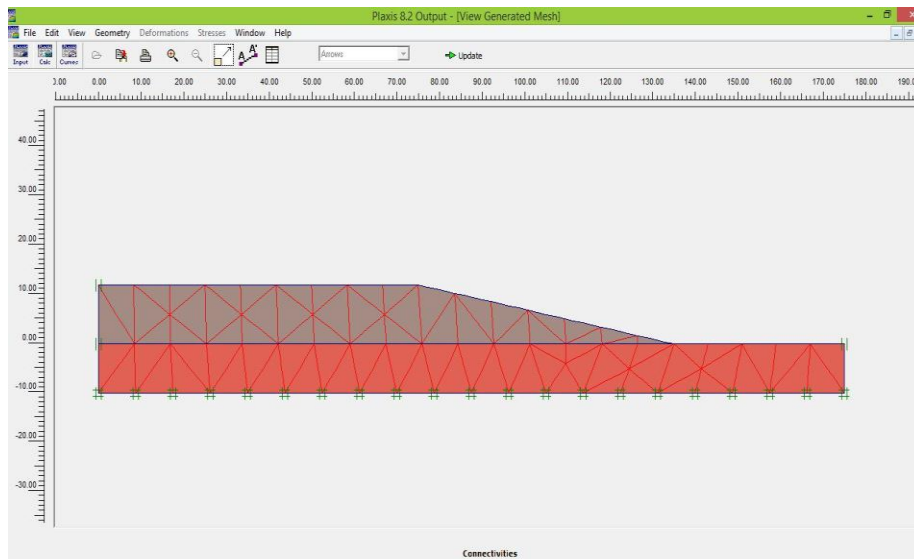
c / Résultats (Output)

Figure 3.2. : Interface du code PLAXIS.

PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifiques et pratiques en l'analyse des problèmes élastiques, élasto-plastique, élasto-viscoplastiques en 2D (bi-dimensionnel) en déformations planes ou 3D (tri-dimensionnel) en déformations axisymétriques. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse, avec prise en compte des pressions interstitielles (et même de consolidation), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code PLAXIS s'effectue selon un processus itératif permettant de déterminer à chaque pas de temps de calcul les champs de déplacements, de vitesses et d'accélération correspondant aux chargements appliqués ; l'équilibre est généralement atteint rapidement. Les modèles de calcul implémentés dans le code PLAXIS couvrent pratiquement l'ensemble des aspects théoriques et expérimentaux du comportement des sols courants :

- élasticité linéaire de Hooke pour simuler le comportement des structures rigides massives placées dans le sol ; plasticité parfaite isotrope de type Mohr-Coulomb pour simuler le comportement de la plus part des sols fins ;
- élastoplasticité de type hyperbolique avec écrouissage en cisaillement pour simuler le comportement des sables et des graves, mais aussi de l'argile et des limons ;
- élastoplasticité de type Cam-Clay pour simuler le comportement des argiles molles normalement consolidées ;
- viscoplasticité pour simuler le comportement des sols mous en fonction du temps (fluage et consolidation).

- Aussi se limitera-t-on ci-après à ne décrire que le modèle de Mohr-Coulomb intéressant l'objet de la présente étude.

Ce modèle est utilisé comme une première approximation du comportement des sols. Il comporte cinq paramètres :

➤ le module d'Young E : défini soit par le module tangent initial E_0 , soit par le module sécant à 50% de la résistance en compression E_{50} (figure 3.3.)

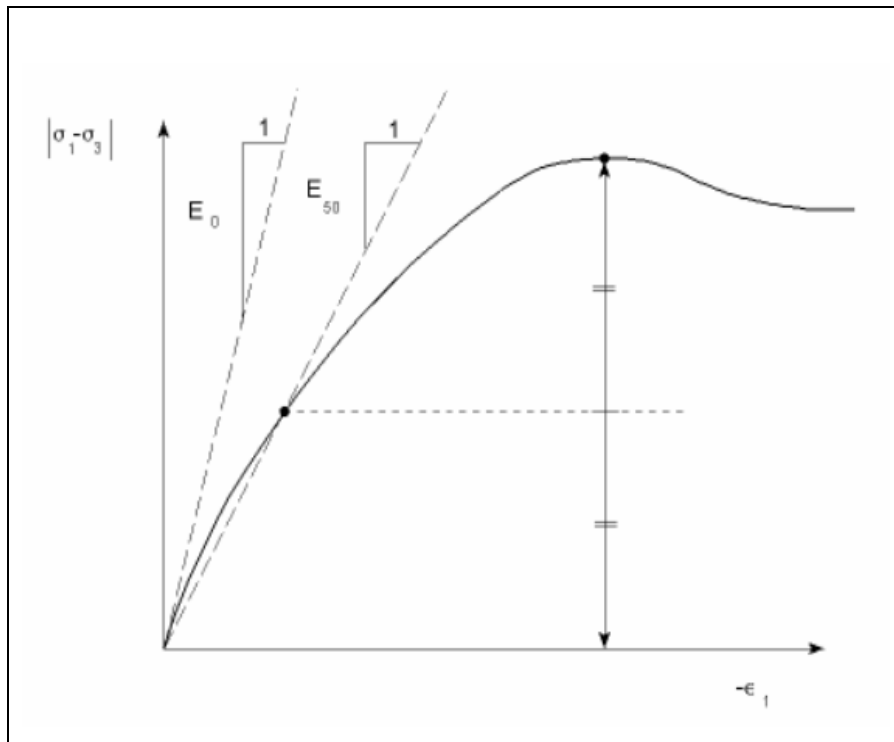


Figure 3.3. : Définition du module d'Young E .

- le coefficient de Poisson ν : évalué par l'intermédiaire du coefficient de pression des terres au repos $K_0 = \nu / (1 - \nu)$ pour un chargement gravitaire, dont les valeurs sont comprises entre 0.3 et 0.4 ;
- la cohésion c : nulle ($c=0$) pour les sables, mais constante non nulle ($c \neq 0$) ou évoluant avec la profondeur pour les argiles ;
- l'angle de frottement interne φ : qui conditionne la résistance au cisaillement des sols ;
- l'angle de dilatance ψ : nul ($\psi=0$) pour des sols argileux qui ne montrent aucune dilatance, mais non nul ($\psi \neq 0$) pour les sables dont la dilatance dépend de leur densité et de leur angle de frottement. Pour les sables siliceux, $\psi \approx \varphi - 30$.

Ces paramètres peuvent être aisément identifiés sur des résultats d'essais triaxiaux classiques (figure 2.4).

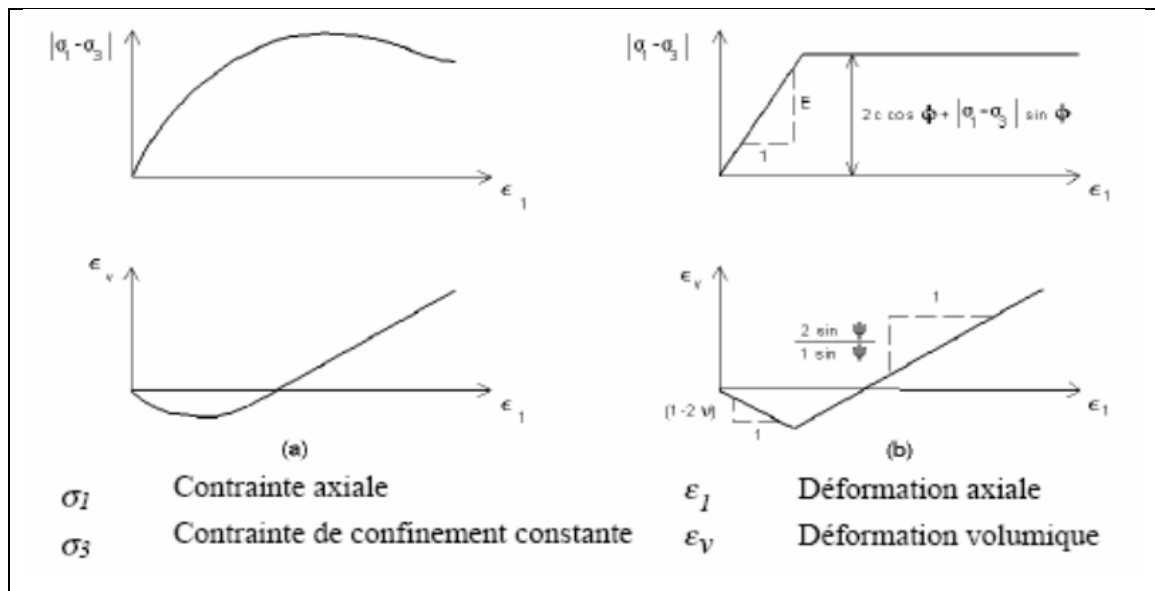


Figure 3.4. : Résultats d'essais triaxiaux drainés et modèle élastoplastique type Mohr-Coulomb .

Pour la prise en compte des interactions squelette - eau interstitielle dans la réponse du sol, le code PLAXIS distingue entre les comportements drainé et non drainé :

- pour le comportement drainé, aucune surpression interstitielle n'est générée. C'est évidemment le cas pour des sols secs et pour des sols totalement drainés du fait de leur forte perméabilité ou à cause d'un faible accroissement du chargement. Cette option peut aussi être utilisée pour simuler le comportement des sols à long terme (fluage et consolidation) ;
- pour le comportement non drainé, les surpressions interstitielles sont complètement générées. L'écoulement de l'eau interstitielle peut parfois être négligé du fait des faibles perméabilités ou à cause d'une vitesse de chargement élevée. Toutes les couches considérées comme non drainées se comporteront ainsi, même si la couche ou une partie de celle-ci se trouve au-dessus de la nappe phréatique.

Dans PLAXIS, une analyse de la sécurité peut être menée en réduisant les caractéristiques mécaniques du sol. Ce procédé s'appelle "Phi-c reduction". Dans cette approche, les caractéristiques $\tan \phi$ et c du sol sont réduites progressivement jusqu'à l'apparition de la rupture. Le coefficient total appelé coefficient de réduction ΣM_{sf} permet de définir la valeur des caractéristiques du sol à une étape donnée de l'analyse :

$$\Sigma M_{sf} = \frac{\tan \phi_{donnée}}{\tan \phi_{réduit}} = \frac{c_{donnée}}{c_{réduit}}$$

Où les caractéristiques notées "donnée" se référant aux valeurs initiales des propriétés des matériaux et les caractéristiques notées "réduit" se rapportent aux valeurs réduites utilisées au

cours de l'analyse. Contrairement aux autres coefficients, ΣM_{sf} vaut 1.0 au début d'un calcul pour utiliser les valeurs non réduites des caractéristiques des matériaux. Le facteur de sécurité global est déterminé comme suit :

$$F_s = \frac{\text{résistance disponible}}{\text{résistance à la rupture}} = \text{valeur de } (\Sigma M_{sf}) \text{ à la rupture}$$

Cette approche ressemble à la méthode de calcul de coefficients de sécurité adoptée conventionnellement dans les analyses de rupture circulaire (méthodes des tranches).

Chapitre quatrième

Etude de la stabilité du remblai

D'Ain Arnat (wilaya. Sétif)

Quatrième Chapitre

ETUDE DE LA STABILITE DU REMLAI D'AIN ARNAT**4.1.DESCRPTION SOMMAIRE DU VERSANT**

Ain Arnat est une commune de la wilaya de Sétif, est traversée par Route nationale 5 et l'autoroute Est-Ouest (à 2 km) après l'aéroport. Deux routes wilayas, la W14 à l'ouest de la ville et la W140 à l'est de la ville. Ain Arnat 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.

La commune d'Ain Arnat 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 Arnat (figure 4.1) :

- au nord : par la commune d'Ain Abessa 13.1 km (wilaya de Sétif) ;
- 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 Taghrouit et khelil (wilaya de Bordj Bou Arreridj).



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

4.2. RECONNAISSANCE DU SITE

4.2.1. Problématique

L'extension de la piste de l'aérodrome d'Ain Arnat comporte la construction d'une plate-forme 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'épaisseur.

4.2.2. Géologie

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

4.2.3. Condition Climatique

La région d'Ain Arnat connaît des variations importantes de températures (de -7.5 à $+40^{\circ}\text{C}$) et des précipitations annuelles moyennes de 401 mm, pour un maximum journalier de 41 mm.

4.2.4. 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 pressiométrique, 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 disposition constructive dont une couche drainante de 1.5 m d'épaisseur, des fossés 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.

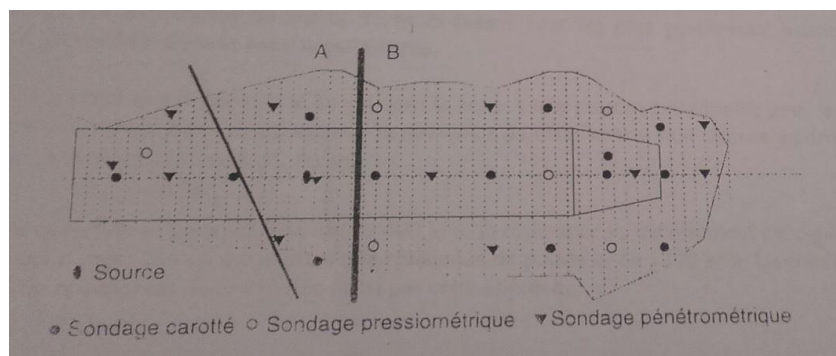


Figure 4.2 : Limites des zones A et B et position des sondages sur le site

4.3. Mouvement d'eau dans le sol

a) 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.

b) 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 (carottés, pénétrométriques, pressiométriques) réalisés sur le site.

c) 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 usés constituent a :

- 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. À condition de savoir de quelle façon elle arrive jusqu'à la source, comme évoqué ci-dessus. Il est pour cela important de savoir si l'eau provient d'un seul côté ou de deux et ensuite de préciser, par des sondages à la pelle, la géométrie du dépôt de galets et cailloux qui est supposé 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 déviés 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. CARACTERISTIQUES SISMIQUES CONSIDEREES

La commune d'Ain Arnat 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 STABILITE

4.5.1. LE PROFIL DU REMBLAI ETUDIE :

L'étude comporte deux sections différentes du remblai :

Section1 PK 2+300 – 2+570 (remblai 1): le long de cette section, nous avons une assise très épaisse, constitué d'argiles rougeâtres mio-pliocène, surmontée par une couverture formée de tufs et d'alluvions anciennes d'épaisseur limitée (en général <2m).

Suite aux conseils du L.T.P.Est, le calcul de tassement et la vérification de la stabilité ont été fait sur la base des caractéristiques géotechniques des argiles rougeâtres sur une tranche de 10m d'épaisseur (figure 4.3.).

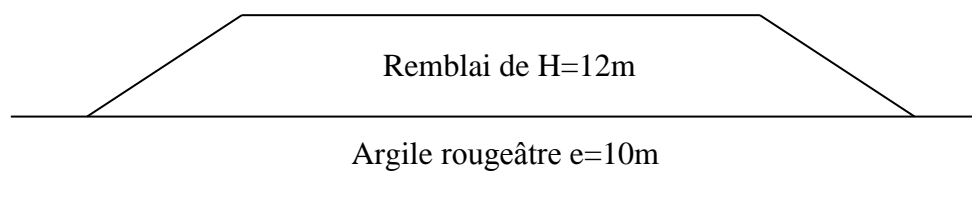


Figure 4.3 : Section du remblai PK 2+300-2+570.

Par raison de symétrie, la géométrie du profil du remblai de référence étudié est donnée sous forme de coordonnées cartésiennes des nœuds dans le tableau 4.2.

Tableau 4.2. : Coordonnées cartésiennes des nœuds du remblai de référence (section1)

Nœuds	0	1	2	3	4	5	6
X(m)	0.00	0.00	75.00	135.00	175.00	175.00	0.00
Y(m)	0.00	12.00	12.00	0.00	0.00	-10.00	-10.00

Section1 PK 2+570–2+800 (remblai 2): la géologie au niveau de cette section est marqué par la présence d'une couche de limons noirs à 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.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 4.4.).

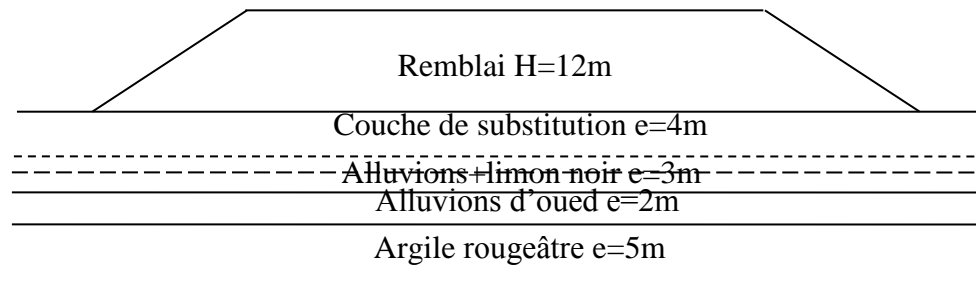


Figure 4.4 : Section du remblai PK 2+570-2+800.

Par raison de symétrie, la géométrie du profil du remblai de référence étudié est donnée sous forme de coordonnées cartésiennes des nœuds dans le tableau 4.3.

Tableau 4.3. : Coordonnées cartésiennes des nœuds du remblai de référence (section2)

Nœuds	0	1	2	3	4	5	6
X(m)	0.00	0.00	75.00	135.00	175.00	175.00	175.00
Y(m)	0.00	12.00	12.00	0.00	0.00	-4.00	-7.00
Nœuds	7	8	9	10	11	12	
X(m)	175.00	175.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Y(m)	-9.00	-14.00	-14.00	-9.00	-7.00	-4.00	

On s'est limité à l'étude de la section 1 du remblai.

4.5.2. CALCUL DE LA STABILITE DU REMBLAI (SECTION 1) A L'AIDE DU LOGICIEL TALREN

Nous avons examiné le calcul de la stabilité sismique du remblai sous l'effet du chargement gravitaire par deux méthodes :

- Méthodes de calcul à l'équilibre limite

- Méthode des tranches (Fellenius, Bishop) ;
- Méthode globale (Perturbations)

- Méthode de calcul à la rupture (surface de rupture de type spiral logarithmique cf. J.Salençon).

Après introduction de la géométrie, des caractéristiques des sols (γ , c et ϕ), du choix de la méthode de calcul on passe au calcul des situations et phases.

On envisage de faire une étude sismique d'un ouvrage très important (piste d'aéroport) donc le jeu de pondération convenable est la "Pondérations Clouterre accidentel/sensible".

4.5.2.1. Etude de stabilité du remblai par les méthodes à l'équilibre limite

Après phasage et calculs la valeur du facteur de sécurité et le cercle de rupture sont directement affichés sur un graphique.

Dans le cas d'un calcul sous chargement gravitaire et pour une un facteur d'accélération horizontal maximal le résultat de calcul par la méthode de Bishop (FS=1.48) figure 4.5.

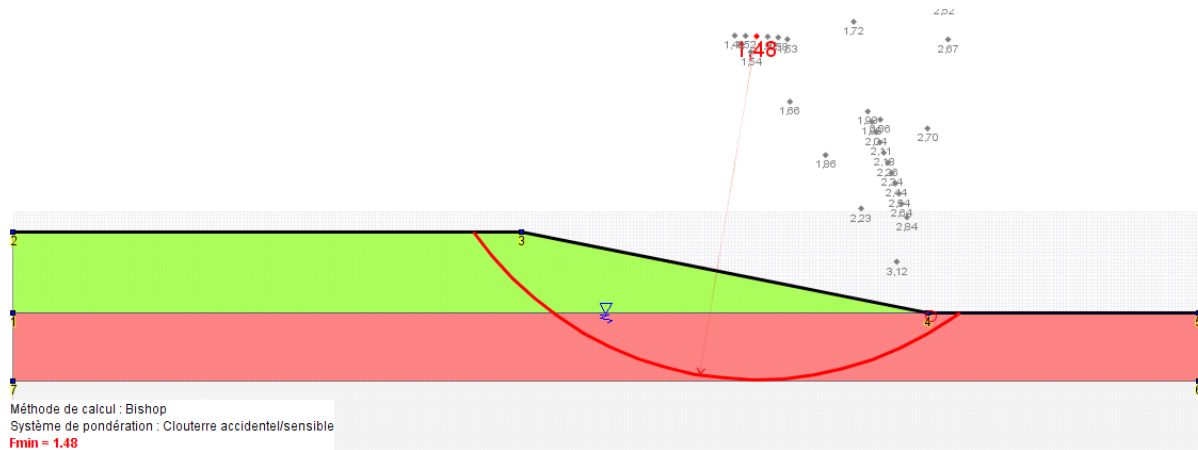


Figure 4.5 : Valeur du Facteur de Sécurité du Remblai selon la méthode de Bishop sous a_{max}

Talren offre la possibilité de faire varier facilement et rapidement la méthode de calcul ou la surface de rupture sur le même modèle. Les valeurs du facteur de sécurité pour les quatre méthodes de calcul (Fellenius, Bishop, Perturbations et calcul à la Rupture) intégrées dans Talren sont données dans le tableau 6.5.

4.5.2.2. Etude de stabilité du remblai par la méthode dite "calcul à la rupture"

Pour le même cas du calcul sous chargement gravitaire et pour une un facteur d'accélération horizontal maximal le résultat de calcul par la méthode dite "calcul à la rupture" montre que le talus est stable (FS=XF=1,47). Le résultat est affiché directement sur le graphique (figure 4.6.).

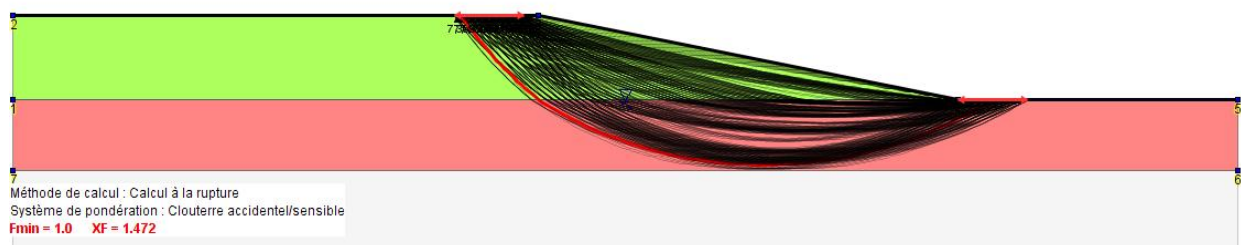


Figure 4.6 : Valeur du Facteur de Sécurité du Remblai selon la méthode de Rupture sous a_{max}

Les autres valeurs du facteur de sécurité calculé par les méthodes à l'équilibre limite et la méthode de calcul à la rupture sont encadrées dans le tableau 4.4.

Tableau 4.4. : Valeurs de FS du remblai sous séisme selon la méthode de calcul utilisée

Facteur d'accélération horizontal	Méthode de calcul				Plaxis
	FELLENIOUS	BISHOP	Perturbations	Rupture	
0.00	2.27	2.42	2.38	2.35	2.45
0.05	1.84	1.93	1.91	1.90	1.93
0.075	1.67	1.74	1.73	1.72	1.69
0.10	1.53	1.60	1.57	1.58	1.58
0.125	1.41	1.48	1.52	1.47	1.45
0.15	1.31	1.38	1.35	1.36	1.36
0.20	1.13	1.20	1.19	1.18	1.11

En plus du chargement gravitaire due aux poids propre des sols et du remblai, on a prévu une surcharge d'exploitation représentant l'effet d'atterrissage d'un avion par exemple ou tout autre engins circulant sur la piste de l'aérodrome, aucune influence sur les calculs de la stabilité.

4.5.3. CALCUL DE LA STABILITE A L'AIDE DU CODE PLAXIS

Dans le but de bien mener notre étude et de comparer les résultats on reprend les calculs en utilisant un logiciel en éléments finis qui est le code PLAXIS.

Le calcul se fait en quatre phases :

- Une phase initiale pour gérer
- Une seconde phase de type « plastic » en activant le chargement gravitaire.
- La troisième phase de type « consolidation » pour tenir en compte les déformations correspondantes.
- Une phase utilisant l'approche « phi-c reduction » pour calculer le facteur de sécurité.

4.5.3.1. Calcul de la stabilité pour A_{max} de zone et une hauteur variable du remblai

L'étude a été faite sur le modèle numérique du remblai de référence schématisé ci-dessous.

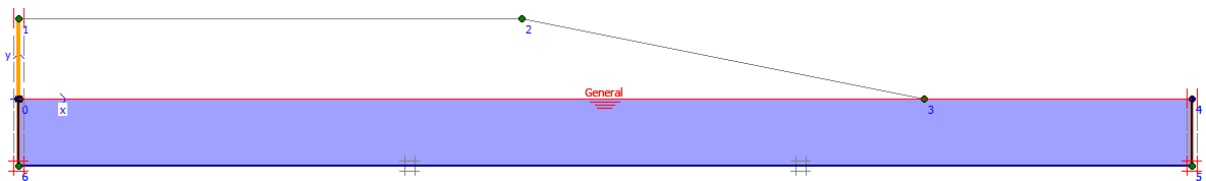


Figure 4.7 : Profil du remblai de référence pour le calcul avec PLAXIS

En faisant varier la hauteur du remblai, les valeurs du facteur de sécurité sous chargement gravitaire seul, sont encadrés ci-dessous (tableau 4.5.)

Tableau 4.5. : Valeurs du facteur de sécurité en fonction de la hauteur du remblai et a_{max}

	Hauteur du remblai (m)						
	10	10.5	11	11.5	12	12.5	13
FS	1,60	1,56	1,50	1.48	1,45	1.41	1.36

4.5.3.2. Calcul de la stabilité pour une hauteur de remblai fixe et une accélération variable

Pour un remblai de douze mètre de hauteur et en fait varier le facteur d'accélération horizontale autour des valeurs correspondant aux différents types d'ouvrage de la zone d'étude classé IIa selon le RPA99 versin2003.

Tableau 4.6. : Valeurs du FS en fonction du Facteur d'accélération horizontale

k_h	Facteur d'accélération horizontale /g							
	0.00	0.05	0.075	0.10	0.125	0.15	0.20	0.25
FS	2,45	1,93	1,69	1.58	1.45	1.36	1.11	0.95

Pour une hauteur de 12m, le remblai est très stable dans la zone d'étude. Théoriquement le talus devient instable dès que le facteur d'accélération horizontale atteint la valeur 0.25.

4.5.3.3. - Détermination des Déplacements

Pour différentes valeurs de la hauteur du remblai et sous une accélération maximale du séisme de la zone d'étude, les valeurs des déplacements maximaux, sont encadrés ci-dessous (tableau 4.7.)

Tableau 4.7 : Déplacements maximaux selon la hauteur du remblai

	Hauteur du remblai (m)						
	10	10.5	11	11.5	12	12.5	13
	Déplacements maximaux (cm)						
Vertical	32	33	34.5	36	37.5	39	40
Horizontal	56.5	58	59	60	61.6	63	64
Total	57	59	60	61.5	63	65	66

Pour une variation de 0.50m de hauteur on constate une augmentation de minime de 1cm pour toute sorte de déplacements.

Pour un remblai de 12m de hauteur et sous une accélération sismique variable, les valeurs des déplacements maximaux, sont encadrés ci-dessous (tableau 4.8.)

Tableau 4.8 : Déplacements maximaux selon le facteur d'accélération sismique horizontal

k_h	Facteur d'accélération horizontale /g							
	0.00	0.05	0.075	0.10	0.125	0.15	0.20	0.25
Déplacements maximaux (cm)								
Vertical	20	25	29	34	37	38.5	39	60
Horizontal	16	33	43	52	62	68.5	69.6	114
Total	22	35	44.5	54	63.4	69.7	70	115

Pour une variation de 0.50g du facteur d'accélération horizontale du séisme on constate que :

Si le remblai est très stable, on a :

- Une augmentation moyenne du déplacement vertical de 3 à 5cm
- Une augmentation moyenne du déplacement horizontal de 7 à 10cm
- Une augmentation moyenne du déplacement total de 10 à 13cm

Si le remblai est à la limite de la stabilité ou instable, on a :

- Une augmentation moyenne du déplacement vertical de 10 à 20cm
- Une augmentation moyenne du déplacement horizontal de 23 à 24cm
- Une augmentation moyenne du déplacement total de 23 à 45cm

4.6. SYNTHÈSE

Grace aux outils numériques utilisés, à savoir le logiciel Talren 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 des déplacements.

Selon les calculs effectués par le logiciel Talren, on constate que la méthode de Fellenius sous-estime les valeurs du facteur de sécurité, alors que les trois autres méthodes donnent des résultats très proches entre elles et des résultats issus des calculs par l'approche « phi-c reduction » utilisée par Plaxis.

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

CONCLUSIONS GENERALES

L'étude présentée dans ce mémoire avait pour finalité d'analyser la stabilité au glissement, au poinçonnement des remblais de grande hauteur avec une étude du cas du remblai de la piste principale de l'aérodrome d'Ain Arnat situé à Sétif.

Cette étude a permis dans une première étape d'exposer les différentes méthodes de calcul actuellement disponibles (calcul en équilibre limite, calcul en éléments finis) et les approches de calcul possibles (approche pseudo-statique, approche dynamique directe) 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 logiciel TALREN 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, de perturbation et méthode de calcul à la rupture), 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"; les deux logiciels utilisant l'approche pseudo-statique.

Elle a permis d'analyser la stabilité vis-à-vis du glissement du remblai de la piste principale de l'aérodrome situé à dans la commune de Ain Arnat (wilaya de Sétif).

On a pris en compte l'effet de la consolidation dans les calculs des déplacements totaux, horizontaux et les tassements du remblai et de la fondation.

L'action sismique a été prise en compte en remplaçant son effet par une force équivalente en introduisant un facteur d'accélération horizontale égale à 50 % de l'accélération prévue.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

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.

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-CHAUCHE 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 ca du talus d'Aomar wilaya de Bouira. Mémoire de Magister à l'université de M'sila.

ملخص

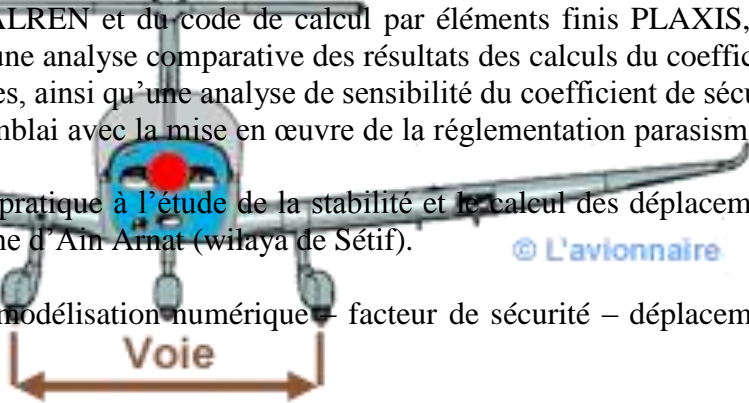
العمل المقدم في هذه الورقة تهدف إلى تحليل استقرار ردم ترابي. قدمنا في البداية معلومات عامة عن الردم الترابي، انواعه، المواد المستعملة والردم المرتفع. ثم عرضنا الطرق المختلفة لتحليل استقرار الردم وحساب التشوهات الناتجة. بعد عرض البرامج المستعملة، قمنا بتحليل مقارن لنتائج حساب عامل الأمان من خلال طرق الحساب المختلفة، فضلا عن تحليل حساسية عامل الأمان بدلالة الارتفاع ومعامل التسارع الزلزالي الأفقي حسب قانون الزلازل الجزائرية. انجزنا دراسة تطبيقية لاستقرار ردم ترابي للمدرج الرئيسي لمطار "عين أرناط" بولاية سطيف.

كلمات البحث: استقرار - ردم - النمذجة العددية - عامل الأمان - الازاحة - العناصر المحدودة.

Résumé

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 types de remblai, leurs matériaux et les remblais de grande hauteur. Ensuite on a exposé les différentes méthodes d'analyse de la stabilité des remblais. Après présentation du logiciel TALREN et du code de calcul par éléments finis PLAXIS, par modélisation numérique on a fait une analyse comparative des résultats des calculs du coefficient de sécurité par différentes méthodes, ainsi qu'une analyse de sensibilité du coefficient de sécurité aux variations de la hauteur du remblai avec la mise en œuvre de la réglementation parasismique algérienne en vigueur. On a terminé par une application pratique à l'étude de la stabilité et le calcul des déplacements d'un remblai situé dans la commune d'Ain Arnat (wilaya de Sétif).

Mots clés : stabilité – remblai – modélisation numérique – facteur de sécurité – déplacements éléments finis.



Abstract

The purpose of the work presented in this memory is to analyse stability of embankment. The second chapter is a literature review on methods for analysing the stability of embankment. The third chapter contains a numerical modeling using the software TALREN version 4 and the code of finite element PLAXIS. This model consists of a comparative analysis of calculation results of the safety factor to slipping by different methods, and a sensitivity analysis of the safety factor variations of geometric parameters of the embankment and geotechnical parameters of soils with implementation of the Algerian Para-seismic code. The fourth chapter is a practical application to the study of stability and displacements of an embankment located at Ain Arnat (Sétif) in Algeria.

Key words: stability – embankment – reinforcement - numerical simulation - safety factor – displacements - finite elements.