

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIUER ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED EL- BACHIR EL- IBRAHIMI
BORDJ BOU-ARRERIDJ**



Filière : Génie civil

Spécialité : Géotechnique

Thème :

**Analyse théorique de la stabilité du
grand remblai**

Présente par : Benhacene Abdeslam.

Bentoumi Azzeddine.

Soutenu devant le jury compose :

**Mr. Achour Yacine
Mr. Aissi Adel
Mr. Kessal Oussama
Mr. Cheniti Hamza**

**Président.
Encadreur (M.C.A).
Examineur.
Examineur.**

Promotion 2019 /2020

Remerciement

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et

Miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience

d'accomplir ce Modeste

Travail.

Nous tenons aussi à remercier notre encadreur : Mr. Aissi Adel, que

me permettre de profiter de ça grandes connaissances du sujet, ça

compétences et ça aider à précieux afin de transférer ça connaissances

et ça conseils tout au long de ce projet, même dans les moments les

Plus difficiles.

Nous remercions tous ceux qui, d'une manière ou d'une autre, nous

ont toujours

Soutenus par leur respect et leur gentillesse

Azzeddine et Abdeslam

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

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

A toute ma famille.

A tous mes amis sans exception.

RESUME

Dans ce travail nous nous sommes intéressés par l'étude de stabilité d'un remblai à grand hauteur.

Au niveau de la Wilaya d'El Tarf, pour les travaux de construction de l'auto route Algérienne Est-Ouest.

Pour cela on a devisé le travail en quatre chapitres :

Le premier chapitre désigné une généralité sur les remblais et le principe de conception des grands remblais, quand le deuxième décrit en détail les méthodes d'analyse de la stabilité des remblais.

Le troisième chapitre montre le principe de calcul des tassements par tassomètre, et l'inclinomètre.

Le dernier chapitre étudié en détail la stabilité de l'ouvrage en question dans différents configurations analytiquement par la solution de Bishop et la proposition d'une solution de confortement nécessaire a la stabilité.

Mots clés : stabilité – remblai – tassements – confortement.

ملخص

في هذا العمل، قمنا بدراسة استقرار ردم ترابي ذو ارتفاع كبير. على مستوى ولاية الطرف لأعمال إنشاء طريق السيار الجزائر شرق -غرب.

لهذا قمنا بتقسيم العمل إلى أربعة فصول:

يصف الفصل الأول عموميات حول الردم الترابي ومبدأ انشاءها، بينما يصف الفصل الثاني بالتفصيل طرق تحليل ثبات الردوم الترابية.

الفصل الثالث يوضح مبدأ حساب ارتصاص التربة بواسطة مقياس تاسوميتر، ومقياس الميلان.

درس الفصل الأخير بالتفصيل استقرار الهيكل المعني في تكوينات مختلفة تحليليًا من خلال حل Bishop واقتراح حل التعزيز الضروري للاستقرار.

كلمات مفتاحية: استقرار -ردم ترابي-هبوط.

ABSTRACT

In this work, we were interested in the study of the stability of a fill in large height on the level of the Wilaya of El Tarf, for the building work of the car East-West Algerian road.

For That one devise work in four chapters:

The first chapter describes a generality on embankments and the design principle of large embankments, while the second describes in detail the method of embankment stability analysis.

The third chapter shows the principle of calculation of settlements by tassometer, and the inclinometer.

The last chapter studied in detail the stability of the structure in question in different configurations analytically by Bishop's solution and the proposal of a reinforcement solution necessary for stability.

Key words: stability - embankment - settlement - comfortably.

SOMMAIRE

Remerciement
Dédicace
Résumé
ملخص
Abstract
Sommaire
Liste des Figures
Liste des Tableaux
Liste des Notations

INTRODUCTION GENERALE 1

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE1: GENERALITE SUR LES REMBLAIS.

1.1 Terminologie de base: 5
1.2. Modélisation théorique de la construction d'un remblai de grande hauteur : 7
1.3 Mode de déformation des grands remblais : 10

CHAPITRE2 : METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE DES REMBLAIS.

2.1 Introduction : 18
2.2 Etude de la stabilité des pentes : 19
2.2.1 Hypothèses classiques de la méthode de l'équilibre limite : 20
2.2.2 Méthodes Numériques : 24
2.3 Etude des tassements du sol de fondation : 25
2.4 Calcul des tassements selon la méthode oedométrique : 26
2.5 Calcul de la stabilité au poinçonnement : 31
2.6 Conclusions : 32

CHAPITRE3 : INSTRUMENTATION DES GRANDS REMBLAIS

3.1 Instrumentation géotechnique : 36

3.1.1 Mesure par l'inclinomètre :	36
3.1.2 Mesure par tassometre :	45

PARTIE PRATIQUE

CHAPITRE4 : ETUDE D'UN CAS

PRESENTATION GENERALE DU SITE :	49
4.1 Localisation et topographie du site :	49
4.2 Investigation géotechnique de l'ouvrage :	50
4.3 Dimensionnement de l'ouvrage :	51
4.4 Choix des matériaux de remblai a utilisé:	54
4.5 Etude de stabilité de l'ouvrage :	54
4.5.1 Etude analytique de la stabilité de l'ouvrage par la méthode des tranches :	55
4.5.2 Présentation des méthodes par tranches :	55
4.5.3 Analyse de Bishop des tranches à un critère non-linéaire :	55
4.5.4 Application de la méthode de tranches pour déterminer la surface de glissement et le facteur de sécurité du remblai en question :	58
PROPOSITION POUR RESOUDRE LE PROBLEME DE L'INSTABILITE DE L'OUVRAGE :	67
CONCLUSION GENERALE :	68
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE :	69

LISTE DES FIGURE

CHAPITRE 1

Figure 1.1: Types de Remblai (ferroviaire, routier).....	5
Figure 1.2: Exemples de Remblai.....	6
Figure 1.3 : Remblai de grande hauteur.....	7
Figure 1.4 : Caractéristiques géométrique d'un remblai.....	8
Figure 1.5 : la construction par couches du remblai.....	9
Figure 1.6 : Remblai isolé.....	9
Figure 1.7 : Répartition des contraintes à la base du remblai.....	10
Figure 1.8 : Augmentation progressive du poids volumique.....	10
Figure 1.9 : Phasage de la construction par couches.....	10
Figure 1.10 : Rupture par poinçonnement.....	11
Figure 1.11 : Rupture rotationnel sans fissuration.....	11
Figure 1.12 : Rupture rotationnel avec fissuration.....	12
Figure 1.13 : Allure de la courbe de consolidation.....	12
Figure 1.14 : Géosynthétiques en drainage.....	14
Figure 1.15 : Utilisation du géotextile pour le drainage.....	14

CHAPITRE 2

Figure 2.1 : Etat des contraintes le long de la courbe de rupture.....	18
Figure 2.2 : Surface de rupture potentielle.....	19
Figure 2.3 : Surface de rupture et bilan des efforts pour une méthode conventionnelle.....	19
Figure 2.4 : Schéma type d'une rupture circulaire : méthode des tranches.....	21
Figure 2.5 : Abaque de Bishop-Morgenstern – Paramètre m.....	23
Figure 2.6 : Abaque de Bishop-Morgenstern – Paramètre n.....	23
Figure 2.7 : Principales méthodes de calcul des tassements.....	26
Figure 2.8: Abaque de Giroud (1973), calcul du tassement élastique immédiat ($\nu = 0,5$).....	27
Figure 2.9 : Définition des paramètres pour la formule d'Osterberg (1957).....	28
Figure 2.10 : Conversion des déplacements latéraux en un tassement supplémentaire.....	29
Figure 2.11: Déplacements horizontaux sous les remblais sur sols compressibles.....	30
Figure 2.12 : Détermination du coefficient λ (Bourges et Mieussens, 1979).....	31
Figure 2.13 : Abaques de calcul du FS selon la méthode de Matar et Salençon (1979).....	32

CHAPITRE 3

Figure 3.1 : Schéma de principe d'une mesure inclinométrique.....	37
Figure 3.2 : Notation.....	39
Figure 3.3 : Marquage du tube de mesure.....	40
Figure 3.4 : Protection d'une tête de tube inclinométrique.....	41

Figure 3.5 : Schéma operationnel.....	47
--	-----------

CHAPITRE 4

Figure 4.1 : plan d'emplacement des hauts remblais (autoroute EST-OUEST tranche El Tarf)....	49
Figure 4.2 : Haut remblai (PK 367+360-PK 367+920).....	50
Figure 4.3 : Configuration représentative du profil transversal du remblai.....	52
Figure 4.4 : Plan de classification des matériaux de remblai.....	53
Figure 4.5 : Analyse de Bishop des tranches à un critère non-linéaire.....	56
Figure 4.6 : Endroit de centre de cercle critique de glissement.....	57
Figure 4.7 : Endroit de la position critique de fente de tension.....	58
Figure 4.8 : surface critique de glissement (Choix n°1).....	59
Figure 4.9 : surface critique de glissement (Choix n°2).....	63
Figure 4.10 : La forme de contre fort proposé.....	67

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE 1

Tableau 1.1 : Ordre de grandeur de la pente d'un remblai en fonction de sa hauteur.....	8
Tableaux 1.2 (a, b, c) : Facteur de sécurité en fonction de la hauteur du Remblai.....	13

CHAPITRE 2

Tableau 2.1 : Variations de ru en fonction des conditions hydrauliques régnant au sein du Massif.....	23
Tableau 2.1 : Hypothèses de calcul et équations des déformées types.....	29

CHAPITRE 4

Tableau 4.1 : Classification géomorphologique des sols supportant l'ouvrage.....	50
Tableau 4.2 : Formation géologique des sols supportant l'ouvrage.....	51
Tableau 4.3 : Paramètres géotechniques et mécaniques du site en question.....	51
Tableau 4.4 : Dimensions de la plus haut point de l'ouvrage.....	52
Tableau 4.5 : Matériaux de remblai pour l'ouvrage.....	54
Tableau 4.6 : Résultats de calcul de coefficient de sécurité pour le cas n°1.....	60
Tableau 4.7 : Corrections mathématiques (1) selon la solution de Bishop.....	60
Tableau 4.8 : Corrections mathématiques (2) selon la solution de Bishop.....	61
Tableau 4.9 : Corrections mathématiques (3) selon la solution de Bishop.....	61
Tableau 4.10 : Corrections mathématiques (4) selon la solution de Bishop.....	62
Tableau 4.11 : Résultats de calcul de coefficient de sécurité pour le cas n° 2.....	63
Tableau 4.12 : Corrections mathématiques (1) selon la solution de Bishop	64
Tableau 4.13 : Corrections mathématiques (2) selon la solution de Bishop	64
Tableau 4.14 : Corrections mathématiques (3) selon la solution de Bishop.....	65
Tableau 4.15 : Corrections mathématiques (4) selon la solution de Bishop.....	65

Tableau 4.16 : Corrections mathématiques (5) selon la solution de Bishop..... 66

Tableau 4.17 : Cordonnées du contre fort..... 67

LISTE DES NOTATIONS

A : coefficient d'accélération de zone
 k_h : coefficient d'accélération sismique horizontal
 C : cohésion
 C' : cohésion effective
 C_u : cohésion non drainée
 C_c : indice de compression
 C_g : indice de gonflement
 E : module d'élasticité (module d'Young)
 E_{ref} : module de référence
 $E50$: module sécant
 F_S : coefficient de sécurité
 G : module de cisaillement du sol (module de Coulomb)
 h : hauteur du talus
 K_0 : coefficient de pression des terres au repos
 K_h : coefficient pseudo-statique horizontal
 K_v : coefficient pseudo-statique vertical
 N_f : indice de frottement
 N_s : indice de stabilité
 N_e : indice de séisme
 P : fonction de perturbation
 σ'_p : pression de préconsolidation
 σ'_{vo} : pression effective des terres
 U : pression interstitielle
 U_l : effort dû à la pression d'eau latérale
 V : effort vertical
 W : poids des terres
 β : angle du talus
 γ : poids volumique
 γ_d : poids volumique sec
 γ_{sat} : poids volumique saturé
 φ : angle de frottement interne
 φ' : angle de frottement interne effectif
 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)

Introduction générale :

La construction de remblais sur sols pose des problèmes associés à la faible résistance de ces sols, qui entraîne des difficultés à assurer leur stabilité

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 des techniques de confortation ou de drainage des sols qui sont complexes et coûteuses.

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 Moussa Wone 1995. En principe, un remblai routier doit 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, résultants notamment des tassements différentiels, soient maîtrisés pour rester compatibles avec le type de structure de chaussée adoptée et le niveau de service visé.

Il faut par ailleurs indiquer que le coût de la réalisation des remblais atteint 20 à 30 % du coût d'une autoroute et qu'en cas de manifestation d'instabilité, les dispositions confortatives sont toujours très chères, complexes à définir et jamais parfaitement garanties , pour cela le choix des matériaux de remblai, et sa mise en œuvre basé sur une étude spécifique sur les sols et mise en classe de chaque type de matériau, pour assurer une identification plus précise, alors une bonne mise en œuvre de chaque type de matériau. Tout ça n'est que pour assurer la stabilité de l'ouvrage.

Durant l'opération des terrassements de l'autoroute Est-Ouest, au niveau de la zone de Kebouda Wilaya d'El Tarf, entre les deux points kilométriques (PK **367+360** et PK **367+920**), la nature topographique exige de faire un remblai d'une longueur de **560 m**, de largeur atteint jusqu'à **215m** et d'une hauteur dépasse le **38 m**. Alors ce remblai est conçu comme un ouvrage d'art selon les recommandations de GTR.

Bien sûr, la construction de ce remblai nécessite une précaution particulière sur les matériaux utilisés, la technique de construction utilisé et finalement l'évaluation de la stabilité basés sur le calcul du coefficient de sécurité qui doit être généralement supérieur 1,5 dans les remblais routiers.

Un modèle géotechnique et construit pour les calculs de stabilité dans lequel la surface topographique, les différentes couches de sol et les hypothèses hydrauliques sont définis.

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.

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

Chapitre 1 : Généralité sur les remblais et principe de conception des grands remblais :

Terminologie de base ; modélisation théorique de la construction d'un remblai de grande hauteur ; dimensionnement des remblais ; types de modélisation pour la représentation de la construction d'un remblai ; modes de déformations des grands remblais ; poinçonnement du sol de fondation ; rupture rotationnelle avec et sans fissuration du remblai ; tassement de sol de fondation.

- Paramètre de pente.
- Matériaux de remblais.
- Drainage de sole de base.
- Contrôle de qualité.

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

Chapitre 3: *Instrumentation des grands remblais*: principe de calcul des tassements par tassomètre, et l'inclinomètre

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

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE 1

GENERALITE SUR LES REMBLAIS ET PRINCIPE DE CONCEPTION DES GRANDS REMBLAIS

GENERALITES SUR LES REMBLAIS ET PRINCIPE DE CONCEPTION DES GRANDS REMBLAIS

1.1. Terminologie de base :

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

1.1.1 Le Remblai :

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



Figure 1.1 : Types de Remblai (ferroviaire, routier)

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



Figure 1.2 : Exemples de Remblai

1.1.2 Le remblaiement :

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

Il est indispensable dans les cas suivants :

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

1.1.3 Les remblais de grande hauteur :

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

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

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

[1]



Figure 1.3 : Remblai de grande hauteur

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

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

1.2.1 La Géométrie du remblai :

Il faut choisir la géométrie 2D qui convient parfaitement pour le type de calculs qu'on souhaite mettre en place. Le schéma suivant modélise le profil transversal d'un remblai. h représente la hauteur du remblai et (i) la pente.

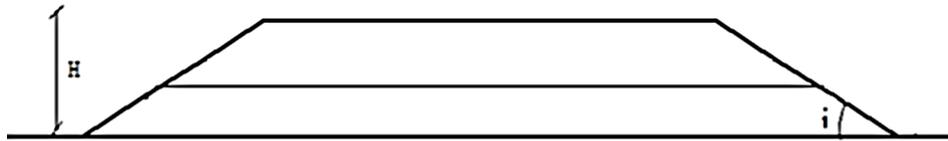


Figure 1.4 : Caractéristiques géométrique d'un remblai [1]

1.2.2 Méthodes de dimensionnement des remblais :

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

✓ **PENTE DE REMBLAI :**

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

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

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

- L'angle i doit toujours être inférieur à l'angle de frottement interne appelé ϕ .
- D'une manière générale, les pentes de talus des remblais de hauteur moyenne à grande hauteur peuvent être fixées a priori en fonction de la hauteur du remblai et de la nature des matériaux conformément aux indications données dans le tableau ci-après :

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

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

✓ **L'ÉPAISSEUR DES COUCHES DE REMBLAI :**

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

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

On déterminera la hauteur suivante H2 en utilisant

$$H2 = \frac{(\pi+2)}{\gamma F} (C(o) + \Delta Cu)$$

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

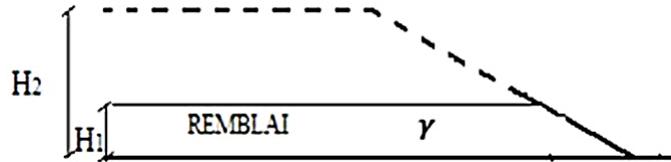


Figure 1.5 : la construction par couches du remblai

H1 : Épaisseur maximale pour la résistance initiale du sol

H2 : Épaisseur maximale pour la résistance du sol après consolidation

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

✓ **HAUTEUR TOTALE DU REMBLAI A CONSTRUIRE :**

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

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

$$Rt = Hr * 100 / (100 - T)$$

Où : Rt : hauteur totale du remblai à construire.

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

T : pourcentage de tassement prévu.

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

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

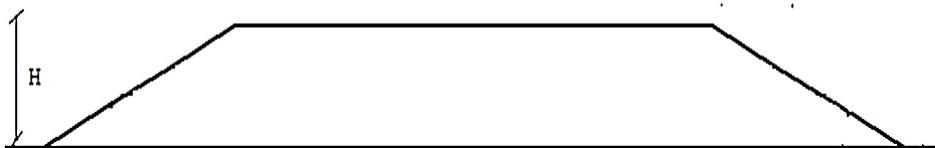


Figure 1.6 : Remblai isolé

✓ **UNE PRESSION TRAPEZOÏDALE, UNIFORME SUR UNE GRANDE LONGUEUR :**

Le remblai n'est pas pris en compte dans le maillage, il est supposé infiniment souple et les déformations latérales à sa base sont libres (figure 1.7). Lorsque le remblai est très large par rapport à sa hauteur H, il est normal de supposer que, dans la région centrale, la répartition des contraintes

à La base du remblai est verticale, uniforme et vaut $\gamma.H$;

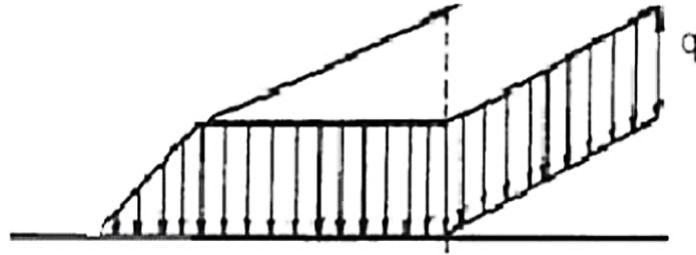


Figure 1.7 : Répartition des contraintes à la base du remblai

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

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

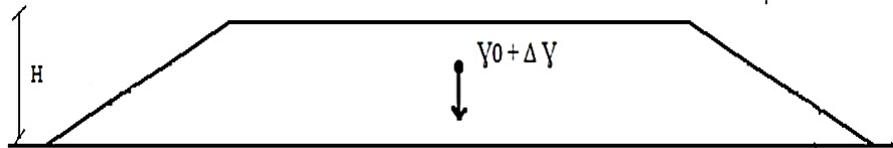


Figure 1.8 : Augmentation progressive du poids volumique

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

Cette approche est la plus satisfaisante, car elle permet de tenir compte de la technique de la construction, en installant des couches successives de sol (terrassement). Le calcul par éléments finis s'effectue alors en plusieurs étapes en suivant au plus près la chronologie des travaux et les techniques utilisées. [1]

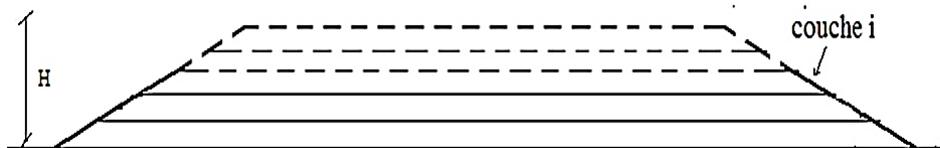


Figure 1.9 : Phasage de la construction par couches

1.3. Modes de déformations des grands remblais :

Les ruptures de remblais sur argiles molles présentent des caractères particuliers dus à la présence fréquente en surface d'une croûte superficielle altérée et fissurée, dont le rôle est prépondérant dans la définition du mode de rupture des remblais et dans le choix du modèle de calcul correspondant. Cette particularité est liée à la forte résistance au cisaillement de cette croûte ou du matériau de remblai lorsqu'il est cohérent. Selon l'importance de cette couche, les ruptures de remblai observées ont été classées en trois grandes catégories [2]

1.3.1 Poinçonnement du sol de fondation :

Lorsque la croûte superficielle est inexistante, le comportement du remblai est similaire à celui d'une poutre en flexion. Des fissures de traction peuvent se produire dans la partie inférieure du remblai, provoquant ainsi son affaissement sans subir de cisaillement et par la suite le poinçonnement de la couche molle. Il y a formation de deux bourrelets au niveau du terrain naturel de part et d'autre du talus (Figure 1.10)

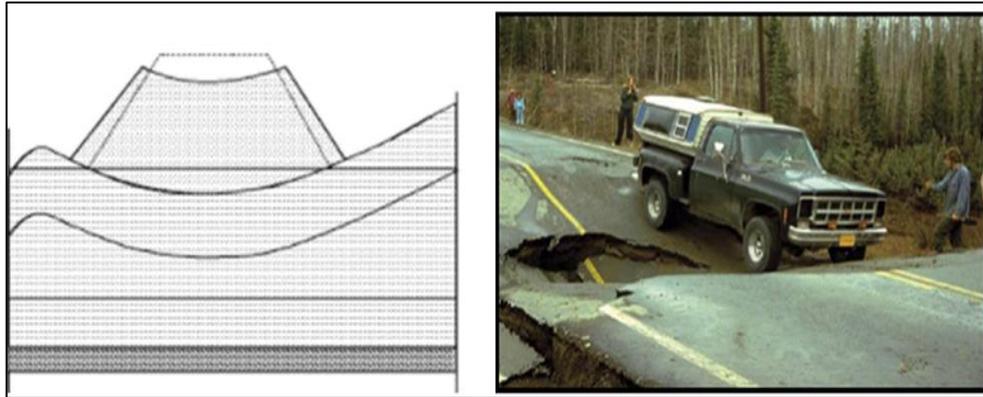


Figure 1.10 : Rupture par poinçonnement

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

1.3.2 Rupture rotationnelle sans fissuration du remblai (glissement) :

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

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

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

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 [2]

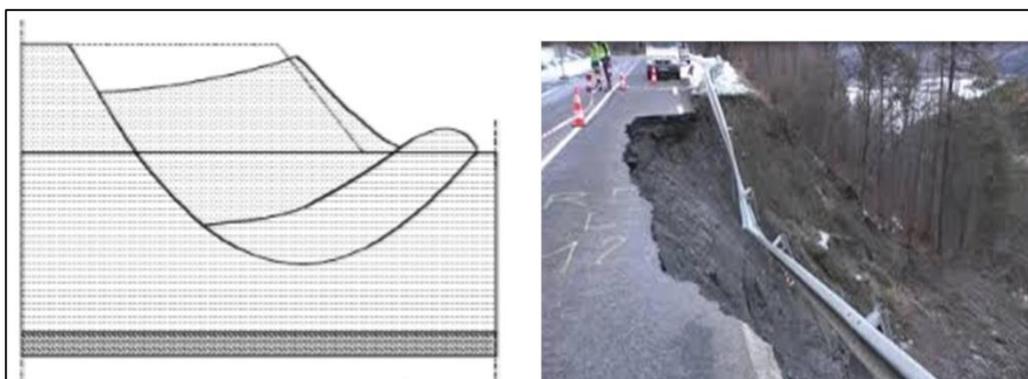


Figure 1.11 : Rupture rotationnelle sans fissuration

1.3.3 Rupture rotationnelle avec fissuration du remblai :

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

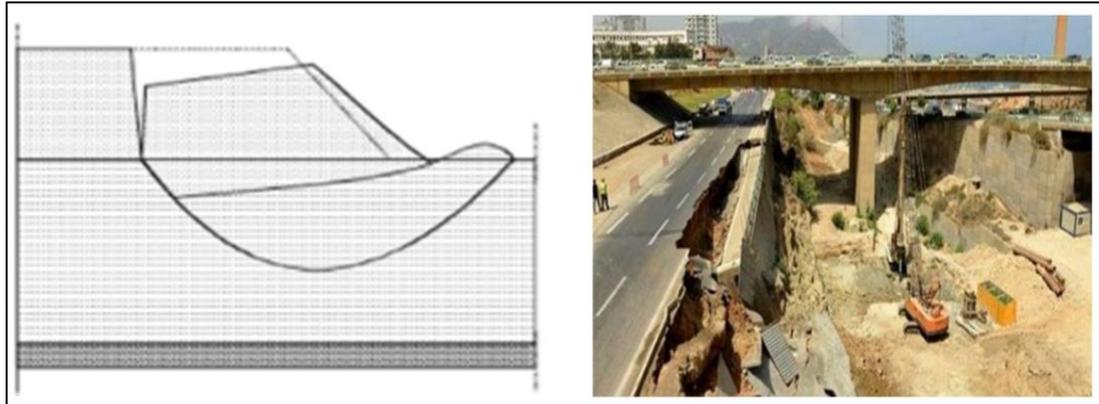


Figure 1.12 : Rupture rotationnel avec fissuration

1.3.4 Tassement de sol de fondation :

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

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

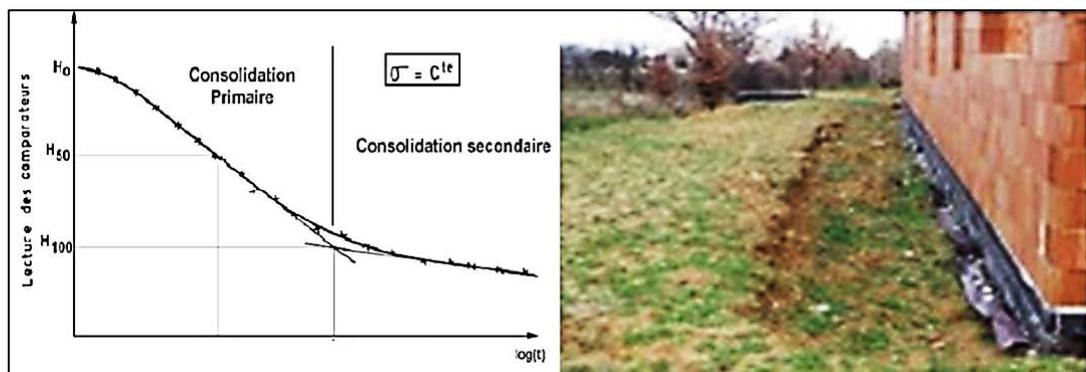


Figure 1.13 : Allure de la courbe de consolidation

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

Des tassements importants dans les remblais de grandes hauteurs lors de construction par étapes, dans chaque étape. **[3]**

1.3.5 - Influence de la hauteur du remblai :

Le facteur de sécurité est directement lié à la hauteur du remblai. On se propose ici de faire varier la hauteur de remblai pour étudier leur influence sur le facteur de sécurité et ainsi déterminer son influence sur les déplacements horizontaux du talus. Les tableaux 1.2 (a, b, c) montrent la variation du facteur de sécurité en fonction de la hauteur du remblai H pour différentes valeurs de rapport s/d . La hauteur du remblai est variée entre 3 et 7 m. Il est à noter que l'influence de la hauteur du remblai est très importante sur la stabilité du remblai ; ainsi, l'augmentation de la hauteur du remblai permet d'augmenter la charge appliquée sur le sol compressible, par conséquent, on constate une réduction du facteur de sécurité. [1]

Hauteur de remblai	F_s
3	2,87
5	1,75
7	1,16

Tableau a ($s/d=1.25$)

Hauteur de remblai	F_s
3	2,44
5	1,51
7	1,13

Tableau b ($s/d=5$)

Hauteur de remblai	F_s
3	2,17
5	1,32
7	1,00

Tableau c ($s/d=12,5$)

Tableaux 1.2 (a, b, c) : Facteur de sécurité en fonction de la hauteur du Remblai

1.3.6 - Le drainage :

Le géosynthétique agit comme un drain pour conduire les écoulements de fluides dans les sols moins perméables. Par exemple les géotextiles sont utilisés pour dissiper les pressions interstitielles à la base des remblais routiers. Pour des débits plus importants, des géocomposites drainants ont été développés. Ces matériaux ont été utilisés comme écrans drainants de rives de chaussées, épis drainants

Sur talus et comme drains dans les culées et murs de soutènement. Des drains verticaux préfabriqués (DVP) sont utilisés pour accélérer la consolidation des sols mous cohésifs sous remblais et remblais pré-chargés. Assurer le passage de l'eau dans le plan de la nappe. [4]

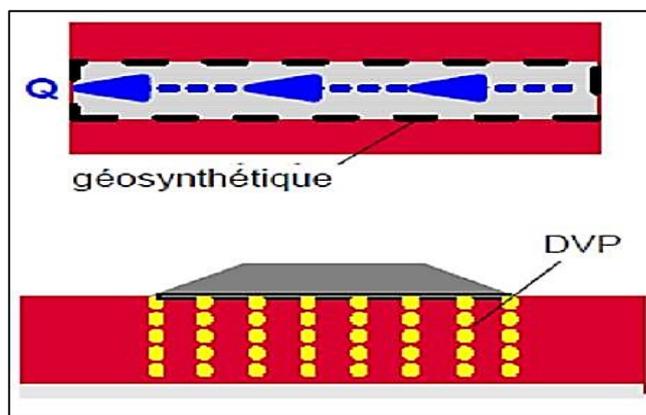


Figure 1.14 Géosynthétiques en drainage.



Figure 1.15 Utilisation du géotextile pour le drainage

1.3.7 - Les contrôles d'exécution :

Hormis les contrôles géométriques et ceux relatifs aux ouvrages de drainage et d'assainissement, les méthodes de contrôle courantes actuellement sont :

- v La méthode du Q/S ;
- v La mesure des densités in situ par gammadensimètre ;
- v L'emploi du pénétro-densitographe PDG 1000.

Ces contrôles sont destinés à relever les non-qualités qui concernent essentiellement la maîtrise de la nature des matériaux, leur état hydrique et les conditions de mise en œuvre (compactage, réglage) au niveau d'une couche. Il est admis que ces contrôles sont quantitativement nombreux, mais sans doute insuffisants.

Les objectifs de l'assurance qualité sont de vérifier le respect, lors de l'exécution, de l'ensemble des critères issus de l'étude de conception. Les contrôles actuels se limitent au respect de spécifications préétablies, sans laisser la possibilité d'ajustements, qui pourraient s'avérer nécessaires dans le cas d'ouvrages non courants. Dans certains cas, il est même souhaitable de caler les caractéristiques par un chantier d'essai.

D'aucuns pensent même qu'il est nécessaire d'imposer pour les grands remblais des contrôles non courants (par exemple : pressiomètre, pénétromètre), dont les objectifs de performance devraient découler de l'étude de conception.

Certaines méthodes de reconnaissance (en particulier, les méthodes géophysiques) devraient être développées pour permettre la recherche des anomalies dans le remblai, celles-ci étant ensuite testées par des essais en place susceptibles de mettre en évidence leur éventuel caractère « pathogène ».

On peut penser que l'identification des matériaux suivant la classification de la norme NF P 11-300 (GTR) n'est pas nécessairement bien adaptée pour caractériser assez finement les sols utilisés dans les grands remblais. Cependant, actuellement se pose surtout le problème de la vérification de la destination des sols identifiés, pour s'assurer que le « zonage » effectivement réalisé correspond à celui de la conception (nous avons souligné l'importance de ce point dans la qualité au (Le remblaiement en grande masse). Si, en théorie, la méthode du Q/S prévoit une traçabilité, celle-ci est rarement rigoureuse, entre autres par défaut d'un outil informatique adapté permettant d'intégrer :

- α La nature du matériau,
- α Sa destination,
- α La position des engins,
- α etc.

De même, la connaissance de l'état hydrique se fait à l'aide des essais classiques :

- τ Teneur en eau w_n à caler suivant la nature du matériau (V_{BS} , limites d'Atterberg, w_{OPN} , etc.),
- τ Essai au cône,
- τ I_{PI} ,

Mais il n'est pas toujours facile d'apprécier le problème des échanges d'eau entre les blocs et la matrice du matériau de remblai.

En définitive, la qualité des contrôles repose sur leur aptitude à vérifier la conformité de l'exécution

vis-à-vis de critères et de points critiques mis en évidence par les études de conception. Ces critères peuvent être variés : pression limite pressiométrique, résistance au Cisaillement (c' , ϕ'), compressibilité, etc.

Le contrôle extérieur doit relever et traiter les anomalies ou les points délicats à l'aide de ces contrôles et de points critiques dont il serait souhaitable que la définition soit issue de l'étude de Conception. Il est à noter que les points critiques devraient pouvoir conduire à des adaptations du Projet en phase de travaux, pour tenir compte d'autres facteurs découverts en cours de chantier : délais, hétérogénéité des terrains, météo, etc.

CHAPITRE 2

METHODES D'ANALYSES DE LA STABILITE DES REMBLAI

METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE DES REMBLAI

2.1. Introduction :

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

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

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

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

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

2.1.1. Notion de facteur de sécurité :

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

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

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

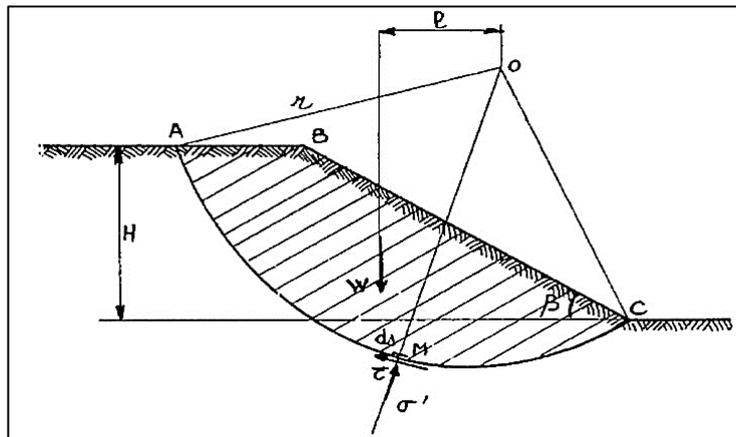


Figure 2.1 : Etat des contraintes le long de la courbe de rupture [3]

Si $F > 1$, il n'y a pas rupture ;

Si $F < 1$, il y a rupture ;

Si $F = 1$, il y a équilibre limite.

L'analyse de stabilité consiste alors à rechercher la surface de rupture la plus défavorable, c'est-à-dire, dont le coefficient de sécurité est le plus faible : c'est elle qui conditionne la stabilité du talus [5].

2.2. Études de la stabilité des pentes :

Les méthodes sont divisées en deux grandes parties :

- Les méthodes analytiques.
- Les méthodes numériques.

2.2.1. Méthodes Analytiques :

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

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

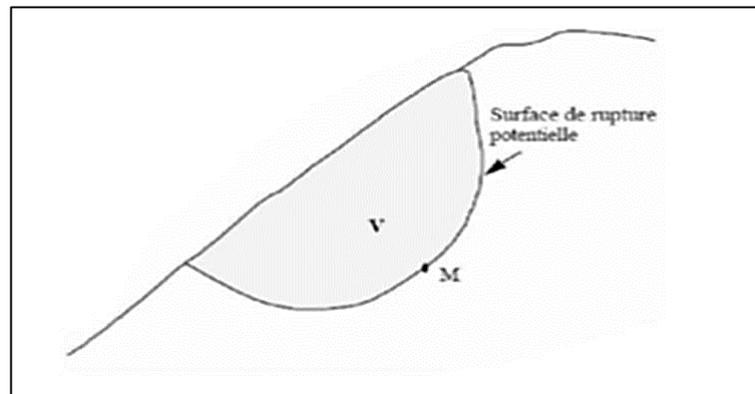


Figure 2.2 : Surface de rupture potentielle. [3]

Les méthodes incluent :

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

→ Méthodes d'équilibre limite :

La méthode d'équilibre limite a été utilisée par pour traiter le problème de la stabilité de la pente, le coefficient de sécurité de la pente renforcé par pieux a été défini comme le rapport du moment résistant au moment de renversement (moteur) agissant sur la masse du sol potentiellement instable. La figure 2.3 présente une simple surface de rupture supposée circulaire et le bilan des efforts pour une tranche, concept utilisé dans le cadre de méthodes conventionnelles (i.e. méthode d'équilibre limite).

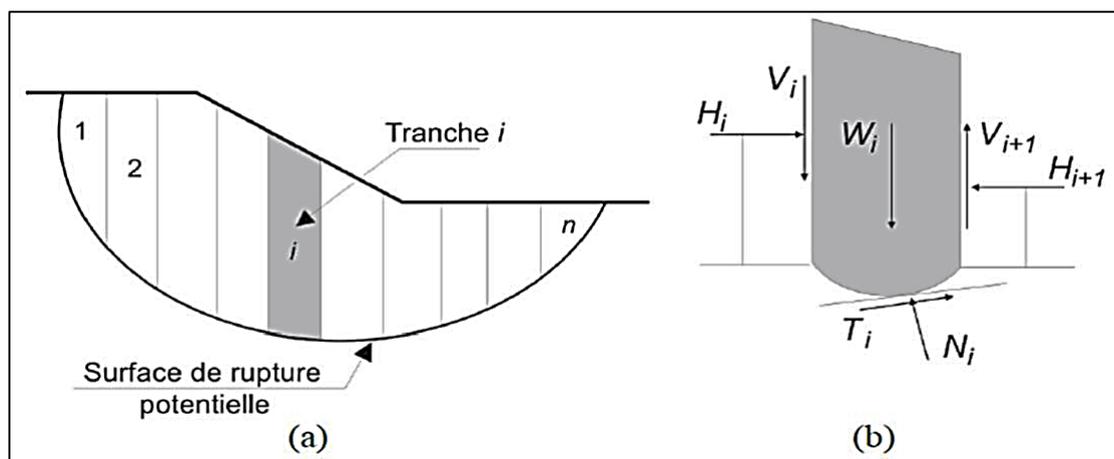


Figure 2.3 : Surface de rupture et bilan des efforts pour une méthode conventionnelle. [3]

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

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

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

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

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

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

→METHODE DE L'ANALYSE LIMITE :

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

$$FS = \frac{C}{C_m} = \frac{tg\varphi}{tg\varphi_m}$$

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

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

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

✓ Pente sans renforcements « cas défavorable » :

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

2.2.1 Hypothèses classiques de La Méthode De L'équilibre Limite :

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

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

diffèrent entre elles par :

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

La méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

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

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

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

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

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

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

→ **Calculs de stabilité Sans Séisme** :

Ce type de rupture est analysé par la méthode des tranches

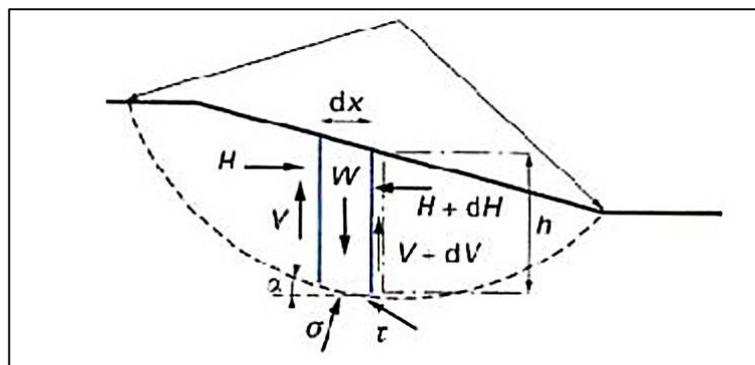


Figure 2.4 : Schéma type d'une rupture circulaire : méthode des tranches [3]

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

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

Deux méthodes de calcul permettent de traiter ce problème :

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

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

Soit après identification :

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

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

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

Soit après identification :

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

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

Les abaques de Bishop-Morgenstern

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

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

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

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

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

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

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

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

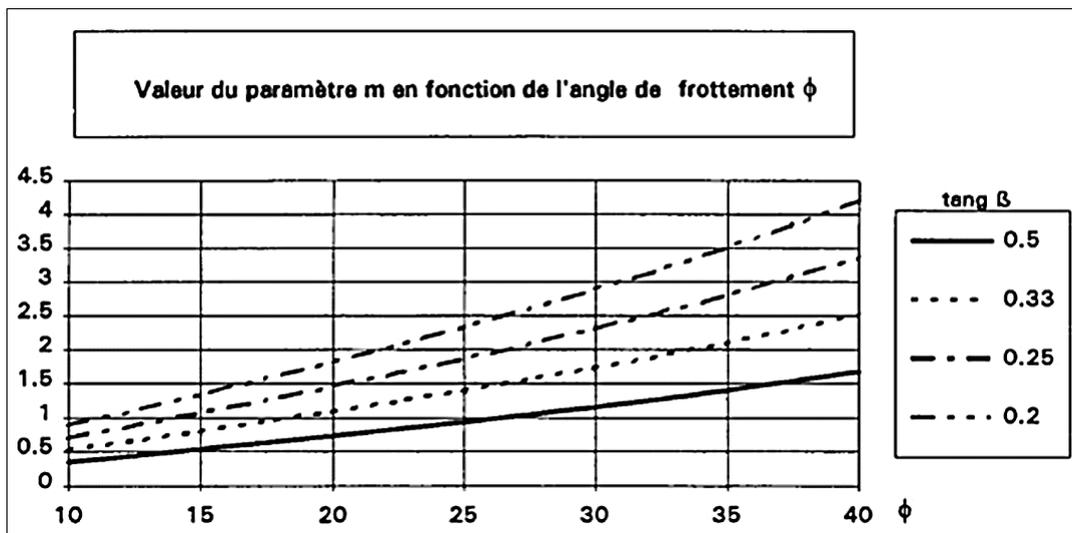


Figure 2.5 : Abaque de Bishop-Morgenstern – Paramètre m

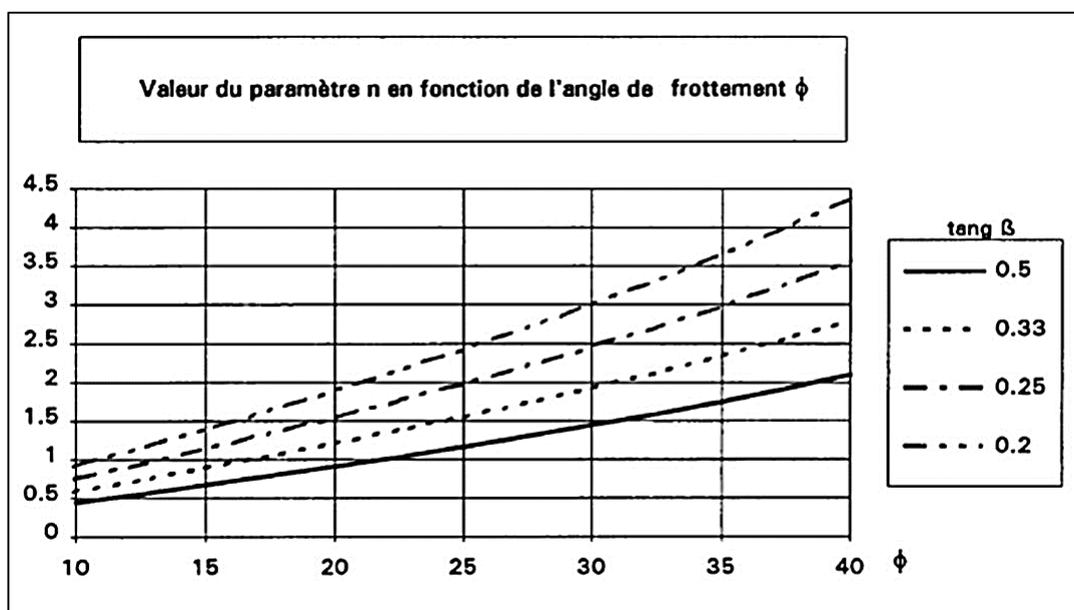


Figure 2.6 : Abaque de Bishop-Morgenstern – Paramètre n [3]

Les autres abaques

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

$$F_s = \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta}$$

Les abaques de Höck et Bray (1981), ne s'appliquent pas aux talus constitués de matériaux noncohérents. Elles ont cependant l'avantage de donner des facteurs de sécurité pour cinq configurations hydrauliques prédéterminées de talus homogènes présentant éventuellement une

Fissure de traction (fente) en tête de talus.

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

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

Cependant, du fait que l'on s'appuie sur le comportement associé (élastique parfaitement plastique) donc sur une rhéologie relativement éloignée du comportement réel, les méthodes classiques ne peuvent fournir que des bornes inférieure et supérieure correspondant respectivement aux champs statiquement admissibles et cinématiquement admissible. Dès lors, des modèles de comportement élastoplastiques sont nécessaires et la méthode de calculs par éléments finis permet de contourner ces difficultés dans l'étude de la stabilité des pentes. Ceci fait l'objet de la partie suivante.**[6]**

2.2.2 Méthodes Numériques :

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

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

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

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

On peut globalement distinguer deux catégories de méthodes numériques :

→**La méthode des éléments finis :**

En analyse numérique, la méthode des éléments finis est une technique de calcul numérique qui

consiste à discrétiser en sous-ensembles un objet (ou une partie d'un objet), ces sous-ensembles sont appelés éléments.

→**La méthode des différences finies :**

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

→**Choix de La méthode :**

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

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

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage.

Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu.

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

2.3 Etude des tassements du sol de fondation :

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

Il est donc nécessaire de faire une prévision correcte de l'amplitude et de la vitesse des tassements sous le remblai étudié

2.3.1 Principe De Calcul Des Tassements :

Les méthodes traditionnelles de prévision des tassements de remblais sont fondées sur la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi et sur l'essai 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.

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

négligeables (Bourges, 1976).

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

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

2.3.2 Les Principales méthodes de calcul des tassements :

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

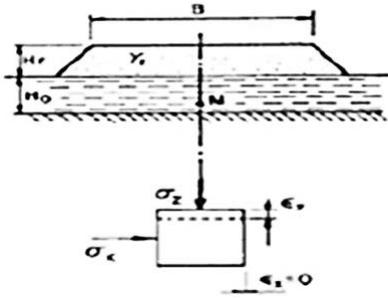
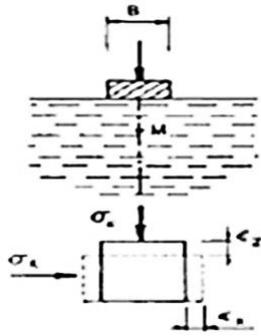
Méthode œdométrique	Méthode Préssiométrique
<p data-bbox="416 790 703 857"><u>Ouvrages concernés</u></p> <p data-bbox="416 864 683 931">Les remblais de grandes dimensions :</p> 	<p data-bbox="916 824 1182 864"><u>Ouvrages concernés</u></p> <p data-bbox="831 898 1267 938">Fondation ponctuelle ou linéaire :</p> 

Figure 2.7 :Principales méthodes de calcul des tassements[3]

2.4 Calcul des tassements selon la méthode œdométrique :

✓ Calcul du tassement immédiat « si »

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

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

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

ont été publiés pour la détermination des déformations élastique des sols de fondation. Par exemple, l'abaque de Giroud pour les sols de fondation monocouches (1973) :

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

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

Les paramètres sans dimensions r_H et r'_H peuvent être lu sur l'abaque de la figure 2.8 en

Fonction de $(x/a$ et $H/a)$ pour r_H et $(x/a'$ et $H/a')$ pour r'_H . [7]

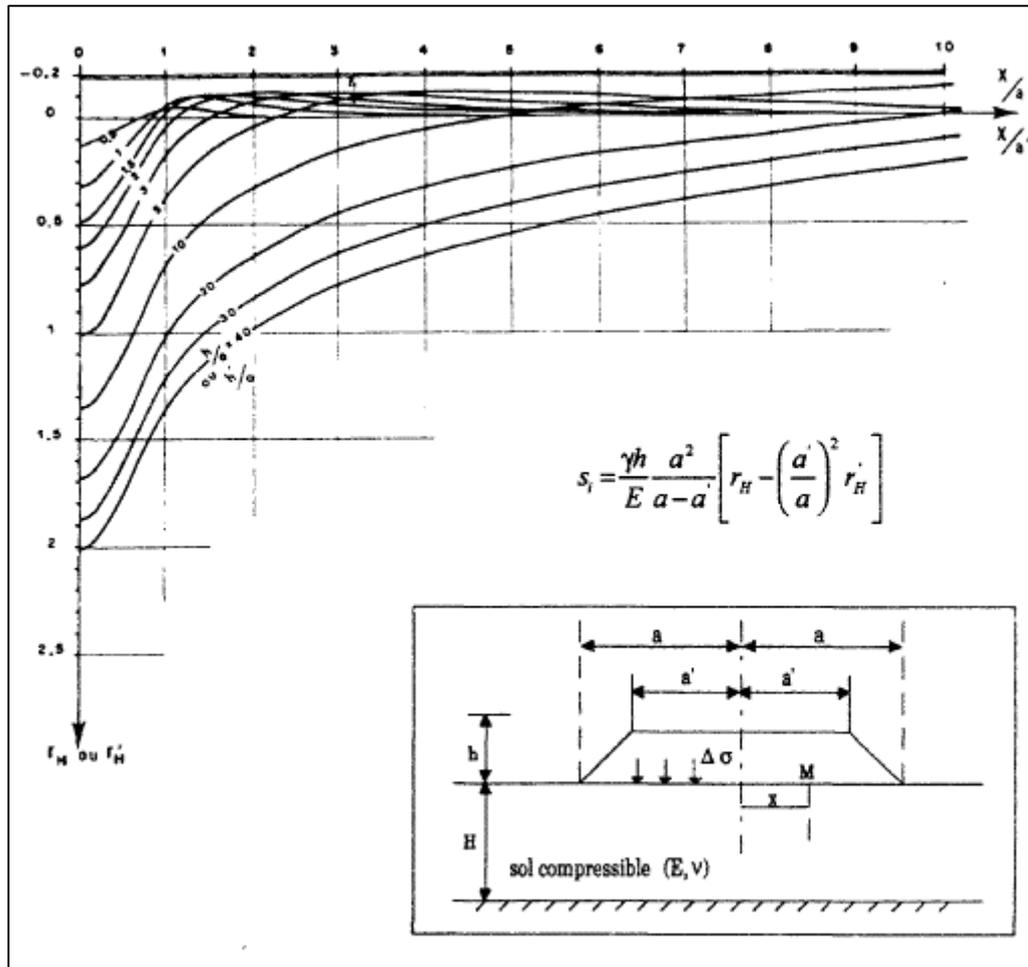


Figure 2.8 :Abaque de Giroud (1973), calcul du tassement élastique immédiat ($\nu = 0,5$) [7]

✓ **Calcul du tassement de consolidation primaire « sc »**

Il est déduit du tassement œdométriques 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 unidimensionnel final :

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

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 σ_{vi} des pressions appliquées au niveau de la couche est

calculé Par l'expression:

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

C_{ci} est l'indice de compression de la couche i . La sommation des tassements partiels permet d'obtenir le tassement total du massif. L'accroissement de la contrainte effective ($\Delta\sigma_{vi}$), dans l'axe du remblai, est donné par la formule suivante, établie dans le cadre de la théorie de l'élasticité par Osterberg (1957) : [7]

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

Avec :

$$\alpha_1 = \arctan \left(\frac{a+b}{z} \right) - \arctan \left(\frac{b}{z} \right)$$

$$\alpha_2 = \arctan \left(\frac{b}{z} \right)$$

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

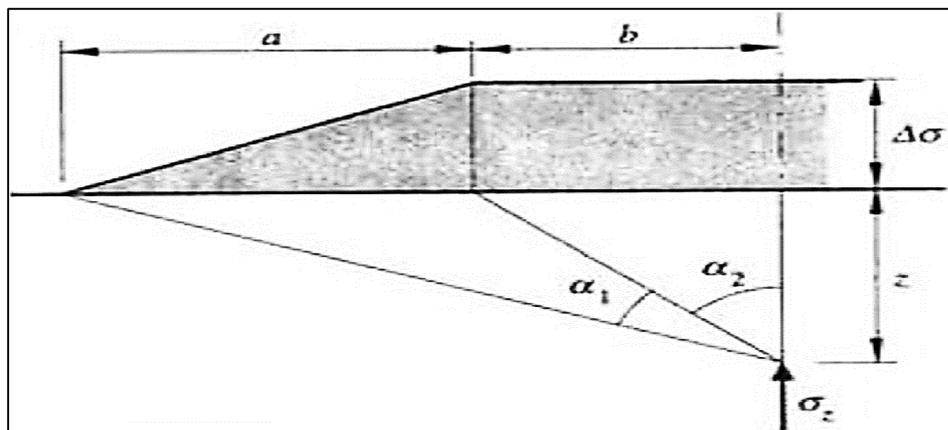


Figure 2.9 : Définition des paramètres pour la formule d'Osterberg (1957). [7]

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

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

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

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

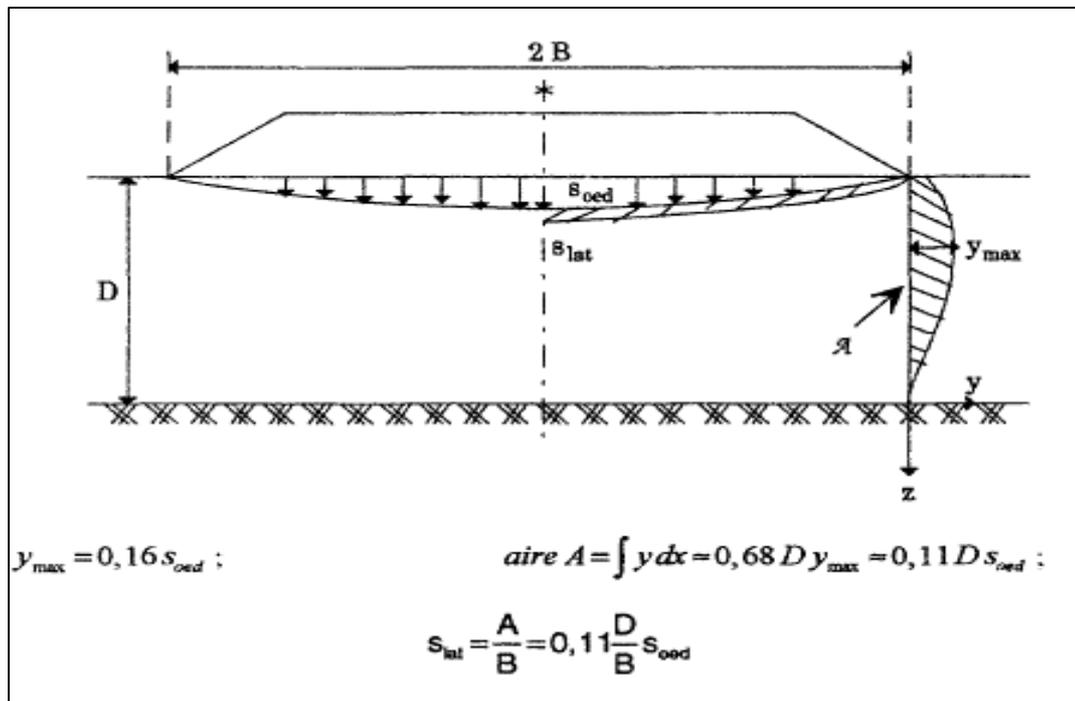


Figure 2.10 : Conversion des déplacements latéraux en un tassement supplémentaire [7]

✓ **Déplacements horizontaux du sol sous les remblais**

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

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

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

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

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

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.	$-2 Z^3 + 1,5 Z + 0,5$

Tableau 2.2 : Hypothèses de calcul et équations des déformées types. [3]

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

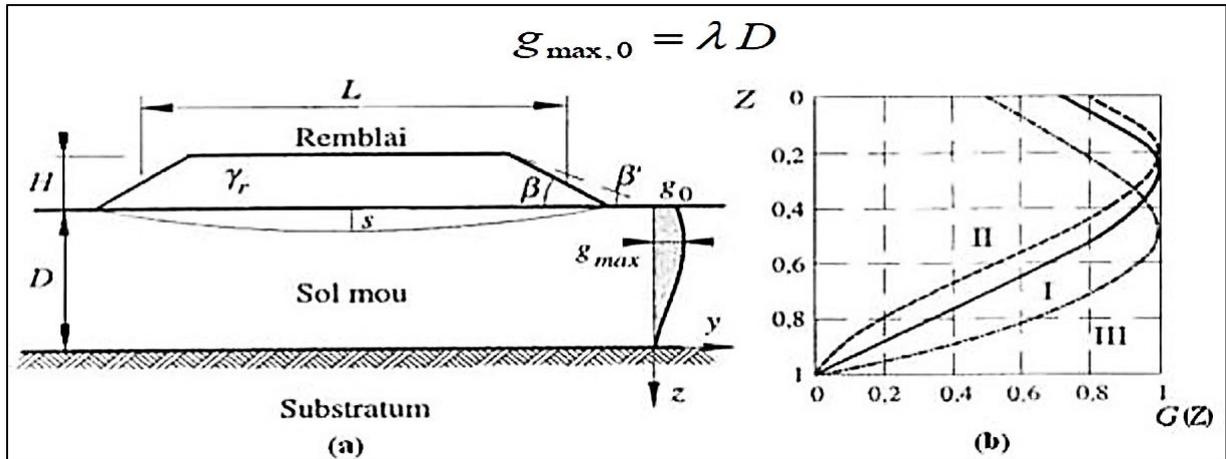


Figure 2.11 : Déplacements horizontaux sous les remblais sur sols compressibles
(Bourges et Mieussens, 1979) (a) définition des paramètres utilisés pour la prévision de la déformée ; (b) déformées adimensionnelles. [7]

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 $s (t = \infty)$. [7]

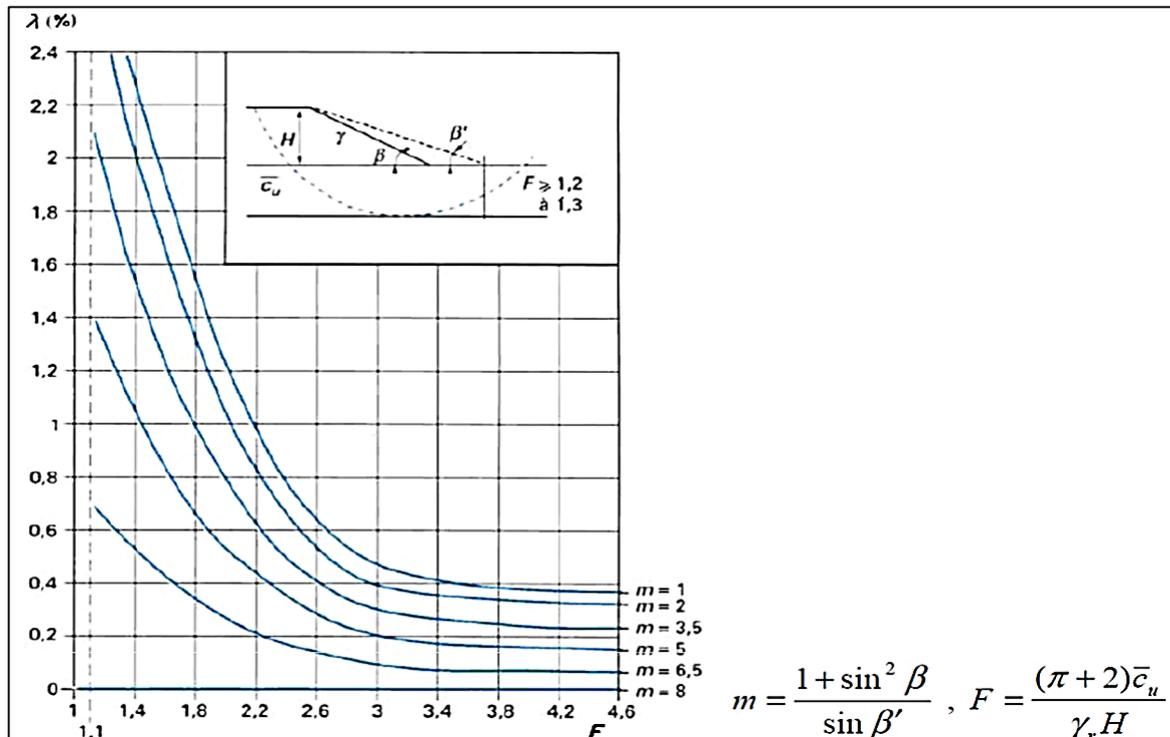


Figure 2.12 : Détermination du coefficient λ (Bourges et Mieussens, 1979). [7]

2.5 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) :

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

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). [7]

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

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

μ_c et N'_c : sont donnés à la figure 2.13 et B étant la largeur moyenne du remblai.

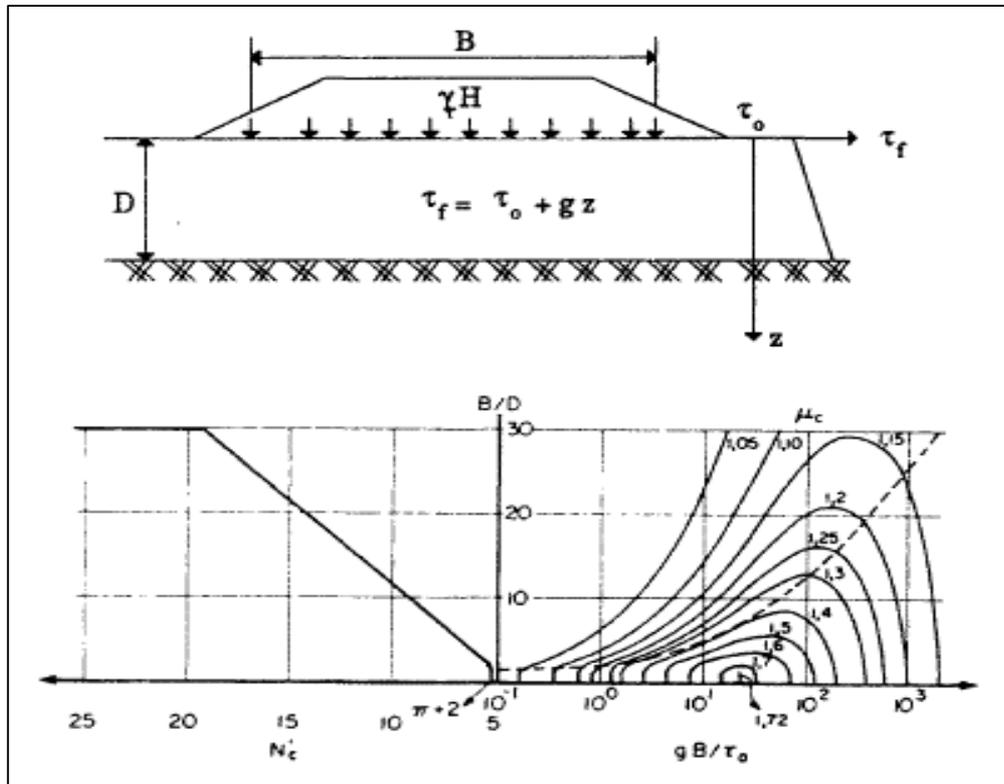


Figure 2.13 : Abaques de calcul du FS selon la méthode de Matar et Salençon (1979). [7]

2.6. Conclusions :

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

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

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

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

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

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

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

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

CHAPITRE 3

INSTRUMENTATION DES GRANDS REMBLAIS

3.1 - Instrumentation géotechnique :

Il permet d'évaluer les déplacements axiaux d'une série de points scellés dans le terrain le long d'un forage.

Ce système est adapté pour l'évaluation des tassements, des déformations et des gonflements des sols. En lui combinant avec des mesures inclinométriques, il nous donne des lectures dans l'espace

3.1.1 – Mesure par l'inclinomètre :[8]

1. Domaine d'application :

Le présent document s'applique à la détermination des mouvements d'un tube de mesure non vrillé et s'écartant peu de la verticale fixé sur une structure ou placé au sein d'un massif de sol ou sol rocheux.

Les mesures à l'inclinomètre ont pour but selon le cas de déterminer localement les variations d'inclinaison du tube de mesure dans le temps, de connaître la position du tube par rapport à la verticale du lieu, ou d'évaluer les déplacements du tube dans le temps par rapport à une de ses extrémités supposées fixe ou dont la position est connue par ailleurs.

2. Généralités :

2.1. Définitions :

Pour les besoins du présent document, les définitions suivantes s'appliquent :

Inclinomètre : Ensemble de l'appareillage utilisé pour déterminer la position d'un tube inclinométrique par rapport à la verticale.

Sonde inclinométrique : Appareil donnant l'inclinaison par rapport à la verticale de la droite moyenne joignant les points de contact de la sonde rigide avec son guide.

Tube inclinométrique : Tube guide solidaire d'une structure ou d'un massif de sol dans lequel se déplace la sonde inclinométrique.

Pas de mesures : Distance de mesure séparant deux positions successives de mesure de la sonde mobile sur son guide.

Longueur de la sonde : Par convention, la longueur de la sonde est la distance séparant les axes haut et bas du système de guidage de la sonde.

2.2 Principe :

La méthode consiste à introduire dans un tube une sonde inclinométrique, et à mesurer l'angle que fait, à une profondeur donnée, l'axe de l'élément du tube guide avec la verticale.

L'inclinaison du tube par rapport à la verticale est obtenue, de proche en proche, en déplaçant la sonde avec un pas constant égal à la longueur de la sonde. Le déplacement horizontal du tube par rapport à une position de référence est déterminé par calcul si le déplacement d'au moins une des deux extrémités du tube est mesuré ou connu La **figure 1** schématise une mesure à l'inclinomètre

Dans un massif de sol en mouvement. Les mesures sont répétées avec le même appareillage et selon La même procédure à différents intervalles de temps en vue de déterminer les mouvements du tube inclinométrique.

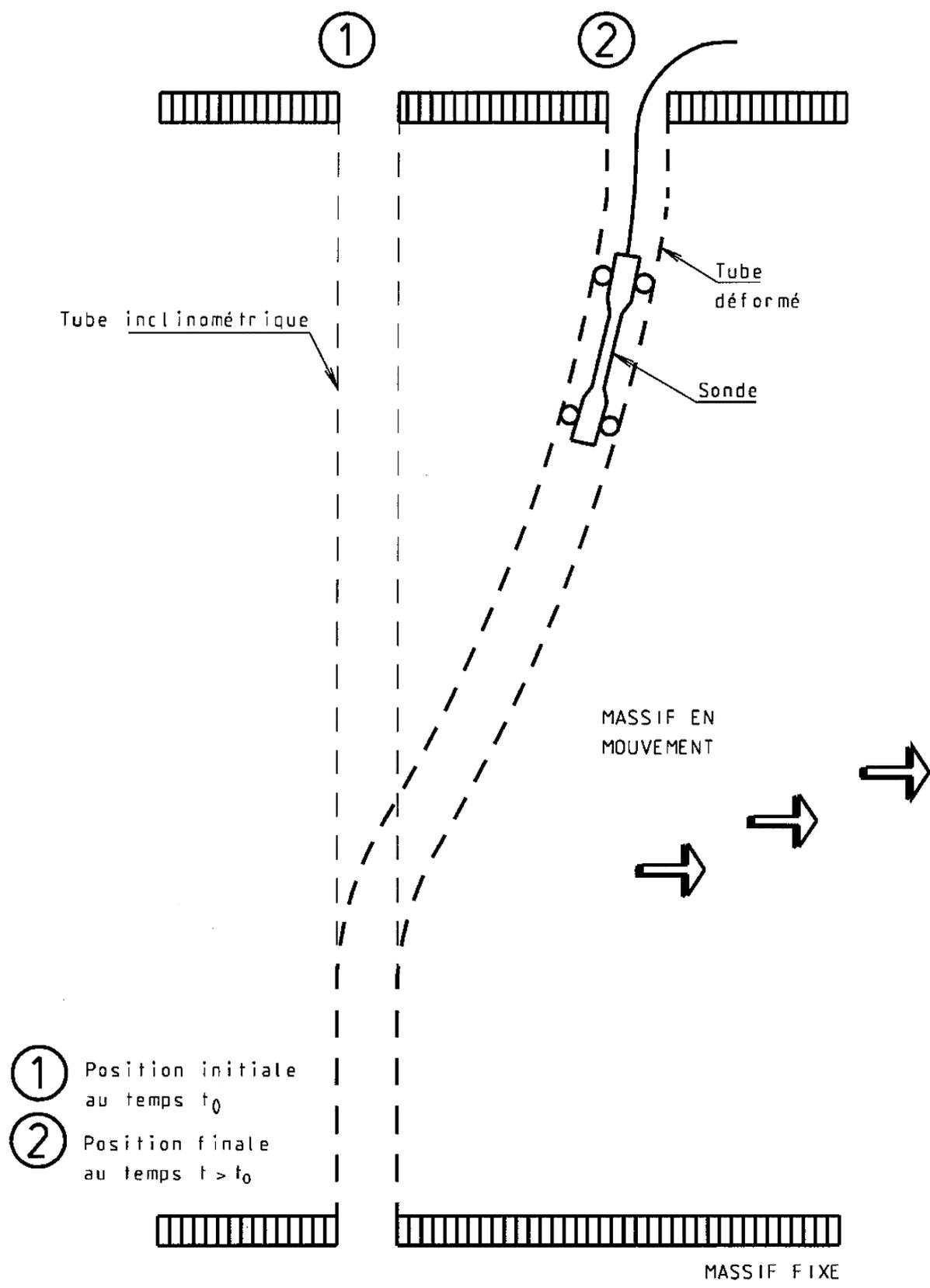


Figure 1 : Schéma de principe d'une mesure inclinométrique — Exemple pour un massif de sol en mouvement

2.3 Notations

- L est la longueur du tube inclinométrique, exprimée en mètres.
- L_o est la longueur du tube inclinométrique dépassant du sol ou de la structure, exprimée en mètres.
- p est le nombre de points de mesures lors d'une série de mesure dans une direction fixée pour un tube inclinométrique donné.
- l est la longueur conventionnelle de la sonde de mesure correspondant à la distance entre ses points de contact haut et bas avec le tube inclinométrique, exprimée en mètres.
- a est le pas de mesure, exprimé en mètres.
- i est le rang d'une mesure en un point d'une série de mesures faites en remontant la sonde dans un tube inclinométrique, exprimé en indice. La mesure de rang 1 est la plus profonde, la mesure de rang p la plus proche de la tête du tube.
- n est le rang dans le temps d'une série de mesures, exprimé en indice. La série de rang zéro est la mesure prise pour origine.

α', α'' sont les mesures de l'inclinaison de la sonde par rapport à la verticale obtenues en un point donné en tournant la sonde d'un angle π autour de son axe longitudinal. α' et α'' sont des valeurs absolues voisines et de signes opposés. Elles sont exprimées en radians.

$(\alpha_i)_n$ est la mesure, exprimée en radians, de l'inclinaison de la sonde par rapport à la verticale pour un point de mesure de rang i, dans une direction donnée pour la série de rang n dans le temps :

$$(\alpha_i)_n = 0,5 \left(\alpha'_i - \alpha''_i \right)_n$$

$(\beta_i)_n$ est la demi-somme des inclinaisons de la sonde par rapport à la verticale pour un point donné pour la mesure de rang i et la série de rang n, exprimée en radians :

$$(\beta_i)_n = 0,5 \left(\alpha'_i + \alpha''_i \right)_n$$

σ_n est l'estimation de l'écart-type d'une série de mesures de rang n, exprimée en radians.

$(\Delta\alpha_i)_n$ est la variation de l'inclinaison α , exprimée en radians, entre la mesure origine de rang o et la mesure de rang n :

$$(\Delta\alpha_i)_n = (\alpha_i)_n - (\alpha_i)_o$$

$x_{i,n}$ est la distance projetée sur l'horizontale entre le point de rang 1 et le point de rang i pour la série de rang n dans une direction donnée, exprimée en mètres :

$$x_{i,n} = a \left[\sum_{k=1}^{k=i} \sin \alpha_k \right]_n$$

$(\Delta x_i)_n$ est le déplacement horizontal, exprimé en mètres, du point de rang i entre la mesure origine et la mesure de rang n, dans une direction donnée, si l'on suppose l'axe inférieur du système de guidage de la sonde, lors de la mesure de rang 1 fixe dans le temps :

$$(\Delta x_i)_n = x_{i,n} - x_{i,o}$$

z est la profondeur par rapport à la tête du tube inclinométrique de l'axe inférieur du système de guidage de la sonde, exprimée en mètres.

Z_N est la cote altimétrique du sol ou de la structure, exprimée en mètres.

Z_t est la cote altimétrique de la tête du tube, exprimée en mètres.

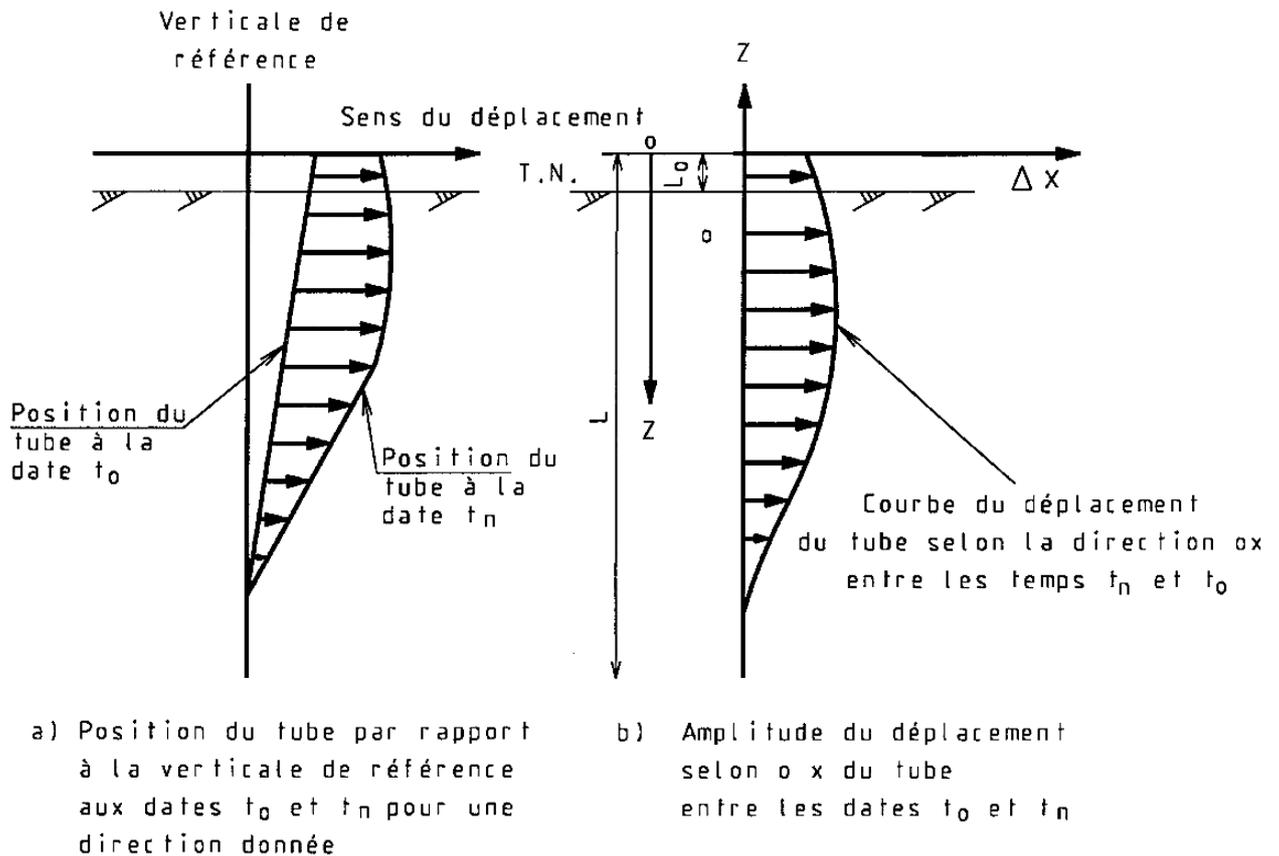


Figure 2 : Notations

Appareillage :

3.1. Tube inclinométrique :

Le tube cylindrique déformable est adapté au type de sonde inclinométrique utilisée et est muni d'un dispositif de guidage.

Les matériaux composant le tube (aluminium, PVC...) sont choisis pour qu'ils soient inertes vis-à-vis du coulis de scellement et du sol ou de la structure sur laquelle est fixé le tube.

3.2 Inclinomètre :

Il se compose :

- a) D'une sonde mobile.

La sonde est étanche et insensible à une pression d'eau en rapport avec la profondeur d'utilisation. Elle est raccordée au câble porteur par un connecteur étanche. L'amplitude d'utilisation de la sonde est au moins de $\pm 0,2$ radian par rapport à la verticale.

La sonde comporte deux marques, une indiquant la position du niveau bas de l'axe du système de guidage, l'autre matérialisant le signe de l'inclinaison mesurée par rapport à la verticale.

Le capteur angulaire utilisé le plus couramment dans les sondes fonctionne sur le principe du pendule. La sonde est dotée de roulements d'axe fixe et de roulements articulés sur un bras situés dans son plan axial. En général, le contact entre la sonde et le tube se fait en quatre points au moins et la longueur l de la sonde est de 0,5 m ;

- b) D'un câble porteur inextensible dans les conditions d'utilisation ;
- c) D'un système de mesure, et éventuellement de stockage des données, donnant à la fois la position du niveau bas de l'axe du dispositif de guidage de la sonde de mesure par rapport au repère de référence placé en surface au sommet du tube et l'inclinaison de la sonde par rapport à la verticale avec une résolution de mesure meilleure que 1×10^{-4} radian ;

- d) D'un gabarit de dimensions identiques à la sonde inclinométrique et de son câble de manœuvre.

3.3 Matériel de mise en œuvre et de fixation :

Un matériel adapté est nécessaire pour :

- mettre en place le tube inclinométrique dans le sol ou le fixer sur la structure ;
- effectuer le manchonnage ou le raboutage des éléments du tube inclinométrique et réaliser leur étanchéité ;
- éventuellement confectionner un dispositif de repérage de la tête du tube de mesure.

4. Mode opératoire :

4.1. Pose du tube inclinométrique :

Le tube est soit placé au sein d'un massif de sol, soit fixé à une structure. La position et la longueur du tube sont définies en fonction de l'objectif fixé et du pas de mesure.

Le tube est installé de telle façon qu'une des deux directions orthogonales d'auscultation de la sonde corresponde à la direction du plus grand déplacement prévisible (voir schéma figure 3), et que les raccords soient en dehors des points de contact de la sonde avec le tube lors de la mesure.

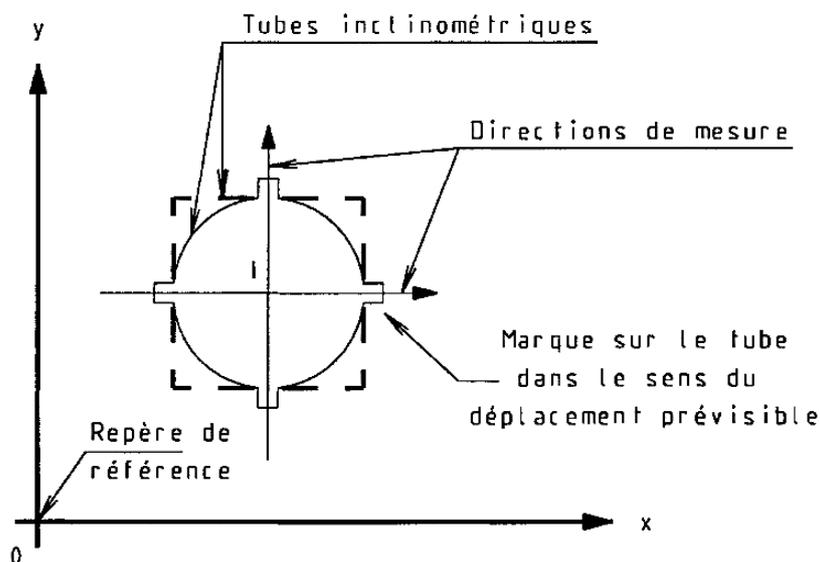


Figure 3 : Marquage du tube de mesure

4.1.1 Mise en place du tube dans un forage préalable :

Le diamètre du forage est adapté aux dimensions extérieures du tube inclinométrique, des manchons et du dispositif d'injection éventuel.

Les éléments du tube inclinométrique ni fendus, ni vrillés sont raccordés entre eux par des manchons rendus étanches au moyen d'un procédé technique ne perturbant pas le passage de la sonde.

Le tube muni d'un bouchon étanche à sa base et rempli d'eau claire est scellé au terrain sur toute sa hauteur par un coulis de scellement mis en place au tube plongeur ou par gravité. Afin de limiter les déformations, le tube est suspendu en tête et ne repose pas au fond du forage avant le scellement.

Un bouchon est placé sur la tête du tube éventuellement protégée par un système équivalent à celui représenté sur **la figure 4**. Si le tube est arasé au-dessous du niveau du sol, sa tête débouche dans un regard protégé par une fermeture.

Le coulis de scellement doit être adapté à la déformabilité du milieu environnant et à la nature des tubes. Des exemples de dosage sont donnés en annexe B. Un scellement au sable n'est pas adapté à la mise en place des tubes inclinométriques dans des forages de petit diamètre (où l'espacement annulaire est insuffisant). En l'absence d'information sur le milieu environnant, il est préférable d'adopter un coulis raide.

Le passage du gabarit (fausse sonde) géométriquement identique à la sonde inclinométrique permet de s'assurer que la sonde circulera librement dans le tube inclinométrique.

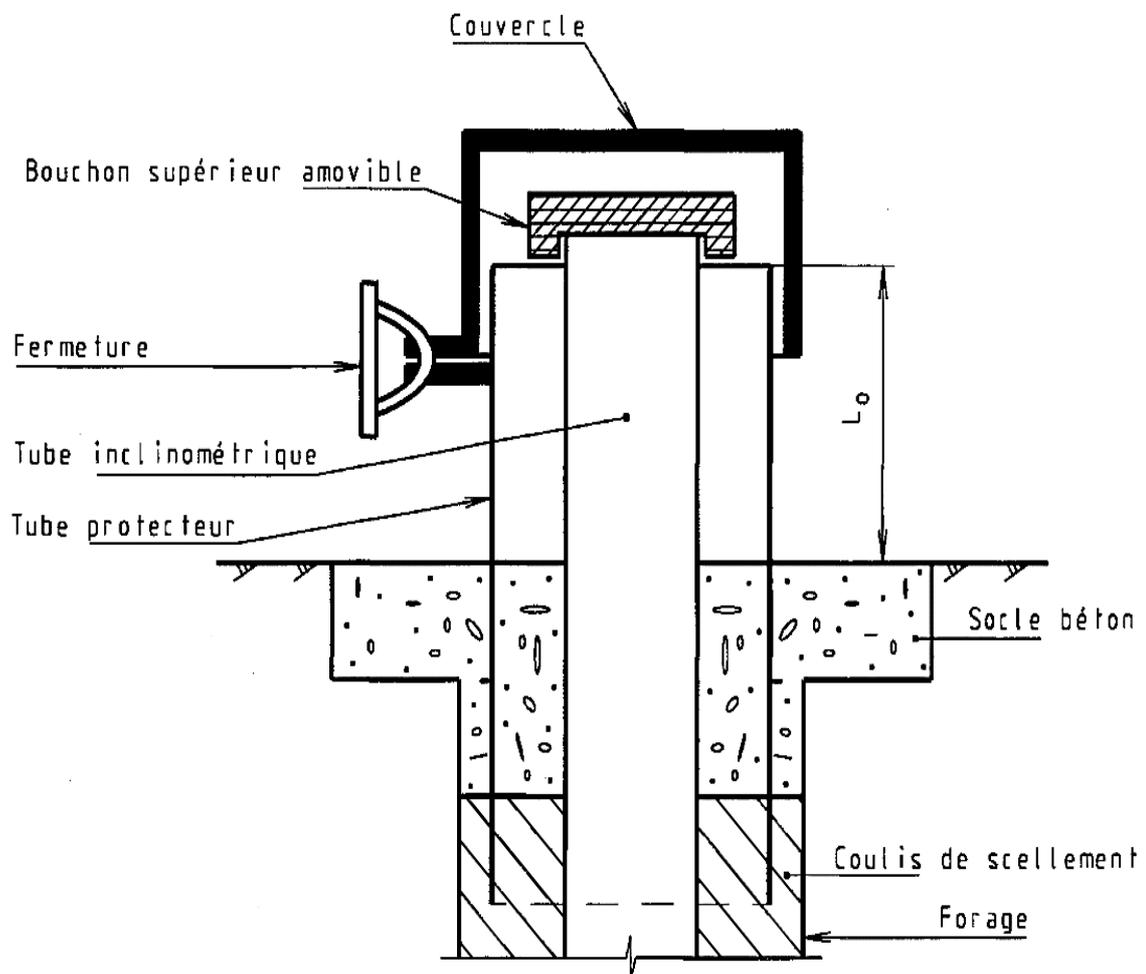


Figure 4 : Protection d'une tête de tube inclinométrique — Exemple

4.1.2 Fixation ou scellement du tube à une structure :

Les éléments du tube de mesure, ni fendus, ni vrillés, exempts de toute souillure externe ou interne, sont raccordés entre eux par des manchons non soudés qui assurent l'étanchéité. Dans le cas où l'instrumentation porte sur un ouvrage en béton armé, le tube est mis en place avant le coulage du béton : il est alors muni d'un bouchon à ses deux extrémités et est fixé rigidement à la cage d'armature.

Dans le cas de parois ou d'ouvrages métalliques, le tube est fixé à la structure en des points espacés d'une distance inférieure à deux fois la longueur de la sonde.

Le passage du gabarit permet de s'assurer de la libre circulation de la sonde dans le tube de mesure.

4.2 Repérage de la tête du tube inclinométrique :

Une marque sur le tube permet de repérer les directions des mesures lors d'une série de mesures. Toutes les séries de mesures faites sur un tube inclinométrique doivent être repérées de la même façon.

Les directions et sens de mesure sont repérés par rapport à un système de référence précisé et indiqué sur la feuille d'essai. Les directions et sens de mesure sont orientés par rapport au Nord en l'absence de Système de référence sur le site.

4.3 Mesure de déplacement de la tête du tube :

Dans certains cas, une mesure, faite indépendamment, de la position et du déplacement dans le temps de la tête du tube est nécessaire ou simplement utile pour l'interprétation des mesures inclinométriques.

4.4 Mesures :

Les mesures sont effectuées pour une direction en procédant comme suit :

- descendre la sonde au fond du tube de mesure et attendre qu'à la suite de la stabilisation en température les valeurs de l'inclinaison soient sensiblement constantes (à 1×10^{-4} radian près).

Par convention, pour une mesure dans un sens donné, le repère placé sur la sonde doit être tel qu'un déplacement de la partie supérieure de la sonde dans le sens indiqué donne une lecture positive de l'inclinaison ;

- effectuer les lectures de distance et d'inclinaison en remontant la sonde avec un pas égal à la longueur de la sonde. L'origine de la mesure de profondeur de la sonde est prise par rapport au bord supérieur du tube inclinométrique.

Une mesure pour une direction donnée consiste en deux lectures de l'inclinaison de la sonde, après retournement axial, à la même profondeur.

5. Incertitude des mesures :

5.1 Position de la sonde :

La distance entre l'axe inférieur du système de guidage de la sonde et le bord supérieur du tube guide est connue grâce à des graduations ou des repères installés sur le câble porteur. L'incertitude maximale sur la mesure de la distance entre le point de mesure et la tête du tube doit être de 0,05 m. L'incertitude sur la variation de la position d'une mesure de même rang entre deux séries de mesures différentes doit être inférieure à 0,02 m.

5.2 Inclinaison de la sonde par rapport à la verticale : La résolution de la mesure doit être meilleure que 1×10^{-4} radian. L'intervalle de répétabilité des mesures à ± 2 écarts-types doit être meilleur que $\pm 4 \times 10^{-4}$ radian.

6. Présentation des résultats :

Les mesures de l'inclinaison de la sonde en fonction de la distance au sommet du tube sont fournies dans un tableau après avoir effectué les opérations suivantes :

— calculer la valeur moyenne de l'inclinaison de la sonde par rapport à la verticale pour la mesure de rang i : $(\alpha_i)_n = 0,5 (\alpha'_i - \alpha''_i)_n$;

— calculer la valeur de l'écart-moyen entre les mesures de l'inclinaison de la sonde par rapport à la verticale pour la mesure de rang i : $(\beta_i)_n = 0,5 (\alpha'_i + \alpha''_i)_n$;

— calculer les écarts-types sur la série $(\beta_i)_n$ avec $1 \leq i \leq p$; déterminer si le tube inclinométrique possède ou non une partie fixe ;

— procéder éventuellement aux corrections (voir l'annexe A).

Selon l'objectif fixé et pour chacune des directions de mesure :

a) donner l'évolution de la rotation du tube inclinométrique à chaque niveau de mesure dans le temps :

— choisir une date de référence au-delà de la durée de durcissement du coulis de scellement (une semaine) ;

— calculer la variation d'inclinaison à chaque niveau de mesure ;

b) déterminer le déplacement du tube entre sa position à la date de référence et celle à la date de la série de mesures. Cela nécessite un traitement des mesures de l'inclinaison qui doit faire l'objet d'une analyse critique portant sur l'incertitude des mesures et leur interprétation. Au cas où l'appareillage a été changé, la première série de mesures effectuée avec le nouvel appareillage est prise comme nouvelle référence.

7. Procès-verbal de mesure :

Le procès-verbal, dont un exemple est donné sur les figures 5 a) et 5 b), comporte les informations minimales suivantes :

- la référence au présent document NF P 94-156 ;
- le nom de l'organisme et de l'opérateur qui a réalisé les mesures ;
- la référence de l'appareillage utilisé ainsi que la date du dernier contrôle effectué ;
- le numéro de dossier et les dates et heures des mesures ;
- l'implantation du tube de mesure, les coordonnées de sa tête par rapport à un repère précisé, les directions de mesure après la pose ;
- la longueur du tube ainsi que la position, après la pose, des raccords ;
- la représentation graphique des variations d'inclinaison de la sonde par rapport à une position de référence précisée pour chacune des deux directions perpendiculaires ;
- la date du dernier contrôle de la chaîne de mesure des inclinaisons et de la profondeur ;
- les observations liées à la réalisation des mesures ainsi que les incidents et détails opératoires non prévus dans la norme et susceptibles d'avoir une influence sur les résultats.

8 .Vérification des appareils de mesure :

Les instruments et moyens de mesure sont gérés conformément aux prescriptions établies par le Bureau National de Métrologie (B.N.M.).

La chaîne de mesure (mesurage de l'inclinaison et de la distance) est contrôlée au moins tous les ans ou lorsque le décalage du zéro dépasse 3×10^{-2} radian. La date limite du dernier contrôle figure sur le procès-verbal.

La vérification du système de repérage de la profondeur de la sonde et de l'allongement rémanent du câble porteur est faite par comparaison avec un dispositif de mesure de longueur de référence.

La vérification de la sonde et de la chaîne de mesure est effectuée au moyen d'un dispositif donnant des inclinaisons de valeurs fixées et stables dans le temps.

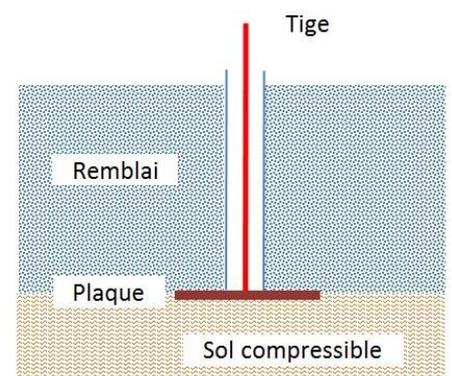
3.1.2 Mesure par Tassomètre : [9]

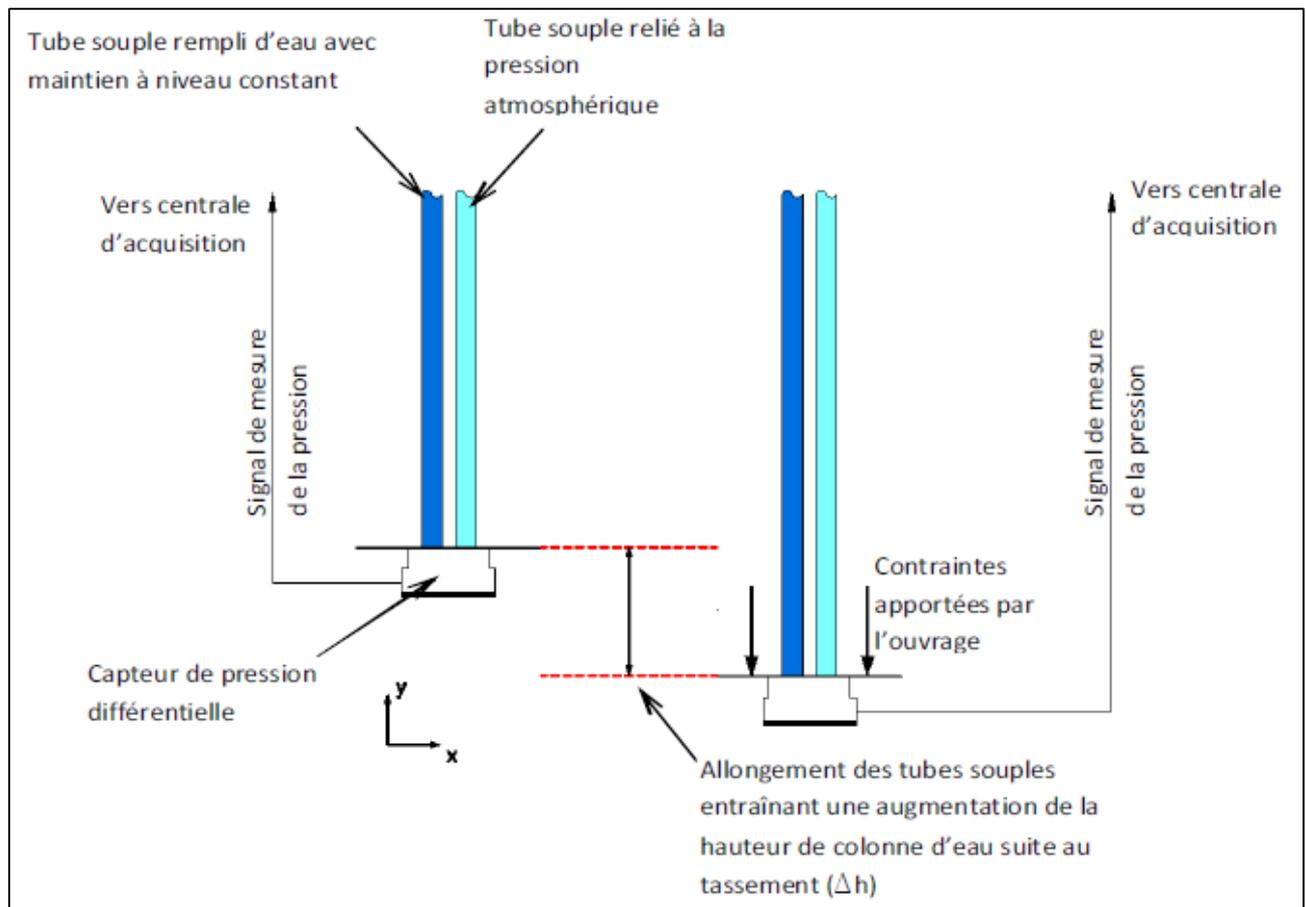
Introduction

Le tassomètre permet de mesurer le seul tassement d'une fondation, indépendamment de celui du remblai supérieur.

Les dispositifs les plus utilisés sur le marché sont les tassomètres à boule, LCPC, à tige flottante, ..., mais :

- Peuvent s'avérer délicats à mettre en œuvre (Nécessité d'un calage parfait de la boule)
- Ne permettent pas les mesures pendant la mise en œuvre du remblai (si la tige flottante est installée a posteriori par forage)
- Risquent d'être détériorés lors du remblaiement (si la tige flottante télescopique est installée avant le remblaiement)
- Nécessitent l'intervention d'un opérateur pour chaque prise de mesure et des « recalages »





PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT :

- Tassement= déplacement vertical
- Loi fondamentale de l'hydrostatique ($P = \rho \times g \times H$) \Rightarrow Pression (mesurable par un capteur) proportionnelle à la hauteur d'une colonne d'eau de l'idée ...

Tassomètre existants :

- Deux tubes remplis d'eau
- P maintenue constante (par un gaz qui refoule l'eau dans l'autre tube)
- ΔH se mesure sur l'extrémité du tube gradué

Tassomètre « SCP »

- Un seul tube est rempli d'eau
 - H est maintenue constant
 - ΔP se mesure au niveau d'un capteur placé sous le remblai
- Tube souple rempli d'eau avec Tube souple

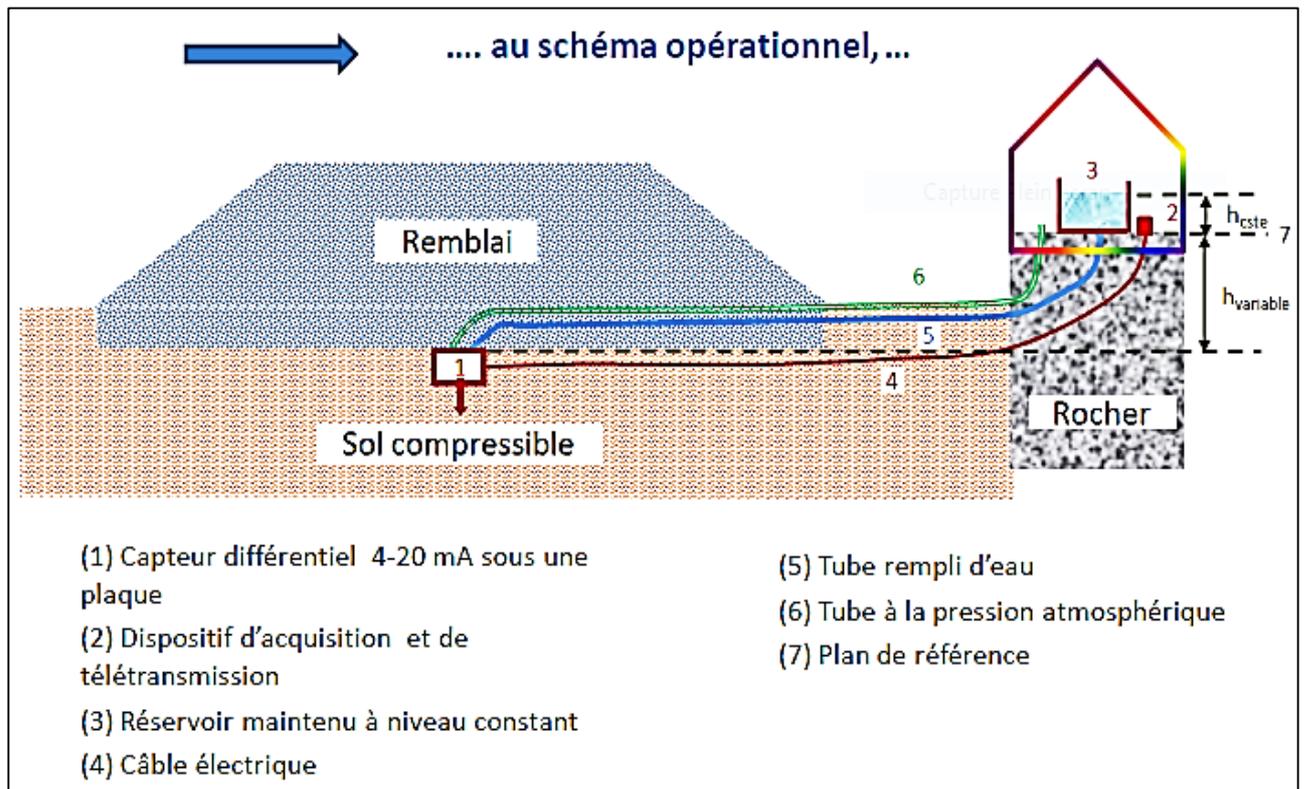


Fig 3.5 : Schéma opérationnel [9]

CHAPITRE 4

ETUDE D'UN CAS

Présentation Générale Du Site :

4.1. Localisation et topographie du site :

Le projet de construction de l'AutoRoute EST OUEST tronçon El Tarf prévoit le recours au traitement des sols à la chaux pour la construction du remblai au profit de l'axe secondaire situé entre les deux points kilométriques (PK 367+360 et PK 367+920) (figure 4.1).

Le remblai a une hauteur de 38m et est réalisé avec l'argile marneuse provenant des déblais (argile marne stockée). La largeur de cet ouvrage est de

Les travaux de construction de notre ouvrage entre les deux points kilométriques (PK 367+360) et mètres sur une longueur de 560 mètres. Et largeur atteint jusqu'au 215 mètres.

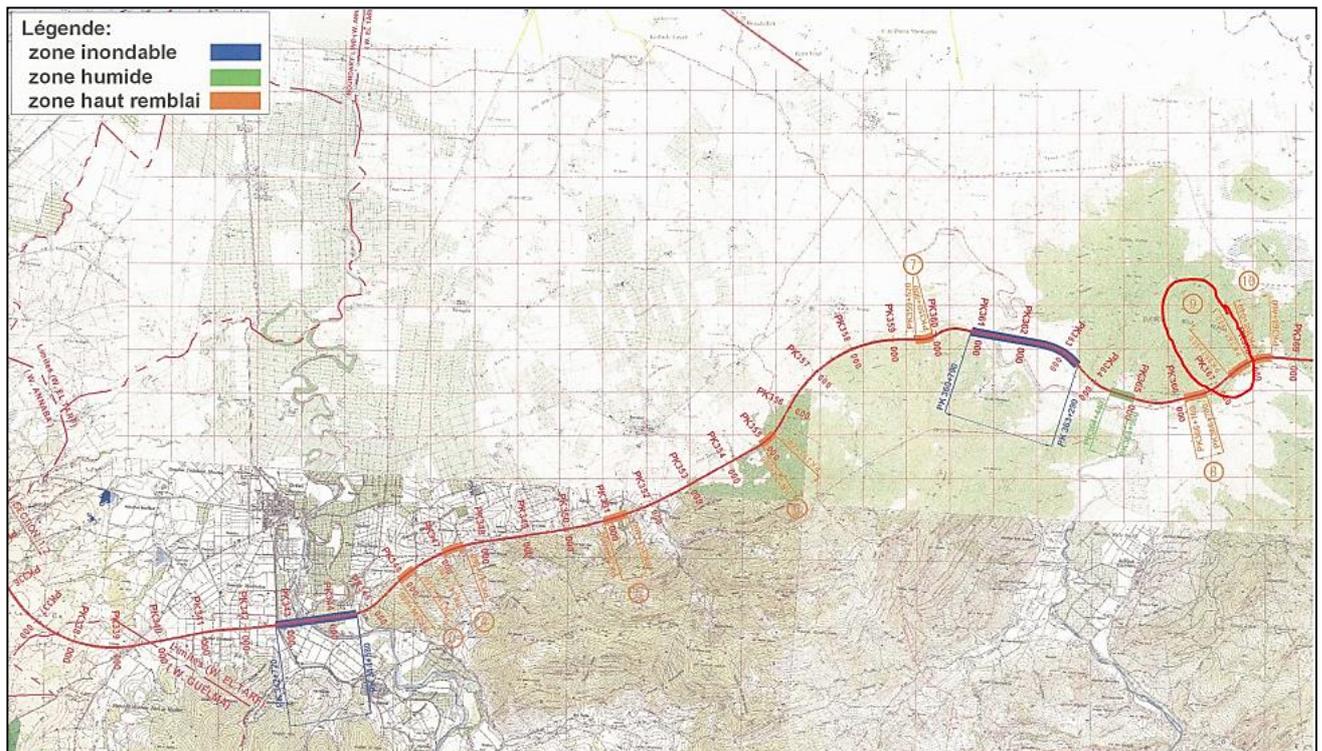


Figure 4.1 : plan d'emplacement des hauts remblais (autoroute EST-OUEST tranche El Tarf) [10]

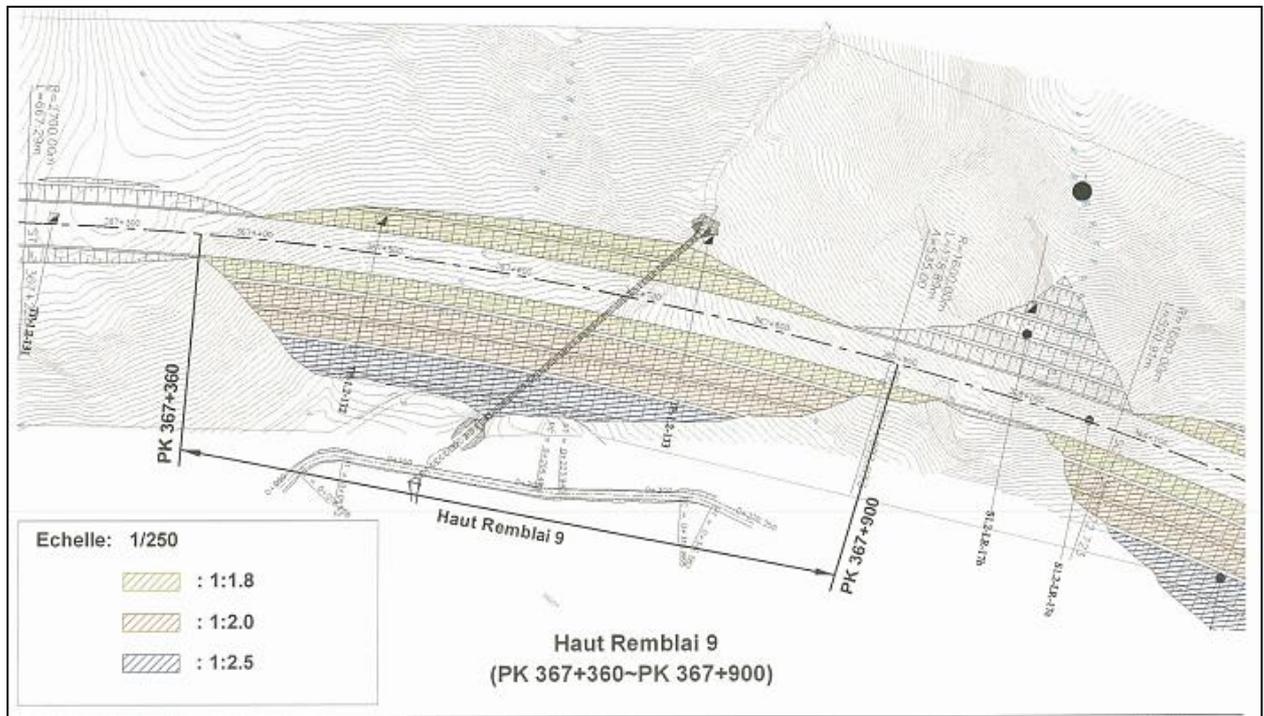


Figure 4.2 : Haut remblai (PK 367+360-PK 367+920)[10]

4.2. INVESTIGATION GEOTECHNIQUE DE L'OUVRAGE :

- Les propriétés géologiques, hydrogéologiques et géotechniques des sols supportant l'ouvrage sont les suivantes :

La classification géomorphologique de la section est montrée au tableau suivant:

PK	Classification du relief	stratigraphie	remarque
367+360 à 367+480	montagne	Colluvion / roche	Faïlle probable
367+480 à 367+720	vallée	Colluvion / roche	Faïlle probable
367+720 à 367+920	montagne	roche	Faïlle probable

Tab 4.1 : Classification géomorphologique des sols supportant l'ouvrage

▪ **La formation géologique de la section représentée sur le tableau suivant :**

PK	Hauteur (m)	Formation geologies
367+680	27	Sable argileux, gravier, blocs et cailloux

Tab 4.2 : Formation géologique des sols supportant l'ouvrage

▪ **Niveau d'eau souterraine :**

Le niveau d'eau souterraine est dérivé du résultat de la section adjacente ou il est surveillé par le piézomètre.

Dans le point kilométrique 367+680, Le niveau d'eau a été fixé de 1 à 4 mètres ou dessous de terrain naturel.

▪ **Propriété géotechnique et paramètre mécanique :**

Les paramètres géotechniques sont adoptés en général sur la base des essais de laboratoire relevés des forages et les valeurs pressiométriques in situ.

A partir de schéma cartographique de la section, il y a un sondage au PK 367+500, qui donne les résultats d'analyse suivants :

Couche identifié	Epaisseur (m)	Classe GTR	commentaire	γ (kN/m^3)	C (kN/m^2)	ϕ (°)
Sable argileux, gravier, blocs.	0 – 2,5	$C_1 B_6$	Un sol désigné $C_1 B_6$ est un sol qui est : - comportant des fines et des gros éléments - entièrement ou partiellement anguleux ; - sa fraction 0/50 mm représente plus de 60 à 80 % de la totalité du matériau ; - le tamisat a 80 μ m compris entre 12 % et 35 %	21	11,50	15
marnes, argilites	> 2,5	R_3	Roches de nature sédimentaire, argileuses.	18	35	18

Tab 4.3 : Paramètres géotechniques et mécaniques du site en question

4.3.DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE :

Les dimensions du plus haut point du remblai sont définies au tableau suivant, et représentées sur les schémas (2,3) de cartographie et profil générale ci-après :

Plus haut point de l'ouvrage	Inclinaison de talus de remblai (°)	Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur maximale (m)
PK 367+680	18,5	560	215	38

Tab 4.4 : Dimensions du plus haut point de l'ouvrage

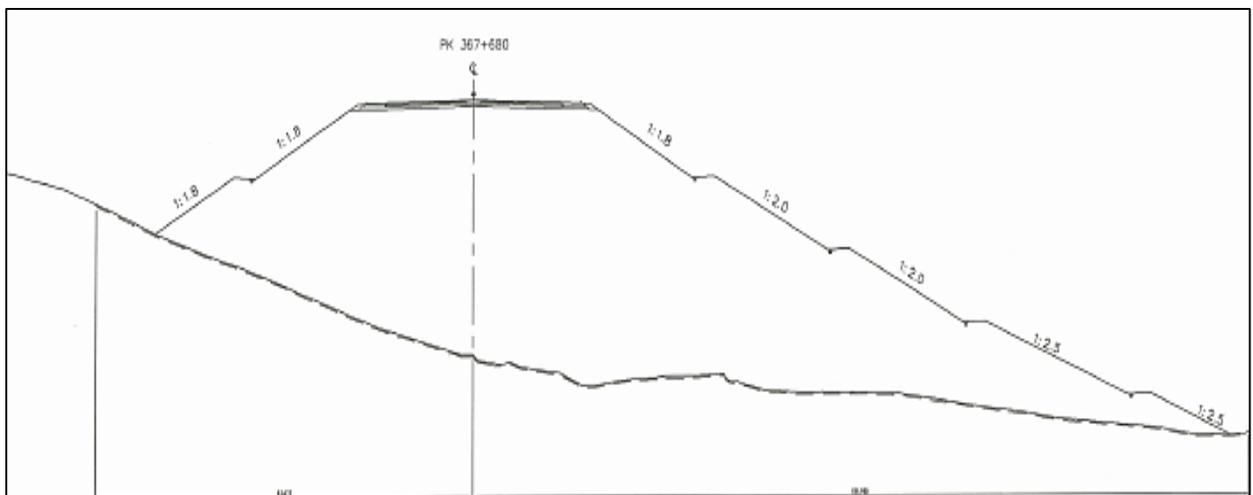


Figure 4.3 : Configuration représentative du profil transversal du remblai **[10]**

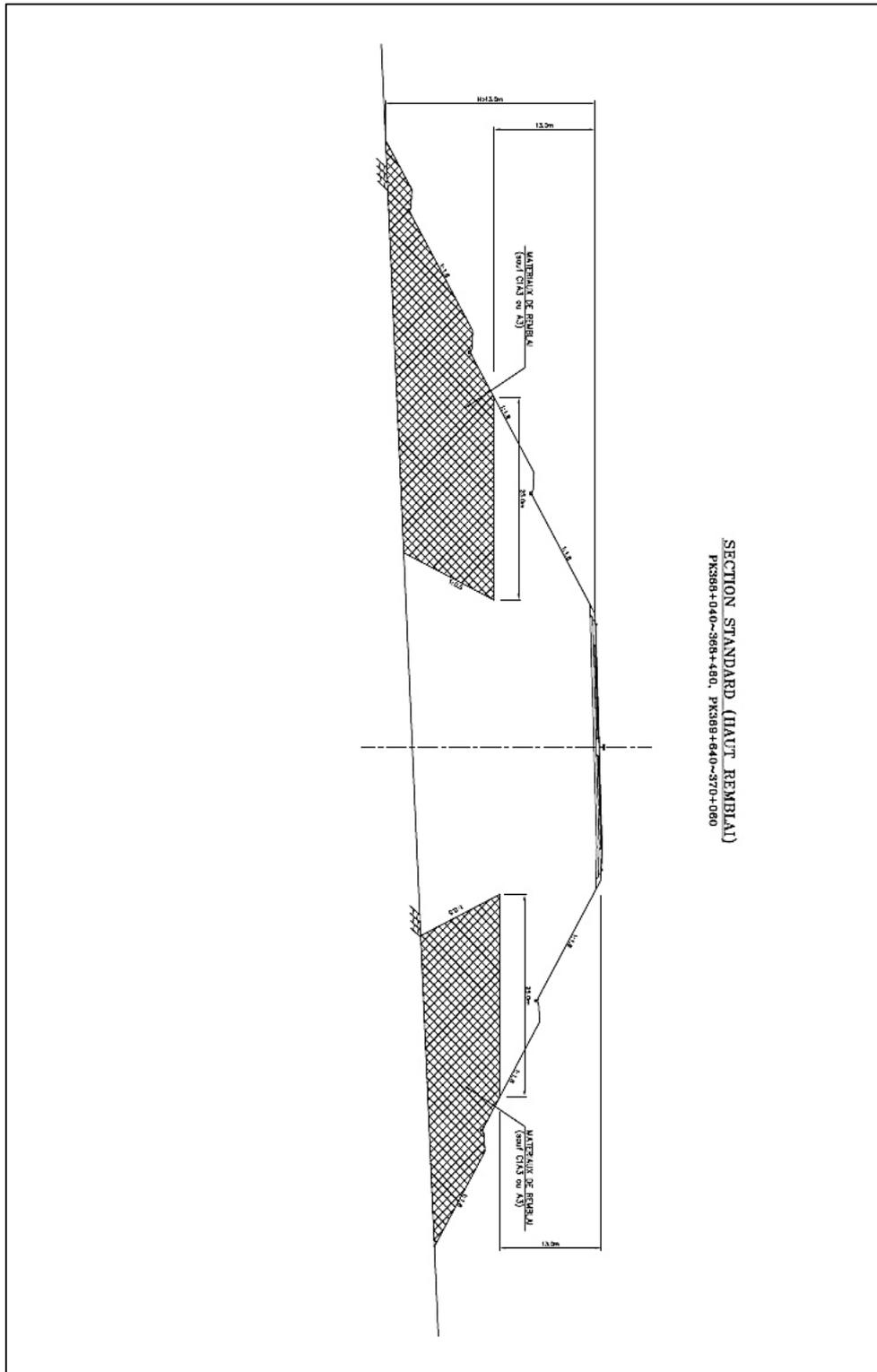


Figure 4.4 : Plan de classification des matériaux de remblai [10]

4.4. CHOIX DES MATERIAUX DE REMBLAI A UTILISE :

Le choix des matériaux de remblai dépend de plusieurs facteurs :

- La qualité des matériaux autour de l'ouvrage,
- La quantité des matériaux de remblai,
- La distance entre l'ouvrage et la zone de déblai,
- Qualité des sols supportant l'ouvrage,
- La hauteur de l'ouvrage...etc.

Pour cela, nous avons choisi les deux matériaux suivants pour l'étude de stabilité de notre ouvrage :

Matériau de chaque Partie	Classe GTR	Commentaire	γ (kN/m^3)	C (kN/m^2)	ϕ ($^\circ$)
Zonage	C1B5	Un sol classé C1B5 correspond à un sol roulé ou anguleux ayant plus de 60 à 80% d'éléments < 50mm, dont les plus gros éléments ont une dimension de 400 mm et dont la fraction 0 /50 mm est de type B5.	21	5	30
remblai	C1A3	Un sol classé C1A3 correspond à un sol roulé ou anguleux ayant plus de 60 à 80% d'éléments < 50mm, dont les plus gros éléments ont une dimension de 400 mm et dont la fraction 0 /50 mm est de type A3.	21	15	18

Tab 4.5 : Matériaux de remblai pour l'ouvrage

4.5. ETUDE DE STABILITE DE L'OUVRAGE :

Tout talus en remblai, sur tous les sols, et en particulier sur ce type de sol, pose généralement des problèmes liés à la stabilité. L'analyse de cette stabilité vis-à-vis des modèles de ruptures possibles

(Glissement, poinçonnement...) est traitée à l'aide de plusieurs méthodes analytiques (Taylor, fellenius, bishop, tranches...) et numérique (utilisation de logiciel plaxis, Ansys,).

Plusieurs cas sont étudiés et les points suivants sont mis en évidence :

- Type de glissement.
- Les résultats obtenus par les différentes méthodes.
- Proposition de solutions adaptées.
- Prévention et remède.

4.5.1 ETUDE ANALYTIQUE DE LA STABILITE DE L'OUVRAGE PAR LA METHODE DES TRANCHES :

Avant d'exposer la méthode d'analyse de la stabilité il nous semble judicieux d'indiquer les divers moyens d'investigation. C'est en effet à partir des données recueillies lors des études que l'on détermine la méthode de calcul la mieux adaptée et les hypothèses à prendre en compte.

En générale les questions posées peuvent se ramener à trois :

- Comment stabiliser telle pente qui est en glissement ?
- Comment prévoir l'évolution de tel mouvement ?
- Comment réaliser tel projet sur des pentes sans compromettre l'équilibre ?

Pour résoudre pratiquement les problèmes de glissements de terrain, nous suivons la logique de la mécanique des milieux continus, laquelle nous indique ce que nous avons à connaître (Devareux 1970).

- a. Les lois rhéologiques propres à chaque corps, c'est-à-dire les propriétés mécaniques des matériaux (essentiellement sur la surface de glissement).
- b. Les conditions aux limites :
 - Géométriques
 - Des contraintes

4.5.2. Présentation des méthodes par tranches :

Les méthodes par tranches sont plus souples. Les talus est partagé en tranches verticales ; l'étude de l'équilibre tranche par tranche permet de moduler les valeurs de σ et d'envisager des conditions plus complexes : profil de talus non rectiligne, hétérogénéité du sol, ligne de glissement quelconque...

La stabilité est étudiée en considérant le problème 2D, c'est-à-dire en analysant l'équilibre d'une masse de sol d'épaisseur unité dans le sens perpendiculaire à la figure.

4.5.3. Analyse de Bishop des tranches à un critère non-linéaire :

La méthode simplifiée par Bishop de tranches conformément à la **figure 4.5** peut être employée pour calculer le facteur de sécurité.

Le procédé suivant est employé, une fois que les paramètres de tranches ont été définis pour les analyses de Bishop et Janbu :

1. Calculer l'effort normal efficace σ' agissant sur la base de chaque tranche par l'utilisation de l'équation de Fellenius (équation 2),
2. En utilisant cette valeur de σ' pour calculer $\tan\phi'_i$ et c'_i des équations (3) et (4),
3. Remplacer ces valeurs de $\tan\phi'_i$ et c'_i dans l'équation (1) pour obtenir la première évaluation du facteur de sécurité,
4. Employer cette valeur de F pour calculer une nouvelle valeur de σ' sur la base de chaque tranche, en utilisant l'équation (5),
5. Sur la base de cette nouvelle valeur de σ' , calculer les nouvelles valeurs pour $\tan\phi'_i$ et c'_i ,
6. Calculer un nouveau facteur de sécurité pour les nouvelles valeurs de $\tan\phi'_i$ et c'_i ,
7. Si la différence entre le premier et le deuxième facteur de sécurité est supérieur à 0.001, revenir à l'étape 4 et répéter l'analyse, en utilisant le deuxième facteur de la sécurité et répéter ce procédé jusqu'à ce que la différence entre les facteurs de la sécurité successifs soit moins de 0.001.

La méthode d'analyse est représentée sur la figure suivant :

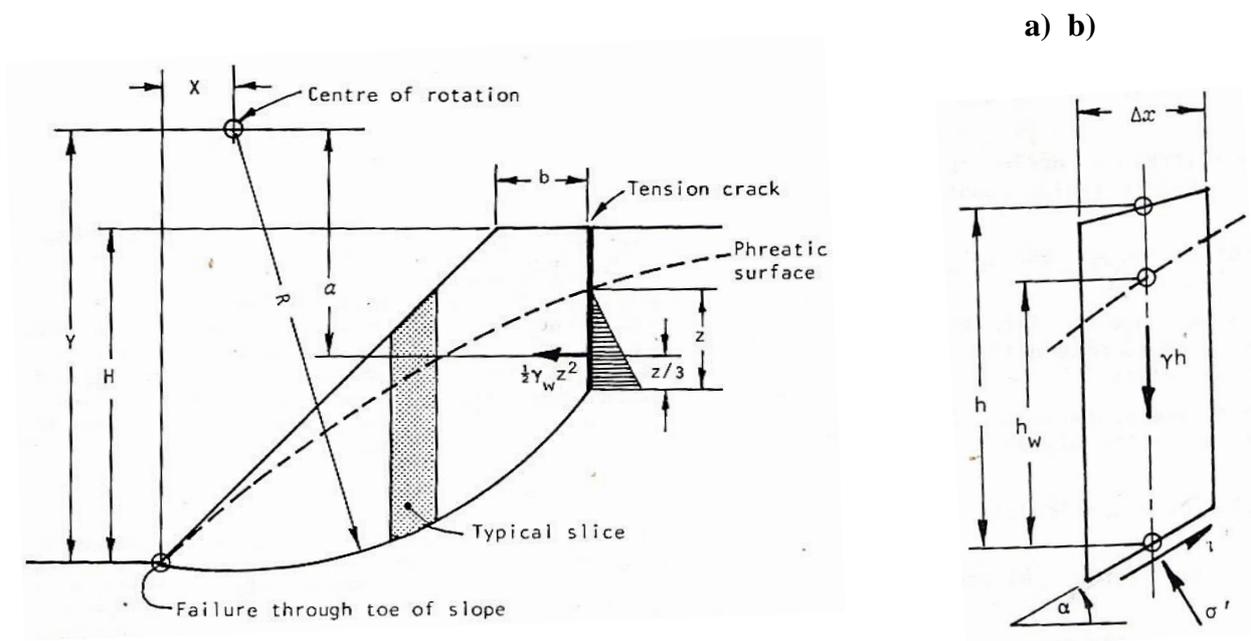


Fig 4.5 : Analyse de Bishop des tranches à un critère non-linéaire

Les paramètres de calcul sont les suivants :

Facteur de sécurité :

$$F = \frac{\sum (c' + \sigma' \tan \varphi_i) \frac{\Delta x}{\cos a}}{\sum \gamma h \Delta x \sin a + \frac{1}{2} \gamma_w z^2 \cdot a / R} \dots\dots\dots (1)$$

avec :

$$\sigma' = \gamma h \cos^2 a - \gamma_w h_w \dots\dots\dots(2) \quad \text{(Solution de Fellenius)}$$

$$\tan \varphi_i = AB(\sigma' / \sigma_c - T)^{B-1} \dots\dots\dots(3)$$

$$c_i = A\sigma_c(\sigma' / \sigma_c - T)^B - \sigma' \tan \varphi_i \dots\dots\dots(4)$$

$$\sigma' = \frac{\gamma h - \gamma_w h_w - \frac{c_i \tan a}{F}}{1 + \frac{\tan \varphi_i \tan a}{F}} \dots\dots\dots (5) \quad \text{(Solution de Bishop)}$$

Les autres paramètres de calcul du centre critique de glissement sont représentés sur les figures suivantes :

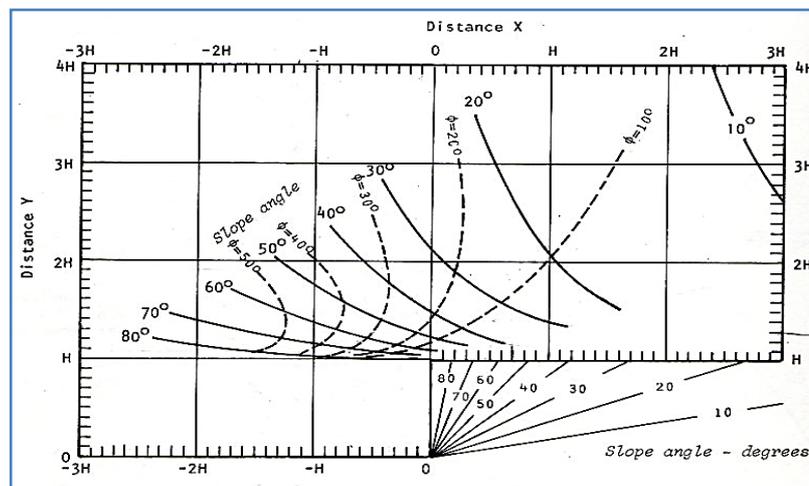
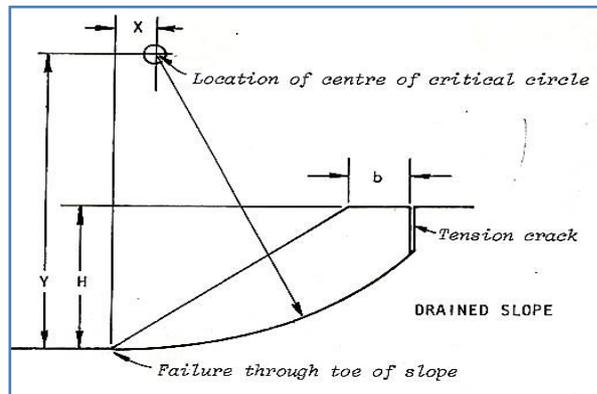


Fig 4.6 : Endroit de centre de cercle critique de glissement

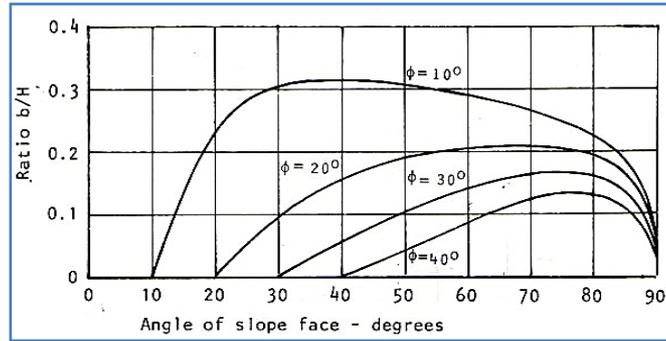


Fig 4.7 : Endroit de la position critique de fente de tension

4.5.4. Application de la méthode de tranches pour déterminer la surface de glissement et le facteur de sécurité du remblai en question :

On détermine le facteur de sécurité de l'ouvrage selon deux choix de matériaux utilisés :

Choix n°1 : un seul matériau utilisé comme remblai (matériau de classe C1A3)

Avant d'appliquer la méthode de Bishop des tranches à un critère non-linéaire, pour calculer le facteur de sécurité, on utilise l'analyse des **figure 4.5** et **4.6** pour déterminer l'endroit de la position critique de fente de tension, et de centre de cercle critique de glissement.

Les analyses de l'ouvrage donnent les résultats suivants :

- X= 14,15m ;
- Y= 40,97m ;
- B = 8,19 m ;

Donc la surface critique de glissement est représentée sur le Schéma suivante :

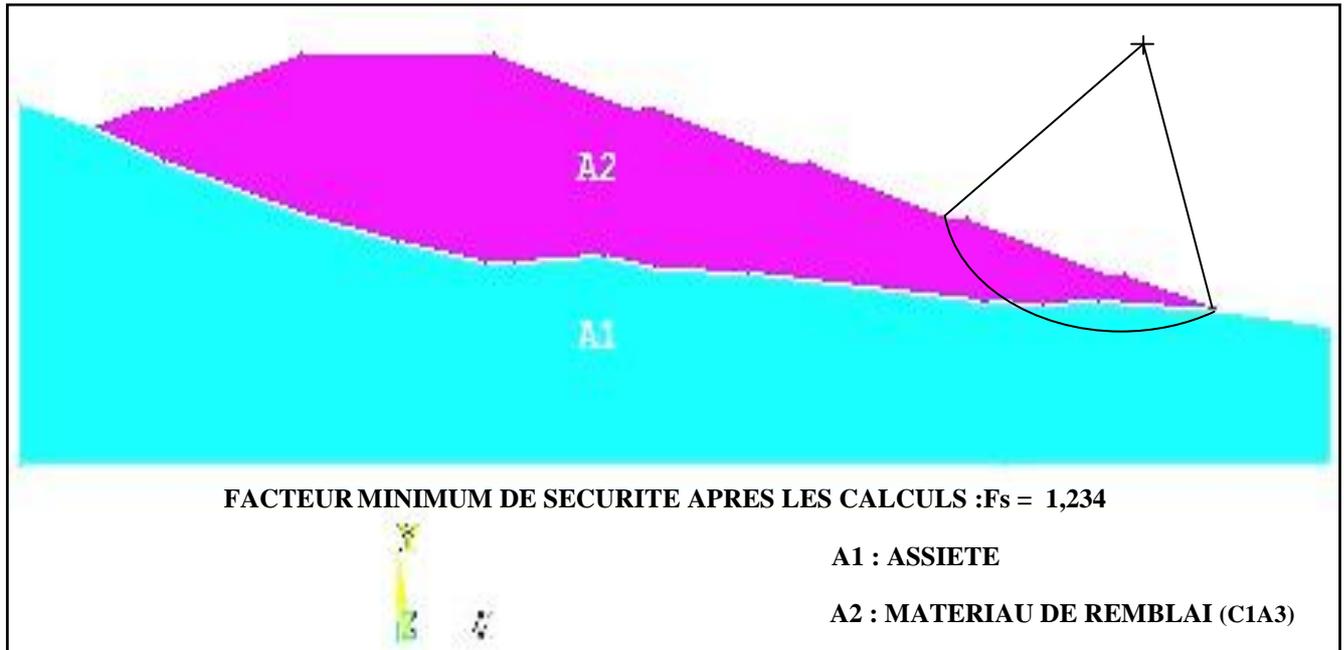


Fig 4.8 :surface critique de glissement (Choix n°1)

Après la définition de l'endroit de la position critique de fente de tension, et de centre de cercle critique de glissement, on découpe la surface de glissement à plusieurs tranches.

Le nombre des tranches fixé à 8.

On détermine α , h , Δx , et γh de chaque tranche, comme représenter dans la **figure 4.5**

A partir de ces données on calcule le facteur de sécurité, par l'utilisation des équations (2), (3), (4) et (5).

Les constantes empiriques de calcul de $\tan\phi'_i$ et c'_i , **A**, **T**, et **B** dépends de la nature de terrain a analysé:

- $A = 0,050$,
- $T = 0$,
- $B = 0,539$.

Les résultats de calcul du facteur de sécurité sont les suivantes :

Cas 1	α	h	Δ x	Sin α	Cos α	Cos ² α	$\frac{\Delta x}{\cos \alpha}$	γh	σ'_i	Tan φ_i'	c'_i	$\frac{(\sigma'_i \tan \varphi_i' + c'_i) \Delta x}{\cos \alpha}$	$\gamma h \Delta x \sin \alpha$
1	-10	1,6	5	-0,17	0,98	-0,17	5,1	33,6	-5,712	0,64	3,38	-1,36	-28,56
2	-4	4,4	5	-0,06	0,99	0,96	5,05	92,4	88,7	0,18	14,85	155,62	-27,72
3	0	6,6	5	0	1	1	5	138,6	138,6	0,14	18,89	191,47	00
4	4	8,4	5	0,06	0,99	0,96	5,05	176,4	169,34	0,13	21,04	217,47	52,92
5	10	8	5	0,17	0,98	-0,17	5,1	168	-28,56	0,3	8,06	-2,56	142,8
6	20	8,5	5	0,34	0,93	0,76	5,37	178,5	135,66	0,14	18,67	202,29	303,45
7	30	8,3	5	0,5	0,86	-1	5,81	174,3	-174,3	0,13	21,37	-7,43	435,75
8	33	7	5	0,54	0,83	0,98	6,02	147	144,06	0,14	19,29	273,55	396,9

Tab 4.6 : Résultats de calcul de coefficient de sécurité pour le cas n° 1

Facteur de sécurité : $F_s = 0,775$

Cas 1	α	h	Δ x	Sin α	Cos α	Cos ² α	$\frac{\Delta x}{\cos \alpha}$	γh	σ'_i	Tan φ_i'	c'_i	$\frac{(\sigma'_i \tan \varphi_i' + c'_i) \Delta x}{\cos \alpha}$	$\gamma h \Delta x \sin \alpha$
1	-10	1,6	5	-0,17	0,98	-0,17	5,1	33,6	29,97	0,29	8,27	86,53	-28,56
2	-4	4,4	5	-0,06	0,99	0,96	5,05	92,4	92,56	0,17	15,19	156,22	-27,72
3	0	6,6	5	0	1	1	5	138,6	138,6	0,14	18,89	191,49	00
4	4	8,4	5	0,06	0,99	0,96	5,05	176,4	172,45	0,13	21,25	220,56	52,92
5	10	8	5	0,17	0,98	-0,17	5,1	168	155,47	0,14	20,10	253,52	142,8
6	20	8,5	5	0,34	0,93	0,76	5,37	178,5	159,14	0,13	20,35	220,40	303,45
7	30	8,3	5	0,5	0,86	-1	5,81	174,3	144,21	0,14	19,30	229,43	435,75
8	33	7	5	0,54	0,83	0,98	6,02	147	116,92	0,15	17,24	209,36	396,9

Tab 4.7 : Corrections mathématiques (1) selon la solution de Bishop

Facteur de sécurité après les corrections : $F_s = 1,238$

Cas 1	α	h	Δ x	Sin α	Cos α	Cos ² α	$\frac{\Delta x}{\cos \alpha}$	γh	σ'_i	Tan φ_i'	c'_i	$(\sigma' \tan \varphi_i' + c_i') \frac{\Delta x}{\cos \alpha}$	$\gamma h \cdot \Delta x \sin \alpha$
1	-10	1,6	5	-0,17	0,98	-0,17	5,1	33,6	36,27	0,27	9,17	96,72	-28,56
2	-4	4,4	5	-0,06	0,99	0,96	5,05	92,4	94,16	0,17	15,34	158,30	-27,72
3	0	6,6	5	0	1	1	5	138,6	138,6	0,14	18,89	191,49	00
4	4	8,4	5	0,06	0,99	0,96	5,05	176,4	173,92	0,13	21,35	222,01	52,92
5	10	8	5	0,17	0,98	-0,17	5,1	168	161,9	0,13	20,54	212,12	142,8
6	20	8,5	5	0,34	0,93	0,76	5,37	178,5	166,16	0,13	20,83	227,88	303,45
7	30	8,3	5	0,5	0,86	-1	5,81	174,3	155,16	0,14	20,08	242,87	435,75
8	33	7	5	0,54	0,83	0,98	6,02	147	127,89	0,15	18,18	224,40	396,9

Tab 4.8 : Corrections mathématiques (2) selon la solution de Bishop

Facteur de sécurité après les corrections : $F_s = 1,235$

Cas 1	α	h	Δ x	Sin α	Cos α	Cos ² α	$\frac{\Delta x}{\cos \alpha}$	γh	σ'_i	Tan φ_i'	c'_i	$(\sigma' \tan \varphi_i' + c_i') \frac{\Delta x}{\cos \alpha}$	$\gamma h \cdot \Delta x \sin \alpha$
1	-10	1,6	5	-0,17	0,98	-0,17	5,1	33,6	36,3	0,27	9,17	96,79	-28,56
2	-4	4,4	5	-0,06	0,99	0,96	5,05	92,4	94,17	0,17	15,34	158,32	-27,72
3	0	6,6	5	0	1	1	5	138,6	138,6	0,14	18,89	191,49	00
4	4	8,4	5	0,06	0,99	0,96	5,05	176,4	173,91	0,13	21,35	222,00	52,92
5	10	8	5	0,17	0,98	-0,17	5,1	168	162,05	0,13	20,55	212,27	142,8
6	20	8,5	5	0,34	0,93	0,76	5,37	178,5	166	0,13	20,82	227,71	303,45
7	30	8,3	5	0,5	0,86	-1	5,81	174,3	154,78	0,14	20,05	242,41	435,75
8	33	7	5	0,54	0,83	0,98	6,02	147	127,43	0,15	18,05	223,73	396,9

Tab 4.9 : Corrections mathématiques (3) selon la solution de Bishop

Facteur de sécurité après les corrections : $F_s = 1,234$

Cas 1	α	h	Δ x	Sin α	Cos α	Cos ² α	$\frac{\Delta x}{\cos \alpha}$	γh	σ'_i	Tan φ_i'	c'_i	$\frac{(\sigma'_i \tan \varphi_i' + c'_i) \Delta x}{\cos \alpha}$	$\gamma h \Delta x \sin \alpha$
1	-10	1,6	5	-0,17	0,98	-0,17	5,1	33,6	36,3	0,27	9,17	96,79	-28,56
2	-4	4,4	5	-0,06	0,99	0,96	5,05	92,4	94,17	0,17	15,34	158,32	-27,72
3	0	6,6	5	0	1	1	5	138,6	138,6	0,14	18,89	191,49	00
4	4	8,4	5	0,06	0,99	0,96	5,05	176,4	173,91	0,13	21,35	222,00	52,92
5	10	8	5	0,17	0,98	-0,17	5,1	168	162,05	0,13	20,55	212,27	142,8
6	20	8,5	5	0,34	0,93	0,76	5,37	178,5	166	0,13	20,82	227,71	303,45
7	30	8,3	5	0,5	0,86	-1	5,81	174,3	154,78	0,14	20,05	242,41	435,75
8	33	7	5	0,54	0,83	0,98	6,02	147	127,43	0,15	18,05	223,73	396,9

Facteur de sécurité après les corrections : **Fs = 1,234**

Tab 4.10 : Corrections mathématiques (4) selon la solution de Bishop

Choix n°2 : deux matériaux utilisé comme remblai (matériau de classe C1B5 pour le zonage)

Les analyses de l'ouvrage donnent les résultats suivants :

- X= 14,15m ;
- Y= 40,97m ;
- B = 8,19 m ;

Donc la surface critique de glissement est représentée sur le schéma suivant :

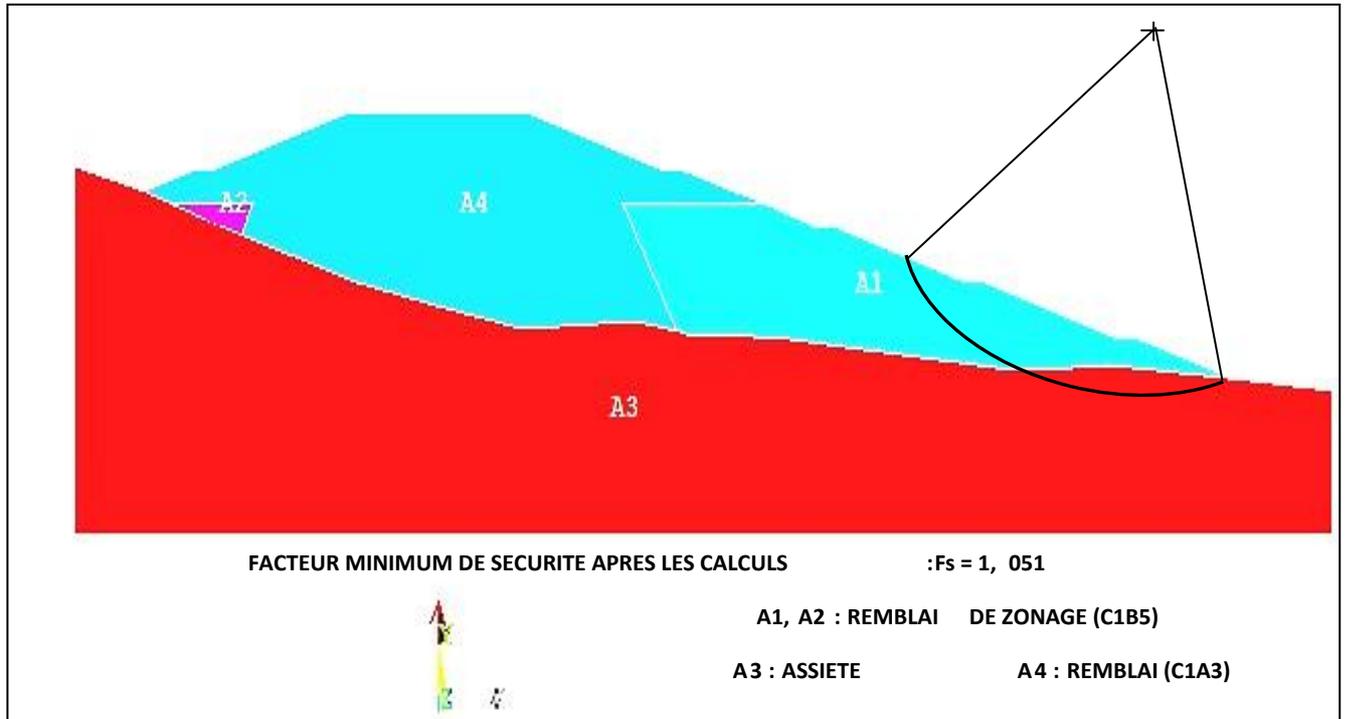


Fig 4.9 : surface critique de glissement (Choix n°2)

Le nombre des tranches fixé à 6

Les constantes empiriques de calcul de $\tan \varphi'_i$ et c'_i , **A**, **T**, et **B** dépendent de la nature de terrain analysé:

- $A = 0,050$,
- $T = 0$,
- $B = 0,539$.

Les résultats de calcul du facteur de sécurité sont les suivantes :

Cas	α	h	Δx	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$\cos^2 \alpha$	$\frac{\Delta x}{\cos \alpha}$	γh	σ'_i	$\tan \varphi'_i$	c'_i	$\frac{(\sigma'_i \tan \varphi'_i + c'_i)}{\cos \alpha}$	$\frac{\gamma h \Delta x}{\sin \alpha}$
1	-6	3	8,82	-0,10	0,99	0,80	8,9	63	50,4	0,26	12,50	227,93	-55,56
2	0	7	8,82	0	1	1	8,82	147	147	0,16	22,26	403,86	0
3	6	8,75	8,82	0,10	0,99	0,80	8,9	183,75	147	0,16	22,26	411	162,06
4	20	10	8,82	0,34	0,93	0,76	9,48	210	159,6	0,15	23,27	447,36	629,74
5	30	9,75	8,82	0,50	0,86	-1	10,25	204,75	176,08	0,15	24,54	522,31	902,94
6	40	6,5	8,82	0,64	0,76	-0,93	11,60	136,5	103,74	0,19	18,45	442,729	770,51

Tab 4.11 : Résultats de calcul de coefficient de sécurité pour le cas n° 2

Facteur de sécurité : $F_s = 1,019$

Cas 2	α	h	Δx	Sin α	Cos α	Cos ² α	$\frac{\Delta x}{\cos \alpha}$	γh	σ'_i	Tan φ_i'	c'_i	$\frac{(\sigma'_i \tan \varphi_i' + c'_i) \Delta x}{\cos \alpha}$	$\gamma h \frac{\Delta x}{\sin \alpha}$
1	-6	3	8,82	-0,10	0,99	0,80	8,9	63	66,06	0,23	14,47	264,01	-55,56
2	0	7	8,82	0	1	1	8,82	147	147	0,16	22,26	403,86	0
3	6	8,75	8,82	0,10	0,99	0,80	8,9	183,75	178,46	0,15	24,72	458,29	162,06
4	20	10	8,82	0,34	0,93	0,76	9,48	210	191,43	0,14	25,67	497,48	629,74
5	30	9,75	8,82	0,5	0,86	-1	10,25	204,75	175,89	0,15	24,53	521,88	902,94
6	40	6,5	8,82	0,64	0,76	-0,93	11,60	136,5	104,89	0,19	18,56	446,54	770,51

Tab 4.12 : Corrections mathématiques (1) selon la solution de Bishop

Facteur de sécurité après les corrections : $F_s = 1,055$

Cas 2	α	h	Δx	Sin α	Cos α	Cos ² α	$\frac{\Delta x}{\cos \alpha}$	γh	σ'_i	Tan φ_i'	c'_i	$\frac{(\sigma'_i \tan \varphi_i' + c'_i) \Delta x}{\cos \alpha}$	$\gamma h \frac{\Delta x}{\sin \alpha}$
1	-6	3	8,82	-0,10	0,99	0,80	8,9	63	65,95	0,23	14,45	263,67	-55,56
2	0	7	8,82	0	1	1	8,82	147	147	0,16	22,26	403,86	0
3	6	8,75	8,82	0,10	0,99	0,80	8,9	183,75	178,6	0,15	24,73	458,57	162,06
4	20	10	8,82	0,34	0,93	0,76	9,48	210	191,87	0,14	25,70	498,37	629,74
5	30	9,75	8,82	0,5	0,86	-1	10,25	204,75	176,81	0,15	24,60	524,00	902,94
6	40	6,5	8,82	0,64	0,76	-0,93	11,60	136,5	105,75	0,19	18,64	449,39	770,51

Tab 4.13 : Corrections mathématiques (2) selon la solution de Bishop

Facteur de sécurité après les corrections : $F_s = 1,078$

Cas 2	α	h	Δx	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$\cos^2 \alpha$	$\frac{\Delta x}{\cos \alpha}$	γh	σ'_i	$\tan \varphi_i'$	c'_i	$\frac{(\sigma' \tan \varphi_i' + c'_i) \Delta x}{\cos \alpha}$	$\gamma h \frac{\Delta x}{\sin \alpha}$
1	-6	3	8,82	-0,10	0,99	0,80	8,9	63	65,88	0,23	14,44	263,45	-55,56
2	0	7	8,82	0	1	1	8,82	147	147	0,16	22,26	403,86	0
3	6	8,75	8,82	0,10	0,99	0,80	8,9	183,75	178,72	0,14	24,74	442,90	162,06
4	20	10	8,82	0,34	0,93	0,76	9,48	210	192,23	0,14	25,73	499,09	629,74
5	30	9,75	8,82	0,5	0,86	-1	10,25	204,75	177,32	0,15	24,63	525,18	902,94
6	40	6,5	8,82	0,64	0,76	-0,93	11,60	136,5	106,27	0,19	18,69	451,10	770,51

Tab 4.14 : Corrections mathématiques (3) selon la solution de Bishop

Facteur de sécurité après les corrections : $F_s = 1,052$

Cas 2	α	h	Δx	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$\cos^2 \alpha$	$\frac{\Delta x}{\cos \alpha}$	γh	σ'_i	$\tan \varphi_i'$	c'_i	$\frac{(\sigma' \tan \varphi_i' + c'_i) \Delta x}{\cos \alpha}$	$\gamma h \frac{\Delta x}{\sin \alpha}$
1	-6	3	8,82	-0,10	0,99	0,80	8,9	63	65,95	0,23	14,54	263,67	-55,56
2	0	7	8,82	0	1	1	8,82	147	147	0,16	22,26	403,86	0
3	6	8,75	8,82	0,10	0,99	0,80	8,9	183,75	178,77	0,14	24,74	443	162,06
4	20	10	8,82	0,34	0,93	0,76	9,48	210	191,8	0,14	25,70	498,23	629,74
5	30	9,75	8,82	0,5	0,86	-1	10,25	204,75	176,68	0,15	24,59	523,69	902,94
6	40	6,5	8,82	0,64	0,76	-0,93	11,60	136,5	105,59	0,19	18,63	448,85	770,51

Tab 4.15 : Corrections mathématiques (4) selon la solution de Bishop

Facteur de sécurité après les corrections : $F_s = 1,051$

Cas 2	α	h	Δx	Sin α	Cos α	Cos ² α	$\frac{\Delta x}{\cos \alpha}$	γh	σ'_i	Tan φ_i'	c'_i	$(\sigma' \tan \varphi_i' + c'_i) \frac{\Delta x}{\cos \alpha}$	$\frac{\gamma h \Delta x}{\sin \alpha}$
1	-6	3	8,82	-0,10	0,99	0,80	8,9	63	65,95	0,23	14,45	263,67	-55,56
2	0	7	8,82	0	1	1	8,82	147	147	0,16	22,26	403,86	0
3	6	8,75	8,82	0,10	0,99	0,80	8,9	183,75	178,77	0,14	24,74	443	162,06
4	20	10	8,82	0,34	0,93	0,76	9,48	210	191,8	0,14	25,70	498,23	629,74
5	30	9,75	8,82	0,5	0,86	-1	10,25	204,75	176,68	0,15	24,59	523,69	902,94
6	40	6,5	8,82	0,64	0,76	-0,93	11,60	136,5	105,59	0,19	18,63	448,85	770,51

Tab 4.16 : Corrections mathématiques (5) selon la solution de Bishop

Facteur de sécurité après les corrections : $F_s =$ 1,051

PROPOSITION POUR RESOUDRE LE PROBLEME DE L'INSTABILITE DE L'OUVRAGE

Mise en œuvre d'un contre fort

- **Type de matériaux de contre fort :**

On utilise un matériau rocheux de classe **R2** (calcaires rocheux divers). De densité $d = 21(kN/m^3)$ de cohésion $C = 4 (kN/m^2)$, et d'angle de frottement interne $\phi = 35^\circ$.

Ce matériaux spécifique jou le rôle d'une butée et drainé de l'ouvrage, pour le but de diminué les charges et les contraintes appliqués sur la zone probable de glissement.

- **La forme proposée de contre fort :**

N	X (m)	Y (m)	Z (m)
1	.000000	.000000	.000000
2	.000000	-2.50000	.000000
3	17.94400	1.65500	.000000
4	9.94400	2.94500	.000000
5	-9.20600	2.94500	.000000

Tab 4.17 :Cordonnées du contre fort

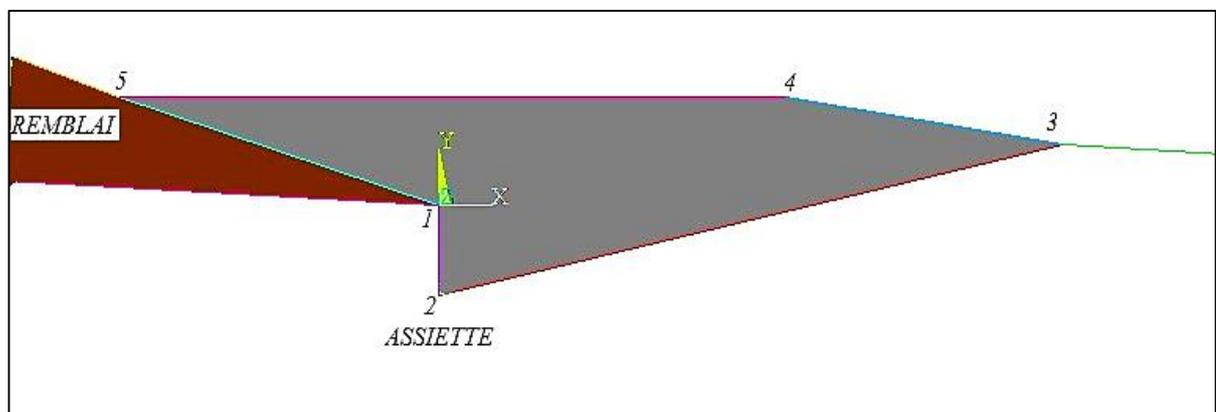


Fig 4.10 : La forme de contre fort proposé

CONCLUSION GENERALE

Avant les études de stabilité de remblai, on a présenté une généralité sur les remblais et le principe de conception des grands remblais, et on a cité les différentes méthodes d'analyse de stabilité des remblais.

Pour notre projet nous nous sommes étudiés la stabilité d'un remblai autoroutier par les méthodes de solution non linéaires, analytiquement par la solution de Bishop.

On a procédé au traitement du remblai mis en dépôt pour augmenter sa stabilité en donnant plus d'aspect de cohérence entre les différentes couches du remblai.

La proposition d'utilisation d'un contre fort, permis d'agrandir le coefficient de sécurité, et de diminué la zone de déformation et des contraintes maximums appliquée sur l'ouvrage.

Afin de mieux stabiliser ce remblai et mettre fin à toutes sortes de mouvements de son terrain ainsi que servir le projet en terme économique, on a rajouté une autre couche de remblai de 6 mètres d'épaisseur au milieu du remblai (à la hauteur de 18 mètres depuis l'assise) afin d'augmenter sa stabilité.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

- [1] **MOKHTAR AHDOUGA. S** « Analyse de la stabilité d'un remblai », 2018.
- [2] **JEAN-PIERRE MAGNAN**, «Remblais et fondation sur sols compressible », Presses de l'école nationale des ponts et chaussée,1984.
- [3] **SCHLOSSER.F, MAGNAN J.P.**, «Cours de mécanique des sols de l'école nationale des pont et chaussées »,1984 (Paris).
- [4] **J.P.GOURC ET E.M. PALMEIRA**, « Les géosynthétique en drainage et filtration ».
- [5] **M.KHMISSA**, « Méthodes d'analyse de la stabilité et technique de stabilisation des pentes », JNGG, 2006 Lyon (France).
- [6] **MR. KABOU YANOUR, MR. MERAD LARBI**, « Etude de stabilité de confortement du glissement de terrain de Targua ouzemour (Bejaia).
- [7] **AKOU YASMINA**, «Etude expérimentale et modélisation de l'élargissement des remblais sur sols compressible»,1995(Paris).
- [8] **AFNOR, NORME FRANÇAISE. NF P 94-156.** Mesure a l'inclinomètre,1995.
- [9] **D. BOREL, C. DELOUNAY, B. GRAWITZ**, « Système de mesure de tassement de sol supports compressible, Colloque CFBR_Fondation des barrages, 2015.
- [10] **AUTOROUTE EST-OUEST ALGERIE, LOT UNIQUE EST**, « Document d'exécution rapport des haute remblais, COJJAL, 2009.

RESUME

Dans ce travail nous nous sommes intéressés par l'étude de stabilité d'un remblai à grand hauteur. Au niveau de la Wilaya d'El Tarf, pour les travaux de construction de l'auto route Algérienne Est-Ouest.

Pour cela on a devisé le travail en quatre chapitres :

Le premier chapitre désigné une généralité sur les remblais et le principe de conception des grands remblais, quand le deuxième décrit en détail les méthodes d'analyse de la stabilité des remblais. Le troisième chapitre montre le principe de calcul des tassements par tassomètre, et l'inclinomètre. Le dernier chapitre étudié en détail la stabilité de l'ouvrage en question dans différents configurations analytiquement par la solution de Bishop et la proposition d'une solution de confortement nécessaire a la stabilité.

Mots clés : stabilité – remblai – tassements – confortement.

ملخص

في هذا العمل، قمنا بدراسة استقرار ردم ترابي ذو ارتفاع كبير. على مستوى ولاية الطرف لأعمال إنشاء طريق السيارة الجزائر شرق -غرب. لهذا قمنا بتقسيم العمل إلى أربعة فصول: يصف الفصل الأول عموميات حول الردم الترابي ومبدأ انشاءها، بينما يصف الفصل الثاني بالتفصيل طرق تحليل ثبات الردوم الترابية. الفصل الثالث يوضح مبدأ حساب ارتصاص التربة بواسطة مقياس تاسوميتر، ومقياس الميلان.. درس الفصل الأخير بالتفصيل استقرار الهيكل المعني في تكوينات مختلفة تحليليًا من خلال حل Bishop واقتراح حل التعزيز الضروري للاستقرار. **كلمات مفتاحية :** استقرار - ردم ترابي -هبوط.

ABSTRACT

In this work, we were interested in the study of the stability of a fill in large height on the level of the Wilaya of El Tarf, for the building work of the car East-West Algerian road. For That one devise work in four chapters:

The first chapter describes a generality on embankments and the design principle of large embankments, while the second describes in detail the method of embankment stability analysis. The third chapter shows the principle of calculation of settlements by tassometer, and the inclinometer.

The last chapter studied in detail the stability of the structure in question in different configurations analytically by Bishop's solution and the proposal of a reinforcement solution necessary for stability.

Key words: stability - embankment - settlement - comfortably.

