

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

I-1- Généralités :

Le glissement de terrain est l'ensemble des déplacements du sol ou du sous-sol, d'un terrain naturel donné.

Une fois déclarés, les mouvements de terrain peuvent être regroupés en deux grandes catégories, selon le mode d'application des phénomènes observés.

Il existe, d'une part, des processus lents et continus (affaissements, tassements...) et d'autre part, des événements plus rapides et discontinus, comme les effondrements, les éboulements, les chutes.

I-1-1- Classification des mouvements de terrain :

Plusieurs classifications sont possibles selon les critères de choix motivé par la spécialité des auteurs (critère géologique, critère mécanique.....). En fait la classification n'est pas une fin en soit, mais un moyen de dénombrer les principaux types de mouvement, de façon à pouvoir évoquer certaines de leur caractéristiques essentielles ou de les retrouver.

On retiendra la classification agréée par le comité international de géologie de l'ingénieur, qui distingue quatre catégories :

-Écroulement –Glissement –Fluage –Coulée.

I-1-1-1- Les écroulement :

Les écroulements sont des chutes soudaines de masses rocheuses importantes occasionnés généralement par des fissures préexistantes, représentés par l'effondrement d'un plan de falaise vertical formant au pied du versant un amas de matériaux grossiers pouvant s'étendre sur plusieurs kilomètres. Les terrains donnant lieu à des écroulements sont exclusivement les roches massives pouvant former de hautes falaises (calcaire, roches cristallines et cristallophylliennes).

I-1-1-2-Fluage :

Les fluages correspondent à des mouvements lents dus à des sollicitations atteignant le domaine plastique qui sont de ce fait proche de la rupture. L'état ultime peut être

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

soit la stabilisation soit la rupture. Ces mouvements affectent principalement des versants naturels divers. [1]

I-1-1-3- Les coulées :

Les coulées constituent des mouvements de terrain qui s'assimilent largement autant à des problèmes de transport de matériaux par l'eau, qu'à des problèmes de glissement. Le mouvement de la coulée est analogue à celui d'un fluide visqueux, il concerne les matériaux meubles généralement saturés cependant, ce sont souvent Les caractéristiques générales des coulées peuvent être énumérées comme suit :

- Les matériaux sont meubles, hétérogènes à matrice argileuses.
- Le phénomène se déclenche généralement lorsque le matériau dépasse une teneur en eau critique le rendant semi fluide.
- Les coulées s'accroissent aux dépends des terrains meubles rencontrés dans leur progression.
- Les distances franchies par les coulées sont sans commune mesure avec l'étendue couverte initialement par les matériaux qui leurs ont donné naissance.
- La vitesse est très irrégulière : on observe des arrêts de mouvement ainsi que des reprises brusques.
- La vitesse semble liée au degré de saturation en eau du sol et plus généralement aux pressions interstitielles qui dépendent de la pluviométrie. La coulée se caractérise par des mouvements saisonniers.
- Les masses en mouvement peuvent atteindre plusieurs m³.

I-1-1-4- Les glissements :

Un glissement de terrain, est le détachement d'un versant instable de ou colline qui glisse dans le sens de la pente. Le volume du glissement dépend montagne de la surface et de la profondeur de la rupture.

Ce phénomène fera l'objet d'une étude plus approfondie.

I-1-2- Les zones propices aux mouvements de terrain :

Certaines zones sont propices aux mouvements de terrain.

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

- Les falaises sont des zones à risque, à cause de l'eau qui s'infiltré dans les fissures de la roche. En gelant, elle y exerce des pressions importantes, L'alternance gel/dégel, La fragilise et la fissure s'approfondie et s'élargit jusqu'au point de rupture (écroulements et effondrements).
- Les zones à pentes moyennes ($40^{\circ}/50^{\circ}$) sont aussi des zones à risques. La couche d'humus reposant sur la couche peut glisser. Le glissement se produit quand cette couche est très humide (le glissement de terrain).
- Les terrains dont le sous-sol est creusé par des cavités (artificielles ou naturelles) sont des zones à risque, qui peuvent s'affaisser ou s'effondrer.

I-2- Les glissements de terrain :

I-2-1- Définition d'un glissement de terrain :

Le glissement de terrain est un phénomène géologique qui correspond au déplacement de terrains meubles ou rocheux le long d'une surface de rupture.

Des glissements de terrain peuvent être à l'origine de catastrophes naturelles engendrant des morts. Ils se produisent généralement dans des matériaux faiblement cohérents (marnes, argiles).

Un glissement de terrain se produit lorsque les contraintes de cisaillement, dues aux forces motrices telles que le poids, excèdent la résistance du sol le long de la surface de rupture.

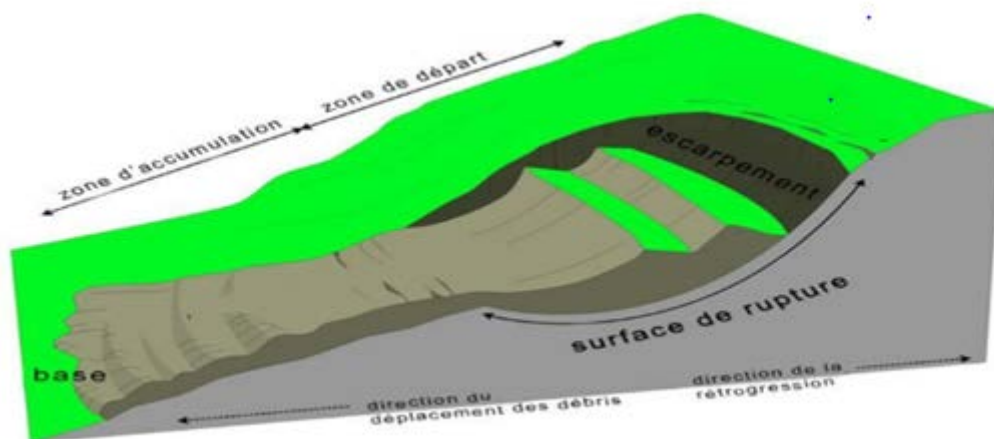


Figure I.1 : Glissement de terrain.

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

Le volume des glissements de terrain est très variable : de quelques mètres cube (loupes) à plusieurs million de mètres cubes (versant entiers). Le moteur de ce phénomène est toujours la pesanteur. C'est-à-dire le sol se déplace sous l'effet de la gravité interne.

Les facteurs déclenchant sont généralement :

- Les modifications du régime hydraulique (saturation du matériau, augmentation dépressions interstitielles, etc.) ;
- Les terrassements ;
- L'érosion naturelle (ruissellement, érosion de berges) ;
- Les accélérations produites par séismes.

On distingue deux grandes classes qui peuvent éventuellement se combiner pour donner naissance aux glissements composés :

- Les glissements plans.
- Les glissements rotationnels simples ou complexes.

I-2-1-1- Glissements plans :

Ils se produisent suivant un plan, le plus souvent au niveau d'une zone de discontinuité entre deux matériaux de nature différente par exemple limite entre une altérité et son substrat (figue I-2). La ligne de rupture suit une couche mince de mauvaises caractéristiques sur la quelle s'exerce souvent l'action de l'eau.

I-2-1-2- Glissements rotationnels :

Dans ce type de mouvement, il se produit un basculement de la masse glissé le long d'une surface courbe plus ou moins circulaire. Ces mouvements peuvent être simples ou complexe.

a-Glisement rotationnel simple :

Les mouvements simples qui sont les plus courants ont une surface de rupture proche ou assimilable à un cercle et leur étude fait appel aux méthodes d'analyses classiques de la mécanique des sols. [2]

Ils peuvent être superficiels ou profond:

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

- Les glissements superficiels sont les glissements de crête et le glissement de pied.
- les glissements profonds intéressent surtout les remblais sur sol mou ou le cercle de rupture tangent au substratum lorsque ce dernier est trop profond.

b-Glissements rotationnels complexes :

Les glissements complexes ont souvent une surface de rupture non circulaire. Les ruptures non circulaires peuvent avoir différentes causes :

- Anisotropie de structure ;
- Anisotropie mécanique ;
- Caractéristiques mécaniques variant en profondeur ;
- Suppression d'une butée de pied entraînant une rupture régressive ou un effondrement. Citons :
 - Les glissements en escalier constitué par un ensemble de glissement en courbes peu profonds créant une topographie en escalier.

On distingue :

- Les glissements par suppression de la butée et effondrement d'un coin de terrain.
- Les glissements composés : ces derniers peuvent être une composition des différents glissements précédemment décrits. La géométrie des couches peut induire une surface de rupture qui se compose d'une composition d'éléments plans et d'éléments courbes.

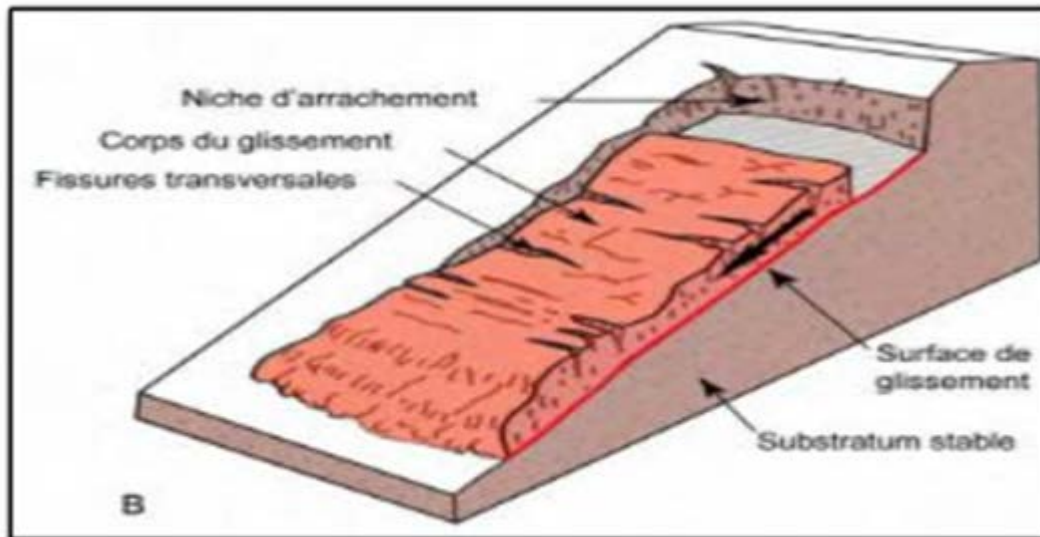


Figure I-2: Glissements plans.[3]

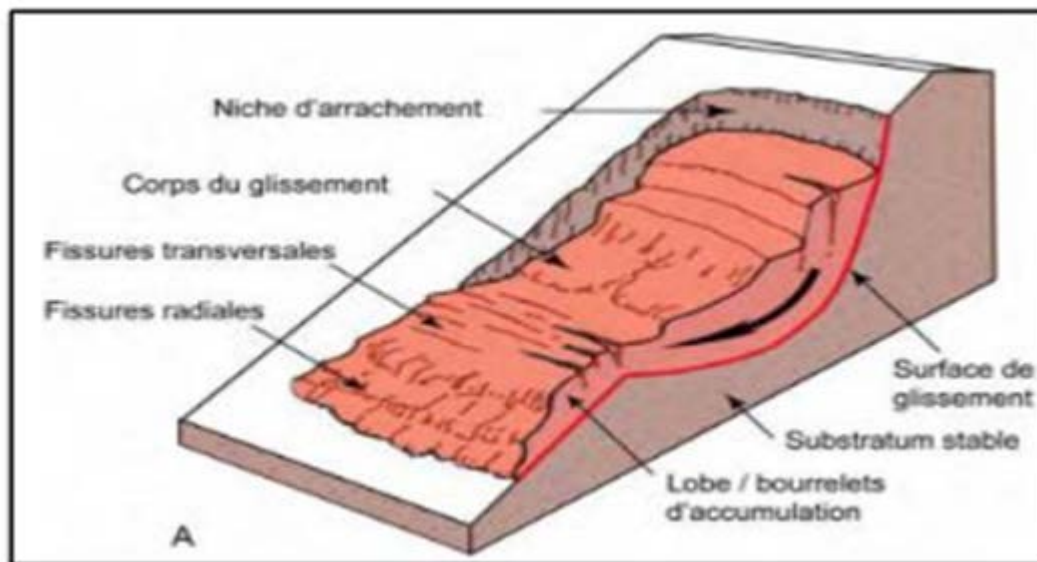


Figure I-3: Glissements rotationnel. [3]

Glissements rotationnel et plans (modifié d'après Varnes, 1978; USGS, 2004) [3]

I-2-2- Aspect général des glissements :

La rupture par glissement d'un talus se manifeste habituellement par un déplacement en bloc d'une partie du massif. La surface de glissement est assimilable à une surface cylindrique. On fera donc l'étude pour des tranches de massif d'épaisseur unité, découpées perpendiculairement à l'axe de surface de rupture. Si on représente la coupe transversale du terrain (donc une tranche), L'aspect de la surface de rupture sera donc un arc de cercle. Le sommet du talus s'affaisse et il se forme un bourrelet de pied.

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

On distinguera trois catégories de cercle de rupture (Figure I-4) :

- cercle de pente (1) ;
- cercle de pied (2) ;
- cercle profond (3) ;

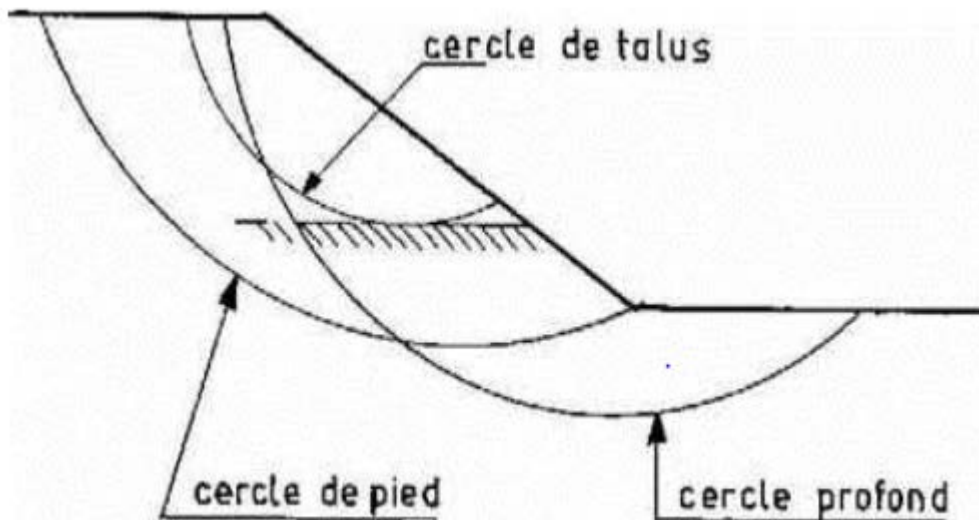


Figure I-4: Différentes formes du cercle de rupture.

Ces différents types n'aura pas les mêmes conséquences mais on peut dire que la stabilité dépend :

- des moments résistants (pris par rapport au centre du cercle de rupture), dus à la résistance au cisaillement le long de la ligne de rupture ;
- des moments moteurs dus principalement au poids du massif en déplacement.

Il y aura donc glissement si à un moment donné les moments sont supérieurs aux moments résistants. [4]

I-2-3- Principales causes des glissements de terrains :

Le processus d'instabilité d'une pente dépend de :

I-2-3-1- La nature du terrain :

La nature du terrain dépend de :

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

➤ Géométrie de terrain :

La pente de la surface du terrain constitue le premier facteur de stabilité ou d'instabilité. La pente critique dépend de la nature des sols ou des roches (caractéristiques de résistance au cisaillement) et de la présence d'eau dans le massif.

➤ Résistance au cisaillement des sols ou des roches :

Parmi les facteurs qui régissent la stabilité d'une pente, la résistance mécanique des sols et des roches constitue un élément essentiel.

Le mécanisme de rupture mis en œuvre dans les phénomènes d'instabilité fait intervenir la résistance au cisaillement.

Cette résistance, en un point donné, dépend de la nature des matériaux, de son histoire et de l'état de contraintes qui règne au point considéré. L'état de contraintes est fonction des diverses sollicitations appliquées au massif (chargement, déchargement, fluctuation de la nappe phréatique, etc.).

En cas de réactivation de glissements de versants naturels, les déplacements se produisent le long de surface de rupture préexistante. Sur cette surface de rupture, la résistance au cisaillement mobilisée est appelée résistance résiduelle.

La détermination de l'état de stabilité de versant nécessite donc la connaissance de deux types de paramètre des terrains rencontrés :

- La résistance au cisaillement à court ou long terme.
- La résistance au cisaillement résiduelle.

Dans le cas des argiles raides, que l'on rencontre fréquemment dans les versants instables (marnes oligocènes du bassin de la Limagne, argile des Flandres, marnes du Keuper, argile du lias, etc.), La courbe effort-déformation relevée lors d'un essai de cisaillement présente un pic de résistance plus ou moins marqué, suivi d'une décroissance sensible de la résistance au cisaillement : la valeur ultime est la résistance résiduelle. Cette dernière s'obtient en laboratoire par un essai de cisaillement alterné.

Les analyses de stabilité consistent habituellement en un calcul d'équilibre limite prenant en compte la résistance au cisaillement de pic. Dans le cas d'une première

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

rupture, et la résistance au cisaillement résiduelle, dans le cas de la réactivation d'un glissement.

En général, ce sont les paramètres de résistance drainés c' et ϕ' (valeur de pic) et cR' et $\phi R'$ (valeur résiduelles) qui régissent la stabilité de la pente.

I-2-3-2-Les actions extérieures qui agissent sur le sol:

➤ Actions hydrauliques :

La compréhension du régime hydraulique du site est un élément essentiel pour l'analyse d'une instabilité et dans la recherche des solutions.

Ceci conduit à s'intéresser à une zone nettement plus grande que celle qui est en mouvement: en effet, les conditions d'alimentation peuvent être complexes et dépendre de couches de terrains situées bien en amont.

La connaissance des conditions hydraulique les plus défavorables nécessite une longue durée d'observations sur le terrain. Par exemple, on peut choisir de prendre en compte les régimes hydrauliques mesurés durant une année dont la pluviométrie est décennale. Ceci étant rarement possible, des extrapolations peuvent être utilisés pour juger des conditions les plus défavorables.[5]

La détermination du régime hydraulique est souvent très difficile du fait de l'étendue des zones à prospecter et de l'hétérogénéité des sols rencontrés, et notamment de la présence d'accidents tectoniques qui perturbent sensiblement les nappes. Certains éléments sont de première importance. Il s'agit:

Des pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture; la nappe peut être statique ou présenter des gradins mettant en charge la couche le long de laquelle se produisent les mouvements.

De l'alimentation hydraulique du site : des couches plus perméables dont la capacité d'alimentation est importante sont susceptible d'exister et il est alors intéressant de les drainer; d'une manière plus générale, la perméabilité des terrains est un point important qui permet d'orienter les solutions de confortement.

De l'évolution de la nappe au cours du temps; les mouvements s'accroissent fortement au-delà d'un seuil critique.

➤ Les actions climatiques et anthropiques:

Les facteurs climatiques prépondérants sont constitués par les apports d'eau. Les autres actions externes, susceptibles de modifier l'état d'équilibre d'un versant,

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

résultent principalement de modifications de géométrie, de chargements et de déchargements.

➤ **Pluie, neige, évapotranspiration:**

Les nappes sont alimentées principalement par les pluies et la fonte des neiges. D'autres phénomènes peuvent se rajouter, comme des infiltrations à partir de fossés, de bassins de rétention et d'adduction d'eau ou de réseaux d'assainissement.

➤ **Séismes :**

Les sollicitations sismiques peuvent être la cause de glissements de terrain. Deux phénomènes entrent en jeu dans ce cas:

- La liquéfaction des limons et sables fins saturés, susceptible de provoquer le glissement des formations sus-jacentes,
- La force inertielle déstabilisatrice due au séisme lui-même

I-2-3-3-Constructions sur pente :

La construction de remblais sur pente naturelle diminue la stabilité de l'ensemble de la pente et du remblai. Lorsque la pente naturelle est en équilibre, ou a connue des glissements par le passé, les charges apportées par les ouvrages (remblais, fondations, soutènements) peuvent provoquer des mouvements et des désordres importants. L'ouvrage mis en place peut dans certains cas être complètement détruit.

I-2-3-4-Déblai sur pente:

Les terrassements en déblai dans une pente, qui sont souvent réalisés pour construire des bâtiments ou des routes, peuvent conduire à des désordres de grande ampleur. Ces phénomènes s'observent dans les pentes naturelles en équilibre limite.

Avec des surfaces de glissement remontant loin en amont. Ils s'expliquent par la suppression de la butée de pied ; de faibles volumes de déblai peuvent provoquer des glissements d'ensemble.

L'action de raidissement d'une pente de talus joue défavorablement pour la stabilité de ce dernier.

I-3- Calcul de la Stabilité des pentes:

La stabilité des ouvrages en terre (déblais, remblais, digues) et des pentes naturelles est un problème qui préoccupe les géotechniciens tant praticiens que chercheurs. Les désordres engendrés par la rupture des pentes sont généralement spectaculaires, souvent destructifs et parfois meurtriers. De nombreuses méthodes de

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

calcul de stabilité ont été proposées. Celles-ci se différencient par les hypothèses admises par leurs auteurs (méthodes de calcul en équilibre limite, méthodes de calcul à la rupture, méthodes de calcul en déformations) et par la facilité de leur mise en œuvre (calculs à l'aide d'abaques, calculs automatiques à l'aide de logiciels), mais elles s'accordent toutes à définir un coefficient de sécurité global en fonction duquel la stabilité du talus étudié est considérée comme assurée ou compromise, ou par des coefficients de sécurité partiels affectant, d'une part, les sollicitations appliquées et, d'autre part, les propriétés mécaniques des sols. Diverses techniques de renforcement des talus ont par ailleurs été développées. Elles se différencient par le procédé de leur réalisation, leur coût et leur durabilité [6].

La stabilité des pentes peut être améliorée avec différentes manières : aplatissement de la pente en modifiant la géométrie extérieure du sol (terrain), en effectuant un drainage extérieur, en utilisant des techniques d'amélioration du sol ou en installant des structures de soutènement tels que des murs de soutènement ou des pieux. La première solution mène à la réduction des forces qui provoquent le glissement ; les autres solutions, mènent en général à l'augmentation des forces de résistance.

I-3-1 Notion de coefficient de sécurité :

I-3-1-1 Définition du coefficient de sécurité : Le calcul de la stabilité des pentes est généralement estimé à l'aide d'un coefficient appelé: coefficient de sécurité FS. Ce coefficient est défini comme étant le rapport du moment par rapport à un point fixe de la résultante des forces résistantes au glissement aux forces provoquant le glissement. Le coefficient de sécurité F est défini par l'expression suivante :

$$F_s = \frac{\tau_{\max}}{\tau} \quad (\text{I.1})$$

Avec τ_{\max} : résistance au cisaillement du sol;

τ : Contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface.

La contrainte de cisaillement d'équilibre est la contrainte de cisaillement nécessaire pour maintenir la pente juste stable ; l'équation (1) peut être exprimée comme :

$$\tau = \frac{T}{F_s} \quad (\text{I.2})$$

La résistance au cisaillement peut être exprimée par l'équation de Mohr-Coulomb. Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de la contrainte totale, l'équation (I.1) est écrite comme :

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

$$\tau = \frac{c + \sigma \tan \phi}{F_s} \quad (I.3)$$

Où c et ϕ sont la cohésion et l'angle de frottement pour le sol, respectivement, et σ est la contrainte totale normale sur le plan de cisaillement. Les mêmes valeurs pour le coefficient de sécurité sont appliquées à la cohésion et à l'angle de frottement dans cette équation.

Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de contrainte effective, la seule modification de ce qui précède est que l'équation (1) est écrite en termes d'efficacité, comme suit:

$$\tau = \frac{c' + (\sigma - \mu) \tan \phi'}{F_s} \quad (I.4)$$

c' et ϕ' représentent les paramètres de résistance au cisaillement effective en termes de la contrainte effective, et μ est la pression de l'eau interstitielle

I-3-1-2- Calcul du coefficient de sécurité :

Considérons un élément carré d'unité ($dx = dy = 1$) exposé aux contraintes normales σ_1 et σ_2 appliquées aux côtés de l'élément. Comme l'élément est assez petit, il est donc logique d'accepter que le plan de rupture soit une ligne droite. L'inclinaison du plan de rupture est définie par l'angle θ . La rupture du milieu est normalement due aux contraintes de cisaillement développées à la surface de rupture. A partir des équations d'équilibre, la contrainte mobilisée de cisaillement τ_f et la contrainte normale mobilisée σ_f au plan de rupture peuvent être déterminées en fonction de σ_1 et σ_3 [7]

Contrainte normale au plan de rupture:

$$\sigma_f = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos 2\theta \quad (4)$$

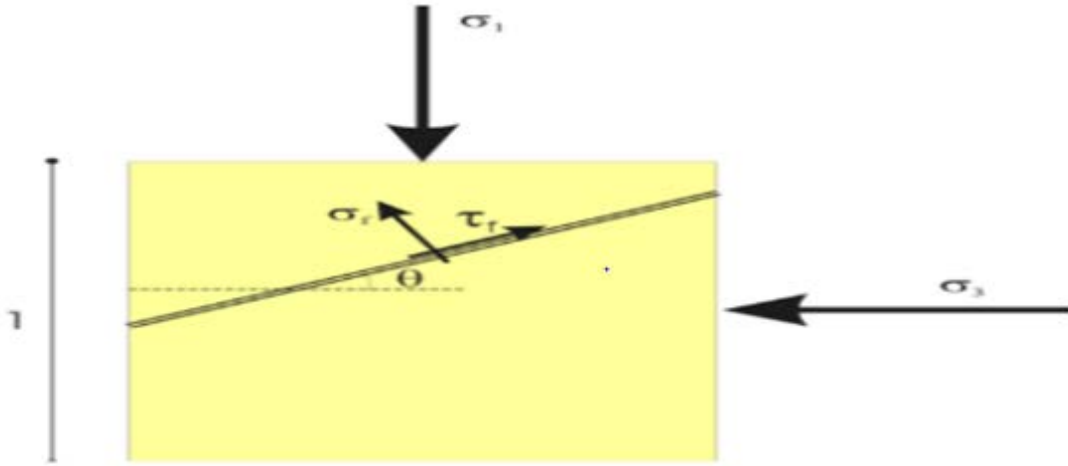


Figure I.5 : Calcul de coefficient de sécurité.

Contrainte tangentielle au plan de rupture :

$$\tau_f = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \sin 2\theta \quad (I.5)$$

On définit le facteur de sécurité FS comme le rapport de la résistance au cisaillement disponible à la résistance au cisaillement mobilisée, ce qui traduit la réserve de sécurité dispose le terrain sous cette sollicitation ($\sigma_1 ; \sigma_3$) et en fonction du critère de rupture (c, f).

FS= Résistance au cisaillement disponible / Résistance au cisaillement mobilisée

Donc, on peut écrire:

$$F_S = \frac{c + \sigma_f \cdot \tan \varphi}{\tau_f} \quad (I.6)$$

En remplaçant les équations (I.4) et (I.5) dans l'équation (I.6), on trouve:

$$F_S = \frac{c + \left(\sigma_f = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos 2\theta \right) \tan \varphi}{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta} \quad (I.7)$$

En mécanique et selon le critère de Mohr-Coulomb, nous pouvons prouver que l'angle du plan de rupture est égal à $45 + \varphi/2$ par rapport à la direction principale.

Il est uniquement fonction de l'angle de frottement. Nous pouvons donc calculer la valeur du facteur de sécurité par rapport au plan potentiel de rupture. En remplaçant la valeur de θ par $45 + \varphi/2$ dans la relation (I.8), nous trouvons:

$$F_S = \frac{\tau_m}{\tau_d} = \frac{[c/\tan \varphi + 0.5 \times (\sigma_1 + \sigma_3) - 0.5 \times (\sigma_1 - \sigma_3) \times \sin \varphi] \tan \varphi}{0.5 \times (\sigma_1 - \sigma_3) \cos \varphi} \quad (I.8)$$

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

I-3-1-3- Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité:

Le facteur de sécurité minimal FS adopté est assez rarement inférieur à 1,5. Il peut quelquefois être égal à 2, voire à 2,5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion drainé C_u).

Pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles pendant un moment très court ou pour des fréquences faible : 1,2 voire 1,1. Mais pour pouvoir se rapprocher ainsi de 1, c'est-à-dire de la rupture, il faut être sûr de la validité des hypothèses et des paramètres adoptés, ce qui souvent est difficile en géotechnique.

Le tableau ci-dessous, nous donne les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure.

FS	Etat de l'ouvrage
<1	Danger
1.0-1.25	sécurité contestable
1.25-1.4	sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique
>1.4	satisfaisante pour les barrages

Tableau 1 : Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage.[7]

Le coefficient de sécurité est lié à:

- L'approche adoptée pour calculer ce coefficient;
- L'état de contraintes dans le milieu (Méthode adoptée);
- Aux propriétés du milieu;
- L'hypothèse de la forme de la surface de rupture.

I-3-2-Classes de méthodes de calcul de la stabilité des pentes:

Les méthodes de calcul de stabilité des terrains sont basées sur la constatation suivante : lorsqu'il y a glissement de terrain, il y a séparation d'une masse du sol du

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

reste du massif et son glissement se fait suivant une surface de rupture. Ayant défini une surface de rupture « S », on étudie la stabilité de la masse (1) mobile par rapport au massif (2) qui est fixe (figure I-6).

Les principales méthodes de calcul de la stabilité des talus sont :

- Les méthodes classiques basées sur l'équilibre limite et de l'analyse limites ;
- Les méthodes de la réduction de la résistance au cisaillement utilisées par les codes utilisant la méthode des éléments finis et des différences finies.

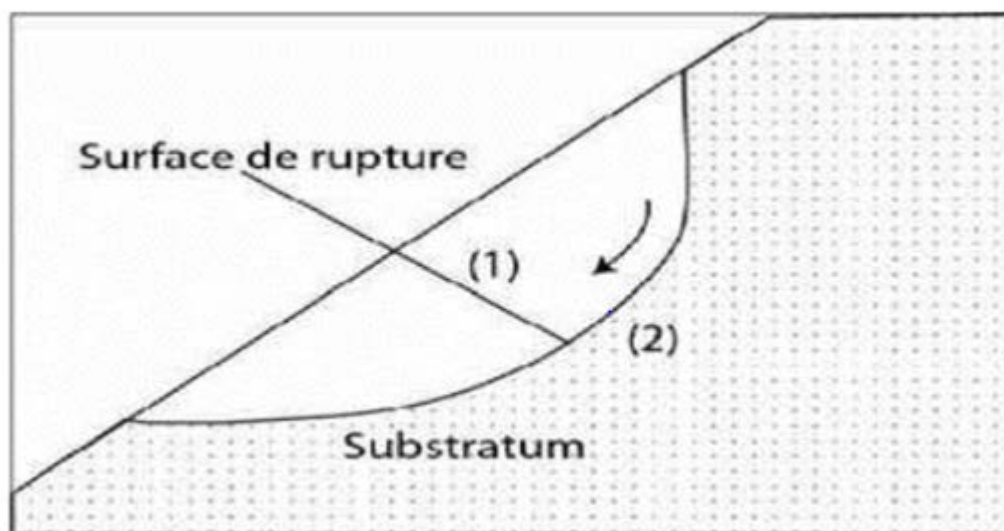


Figure I.6 : Surface de rupture.

I-3-2-1- Méthodes de l'équilibre limite :

Principes:

Les méthodes dites d'équilibre limite sont très nombreuses, mais elles sont toutes basées sur le déplacement rigide d'une partie du sol de la pente par rapport à une autre selon une surface critique de glissement, la mise en équations entre les variables est facile ; mais, sauf pour les cas les plus simples, le nombre des variables est bien supérieur au nombre d'équations.

Pour pouvoir résoudre le problème, il faut alors introduire des hypothèses supplémentaires simplificatrices, de manière à égaliser le nombre d'inconnues et le nombre d'équations.

On suppose que l'équilibre limite existe au moment de la rupture le long de la ligne de glissement. L'expérience montre que la zone en équilibre limite forme une bande assez étroite de part et d'autre de la zone de rupture. La stabilité de l'ensemble

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

est donc liée à celle de la bande considérée. Les méthodes de calcul consistent à rechercher la surface le long de laquelle le coefficient de sécurité FS est minimal.

Ce mode de calcul suppose que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique et obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement. Il est utilisé depuis plusieurs décennies et a donné naissance, dans l'hypothèse de ruptures rotationnelles, à plusieurs méthodes de calcul.

Les ruptures planes représentent un cas particulier très simple dans son principe. Pour les surfaces de rupture de forme quelconque, le calcul est beaucoup plus complexe.

Pour évaluer la stabilité des pentes par une méthode à l'équilibre limite, il existe des méthodes linéaires et non linéaires. Les méthodes linéaires sont des méthodes directes de calcul de FS et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif.

Ces méthodes sont basées sur les hypothèses suivantes : le massif en mouvement peut être décomposé en un ensemble de blocs rigides indéformables qui frottent les uns sur les autres. Le comportement de l'interface est presque toujours défini par la loi de Coulomb.

Ces hypothèses fortes des calculs à l'équilibre limite, distinguent une partie potentiellement mobile, séparée d'une partie fixe du massif, par une courbe de rupture définissant une rupture cinématiquement admissible. Dans ce cas :

- Le calcul d'équilibre est fait à la rupture.
- Les équations résolvantes sont des équations de la statique.
- Le coefficient de sécurité FS est spatialement bien déterminé (on peut considérer par exemple FS constant par tout).

Les avantages et les inconvénients de méthode de l'équilibre limite:

a- Les avantages:

- Facile à utiliser vue les hypothèses simplificatrices.
- Pour les formes simples leurs résultats diffèrent peu de ceux des méthodes rigoureuses.
- Moins coûteuses en moyen et en temps d'exécution.

b- Les inconvénients :

- Les hypothèses de ces méthodes sont loin être vérifiées pour les cas complexes.

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

- Elles ne considèrent pas les relations contraintes-déformations.
- Elles ne calculent pas les déplacements au sein de la pente.
- Elles ne tiennent pas en compte le mécanisme d'interaction de sol-structure.[8]

I-3-2-2- Méthode de l'analyse limite :

Ausilio et Al. Développé une méthodologie pour l'analyse de la stabilité des pentes renforcé avec des pieux en utilisant l'approche cinématique de l'analyse limite. D'après leurs études, l'emplacement optimal des pieux dans la pente est la partie proche du pied de la pente où la force de stabilisation nécessaire pour augmenter le facteur de sécurité à la valeur de désirée devient minimale Ils ont également constaté que les pieux semblent être très efficaces quand ils sont installés dans la région du milieu de la partie inférieure de la pente.

Nian et al ont conclu que l'emplacement optimal des pieux est proche du pied des pentes, où la force nécessaire pour augmenter la stabilité de la pente pour le facteur de sécurité de conception a la valeur la plus faible

La comparaison des valeurs de FS de la méthode de l'analyse limite à ceux obtenus par d'autres auteurs utilisant de différentes méthodes sont rapportés par Ausilio dans le tableau II-1 ci dessous

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

β (ratio)	c (kPa)	φ (degree)	FS analytical method	FS local FS method	FS Bishop's method	FS Eq. (13)
1:1	25	20	1.81	1.87	1.74	1.73
1:1	20	20	1.60	1.68	1.50	1.51
1:1	15	20	1.39	1.46	1.29	1.28
1:1	10	20	1.17	1.00	1.05	1.04
1:1	30	15	1.81	1.85	1.75	1.76
1:1	25	15	1.60	1.65	1.53	1.55
1:1	20	15	1.40	1.45	1.32	1.34
1:1	15	15	1.19	1.24	1.11	1.12
1:1	10	15	0.98	1.00	0.89	0.89
1:1	25	10	1.40	1.42	1.35	1.38
1:1	20	10	1.20	1.23	1.15	1.17
1:1	15	10	1.00	1.00	0.97	0.96
2:1	20	20	2.01	2.05	2.09	2.07
2:1	15	20	1.76	1.85	1.82	1.81
2:1	10	20	1.51	1.60	1.54	1.53
2:1	5	20	1.24	1.23	1.21	1.21
2:1	25	15	1.98	1.87	2.05	2.05
2:1	20	15	1.74	1.72	1.78	1.79
2:1	15	15	1.49	1.54	1.53	1.54
2:1	10	15	1.25	1.29	1.29	1.27
2:1	5	15	0.99	1.00	0.99	0.98
2:1	15	10	1.23	1.19	1.27	1.27
2:1	10	10	0.99	1.00	1.03	1.02

Tableau II.2: Comparaison du facteur de sécurité de pente calculée en utilisant des méthodes différentes.

a- Analyse limites des pentes sans pieux :

Dans l'analyse limite, la solution d'un problème de stabilité de la pente est habituellement exprimée soit en termes de la hauteur critique de pente ou d'une charge limite appliquée sur la partie du pieu au dessus de la surface de rupture.

S'il n'y a aucun chargement, la rupture peut-être provoqué par le poids du sol lui-même.

L'analyse de la stabilité de la pente est traditionnellement formulée en termes de facteur de sécurité par rapport des paramètres au sol, ce qui est analytiquement définis comme

$$F_s = \frac{c}{c_m} = \frac{tg\varphi}{tg\varphi_m} \quad (1)$$

FS indique où le facteur de sécurité; c et φ sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement du sol; c_m et φ_m sont la cohésion et l'angle de frottement mobilisés. En d'autres termes, FS est définie comme étant le facteur par lequel les paramètres du sol devraient être divisés pour donner déclencher le début de du glissement.

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

Le mécanisme cinématiquement admissible considéré dans cette méthode est représenté sur la Figure I.7, où la surface de glissement est décrite par l'équation log-spirale

$$r = r_0 e^{(\theta - \theta_0) \frac{1g\phi}{FS}} \quad (2)$$

où r_0 = rayon initial de la spirale logarithmique correspondant à l'angle θ_0 . La masse de sol à défaut tourne comme un corps rigide autour du centre de rotation avec une vitesse angulaire $\dot{\omega}$. Ce mécanisme, précédemment considéré par Chen, est géométriquement définie par les angles β , θ_0 , θ_h et l'angle de frottement de la résistance au cisaillement mobilisée $tg\phi/FS$. la géométrie de la pente est spécifiée par la hauteur H , α et β les angles, qui sont également indiqués dans la Figure(I.7).

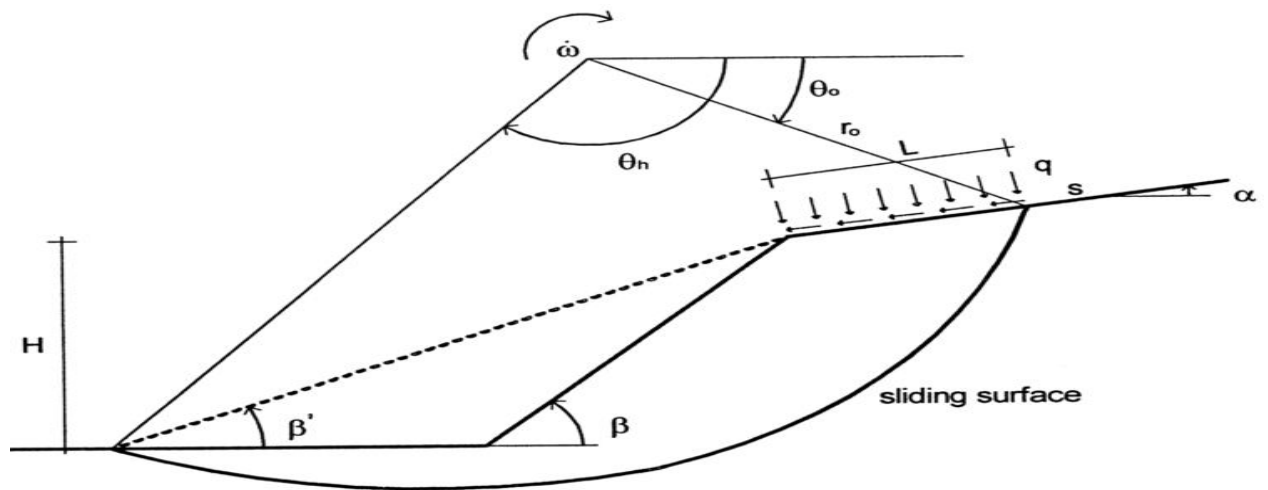


Figure I.7 : Mécanisme de rotation de l'effondrement rigide pour une pente

Le taux de travail externe est dû à poids du sol et aux surcharges Q . Ces deux composantes du taux de travail externe sont indiqués dans cette étude comme W et Q respectivement. Le taux de travail en raison du poids du sol prend la forme.

$$\dot{W} = \gamma r_0^3 \dot{\omega} [f_1 - f_2 - f_3 - f_4] \quad (3)$$

où γ est le poids unitaire du sol; les fonctions f_1 - f_4 dépendent des angles θ_0 , θ_h , α , β et β_0 , et l'angle de frottement de la résistance au cisaillement mobilisée. Les expressions de f_1 - f_4 peuvent être trouvées dans plusieurs ouvrages. Dans la dérivation de l'Eq. (3), il est supposé que la surface de glissement passe au-dessous de la base de la pente (Fig.I.8). Toutefois, pour le cas dans lequel la surface de glissement passe par le pied de la pente, la même expression pour W peut être utilisée à condition $f_4 = 0$ et $\beta_0 = \beta$.

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

Lorsque la pente est soumise à une surcharge, comme le montre la Figure I.8, la taux de travail effectué par cette charge est :

$$Q' = q L \dot{\omega} \left[r_0 \cos(\theta_0 + \alpha) - \frac{L}{2} \right] + s L \dot{\omega} r_0 \sin(\theta_0 + \alpha) \quad (4)$$

Où L est la distance entre la surface de rupture à la partie supérieure de la pente et le bord de la pente (Figure I.7); q = surcharge de traction normale appliquée et s est la surcharge et tangentielle appliqué.

Pour le mécanisme bloc rigide considéré, la seule dissipation d'énergie a lieu le long de la surface de glissement. Le taux de dissipation d'énergie, D :, peut être écrit comme suite :

$$\dot{D} = \frac{c}{2} \frac{r_0^2}{\text{tg}\varphi} \dot{\omega} \left[e^{2(\theta_h - \theta_0) \frac{\text{tg}\varphi}{F_s}} - 1 \right] \quad (5)$$

En égalisant à la limite de rupture le taux de travail externe au taux de dissipation de l'énergie, nous avons

$$\dot{W} + \dot{Q} = \dot{D} \quad (6)$$

Le remplacement dans cette dernière équation par les expressions W: Q: et D: donne

$$\gamma \frac{H}{A} (f_1 - f_2 - f_3 - f_4) + q B \left[\cos(\theta_0 + \alpha) - \frac{B}{2} \right] + s B \sin(\theta_0 + \alpha) = \frac{c}{2 \text{tg}\varphi} \left[e^{2(\theta_h - \theta_0) \frac{\text{tg}\varphi}{F_s}} - 1 \right] \quad (7)$$

ou'

$$A = \frac{\sin\beta'}{\sin(\beta' - \alpha)} \left\{ \sin(\theta_h + \alpha) e^{(\theta_h - \theta_0) \frac{\text{tg}\varphi}{F_s}} - \sin(\theta_0 + \alpha) \right\} \quad (8)$$

$$B = \frac{\sin(\theta_h - \theta_0)}{\sin(\theta_h + \alpha)} - \frac{\sin(\theta_h + \beta')}{\sin(\theta_h + \alpha) \sin(\beta' - \alpha)} \left\{ \sin(\theta_h + \alpha) e^{(\theta_h - \theta_0) \frac{\text{tg}\varphi}{F_s}} - \sin(\theta_0 + \alpha) \right\} \quad (9)$$

Les quantités A et B peuvent être liées à H et L, respectivement, de la manière expressions suivante :

$$H = A r_0 \quad (10)$$

$$L = B r_0 \quad (11)$$

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

Pour une valeur de FS donnée, une limite supérieure pour la hauteur de la pente est obtenu en résolvant l'équation.(7), à savoir :

$$H = \frac{A}{\gamma} \frac{c}{2 \operatorname{tg}\varphi} \left[\frac{e^{2(\theta_h - \theta_0) \frac{\operatorname{tg}\varphi}{FS}} - 1 - q B \left[\cos(\theta_0 + \alpha) - \frac{B}{2} \right] - s B \sin(\theta_0 + \alpha)}{(f_1 - f_2 - f_3 - f_4)} \right] \quad (12)$$

La borne supérieure de H peut être trouvée en minimisant la fonction $H = f(\theta_0; \theta_h; \beta')$ par rapport à $\theta_0; \theta_h$ et β' . Les angles ainsi obtenus définissent la surface de glissement potentiel. En outre, en remplaçant ces angles dans l'équation. (12) la hauteur critique de la pente est déterminée. Ceci est la hauteur maximale à laquelle il est possible pour la pente reste stable avec la valeur de FS supposé où H désigne la hauteur réelle de pente. Dans l'équation. (13), les quantités inconnues sont $\theta_0; \theta_h; \beta'$ et FS. Par conséquent, la solution de l'équation. (13) donne à la fois les valeurs de FS et la position de la surface de glissement potentiel. La vraie valeur du coefficient de sécurité pourrait alors être trouvée par une procédure itérative dans laquelle les paramètres de résistance de sol sont progressivement modifiés en fonction de l'équation. (2), jusqu'à ce que la hauteur critique est égale à la hauteur réelle la Pente.

$$\begin{cases} \frac{\partial H}{\partial \theta_0} = 0 \\ \frac{\partial H}{\partial \theta_h} = 0 \\ \frac{\partial H}{\partial \beta'} = 0 \\ H = H_{\text{actual}} \end{cases} \quad (13)$$

b- Analyse limites des pentes avec pieux :

L'approche cinématique de l'analyse limite est utilisée aussi pour l'analyser de la stabilité des pentes renforcées avec une rangée de pieux.

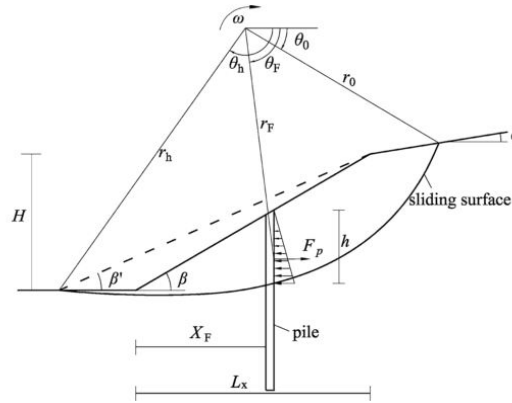


Figure I.8 : Mécanisme de rotation de l'effondrement rigide pour une pente renforcée avec une rangée de pieux.

Dans ce cas le taux de travail extérieur est toujours obtenu par l'équation 1

Alors que le taux de dissipation d'énergie est composé de deux parties:

Celle due à la résistance du sol qui peut être écrite sous la forme

$$D1 = c r_0^2 \omega f_5 \quad (1)$$

Et celle due à la présence du pieu prise en compte par la force latérale est supposé être appliqué à la masse de sol au dessus de la surface de rupture. Ainsi, le taux de la dissipation d'énergie par des piles peut être calculé comme suite :

$$D2 = F_p \sin \theta_f r_f \omega \quad (2)$$

où F_p est la force exercée sur la largeur de l'unité de glissement masse par les pieux, r_f est le rayon de la rotation sur le centre, et l'angle θ_f spécifie la position de la conservant pieu. Le taux total de la dissipation de l'énergie est donnée par la somme de $D1$ et $D2$. Par conséquent, en égalisant le taux de travail externe au taux de dissipation de l'énergie la valeur de la force F_p dans les pieux est

$$F_p = \frac{8 r_0 (f_1 - f_2 - f_3 - f_4) - c r_0^2 f_5}{\sin \theta_f r_f} \quad (3)$$

L'équation (3) donne la force par unité de largeur de sol que doit être fourni par une rangée de pieux pour atteindre la valeur du facteur de sécurité de la pente. Dans l'équation. (3), F_1-f_5 sont fonctions de F , les propriétés du sol et la géométrie de la pente. Pour toute surface de rupture connu, les seules inconnues sont F_p et F . Si F_p est connu, le facteur de sécurité peut être obtenu. En considérant toutes les surfaces de glissement possibles, un facteur de sécurité minimum de la pente peut être trouvé.

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

La valeur de F_p est estimée en utilisant la théorie de la plasticité développée par Ito et Matsui. Pour calculer les pressions des terres sur une rangée de pieux passives. Le sol autour des piles est supposé être dans équilibre plastique, satisfaisant le critère d'écoulement de Mohr-Coulomb la charge latérale agissant sur les piles peut être calculé indépendamment de l'état d'équilibre de pente. Selon ces hypothèses, la force latérale par unité d'épaisseur de la couche de sol agissant sur les pieux, p est estimée par l'équation suivante :

$$\begin{aligned}
 P(z) = & cA \frac{1}{N\phi \operatorname{tg}\phi} \left\{ \exp \left[\frac{D1-D2}{D2} N\phi \operatorname{tg}\phi \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4}\right) \right] - 2 N\phi^{\frac{1}{2}} \operatorname{tg}\phi - \right. \\
 & \left. 1 \right\} \frac{2 \operatorname{tg}\phi + N\phi^{\frac{1}{2}} + N\phi^{-\frac{1}{2}}}{N\phi^{\frac{1}{2}} \operatorname{tg}\phi + N\phi - 1} - C \left(D1 \frac{2 \operatorname{tg}\phi + 2N\phi^{\frac{1}{2}} + N\phi^{-\frac{1}{2}}}{N\phi^{\frac{1}{2}} \operatorname{tg}\phi + N\phi - 1} - 2 D2 N\phi^{-\frac{1}{2}} \right) \\
 & + \frac{\gamma z}{N\phi} \left\{ A \exp \left[(D1-D2/D2) N\xi \cdot \operatorname{tg}\xi \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\pi}{4}\right) \right] - D2 \right\} \quad (4)
 \end{aligned}$$

où $D1$ = centre-à-centre espacement entre les pieux $D2$ = ouverture entre les piles,

$D1-D2$ = diamètre du pieu,

c = unité de masse de sol, z = profondeur de la couche de sol à partir de la surface du

sol $N\phi = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{2}\right)$ et $A = D1 \left(\frac{D1}{D2}\right)^{N\phi^{\frac{1}{2}} \operatorname{tg}\phi + N\phi - 1}$ (5)

La force latérale totale agissant sur le pieu en raison de la déformation plastique de la couche du sol, F_p , Peut être obtenue en intégrant l'équation. (5) le long de la profondeur du pieu au dessus de la surface de glissement.

Comme la valeur de F_p est en relation avec la longueur des pieux entre la surface de rupture et la surface du sol, à chaque fois qu'une nouvelle surface est sélectionnée, la valeur de la force F_p est calculée en fonction de la surface de rupture. Cette force est alors utilisée dans l'équation. (3) afin de déterminer une nouvelle sécurité facteur [9].

Les avantages et Les inconvénients de la méthode d'analyse limite :

a- Les avantages :

Les avantages d'une approche des éléments finis à l'analyse de la stabilité des pentes sur les méthodes de l'analyse limite traditionnels peuvent être résumés comme suit:

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

1-Aucune hypothèse ne doit être faite à l'avance sur la forme ou l'emplacement de la surface de rupture. L'échec survient «naturellement» à travers les zones au sein de la masse de sol dans lequel la résistance au cisaillement des sols est incapable de résister aux contraintes de cisaillement appliquées.

2-Comme il n'y a pas de notion de tranches dans l'approche par éléments finis il n'y a pas besoin d'hypothèses sur les forces latérales de tranche. La méthode des éléments finis préserve l'équilibre global jusqu'à ce que "l'échec" soit atteint.

3- Si les données de compressibilité du sol réaliste est disponible, les solutions d'éléments finis seront donner des informations sur des déformations au travail des niveaux de stress.

4. La méthode des éléments finis est capable de surveiller défaillance progressive jusqu'à et y compris une insuffisance globale de cisaillement.

b- Les inconvénients : les inconvénients majeurs d'utiliser cette approche sont récapitulés comme (1) les suppositions sont trop simples, (2) on ne considère pas de mécanismes d'interaction de structure de sol.[10]

I-3-3- Méthode de la réduction de la résistance au cisaillement:

Principe :

Cette méthode est basée sur le calcul dans le domaine plastique du terrain de la pente et la détermination des contraintes de cisaillement développées en tout point du sol, La surface potentielle de rupture est celle pour laquelle les contraintes de cisaillement calculées sont maximales.

L'évaluation du facteur de sécurité local en tout point de cette surface est effectuée en diminuant les caractéristiques de résistance du sol au cisaillement jusqu' à la rupture, le coefficient de sécurité dans ce cas est le rapport :

$$F_s = \frac{\text{Résistance du sol initial}}{\text{Résistance critique du sol donnat rupture}}$$

Le facteur de sécurité global de la pente est une moyenne de ces facteurs de sécurité locaux.

Cette démarche montre l'étroite liaison entre cette méthode et les techniques des éléments finis et des différences fines.

Le modèle de sol dans ces méthodes est caractérisé six paramètres sont:

- ϕ' : Angle de friction.
- c' : Cohésion.
- ψ' : Angle de dilatation.

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

- E' : Module de Young.
- ν' : Le coefficient de Poisson.
- γ' : La masse volumique.

Les avantages et les inconvénients de méthode de réduction de résistance au cisaillement:

a- Les avantages :

- Aucune hypothèse n'est nécessaire à l'avance sur la forme ou l'emplacement de la surface de rupture.

La rupture arrive "naturellement" dans les zones de la masse du sol dans laquelle la résistance au cisaillement du sol est incapable de résister aux contraintes de cisaillement appliquées.

- Comme il n'y a pas de notion de tranches dans l'approche par éléments finis, il n'est pas nécessaire d'émettre des hypothèses sur les forces latérales de tranche. La méthode des éléments finis préserve l'équilibre global jusqu'à ce que "la rupture" soit atteinte.
- Si les données exactes de compressibilité du sol sont disponibles, les solutions par éléments finis peuvent donner des informations sur les déformations développées par les contraintes.
- La méthode des éléments finis est capable de surveiller.

La progression de la rupture jusqu'à la fin y compris la rupture globale par cisaillement.

b- Les inconvénients:

L'inconvénient majeur la méthode de réduction de la résistance au cisaillement est son coût en moyen et en temps, mais ceci est largement dépassé par l'évolution et la baisse des coûts de matériel informatique. Un ordinateur de bureau avec un processeur standard peut effectuer dans un temps acceptable les calculs concernant un problème de moyenne ampleur.

I-4- Techniques de confortement des pentes:

Quatre types d'action peuvent être menés pour, à partir d'un état initial donné, améliorer la stabilité générale d'un déblai. Elles portent sur :

- La géométrie : modification du profil;
- Le régime hydraulique : drainage;
- Les forces mécaniques : soutènement, cloutage;

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

- La nature du sol : injection, substratum.

Il faut, de plus, assurer la pérennité de l'état de surface du talus et le préserver de l'érosion en le protégeant par une végétation appropriée. Les éléments nécessaires au choix et à la définition d'un dispositif de confortement pour un glissement de terrain peuvent être trouvés dans le Guide technique écrit par SEVE et POUGET, 1998.

I-4-1- Action sur la géométrie:

Le meilleur moyen d'améliorer la stabilité d'un déblai est de le supprimer. Ceci n'est en principe possible qu'au niveau d'un avant-projet de tracé neuf où l'on est encore maître de la cote du projet par rapport au terrain naturel. Certains grands projets ont été modifiés pour diminuer, voire supprimer, certains déblais susceptibles de poser des problèmes de stabilité a long terme.

A défaut de le supprimer complètement, on peut essayer d'en réduire la hauteur H , soit par déchargement en tête (allègement en tête), si l'emprise le permet, soit par chargement ou élévation du niveau de la plateforme en pied (butée en pied), si le profil en long de celle-ci l'autorise.

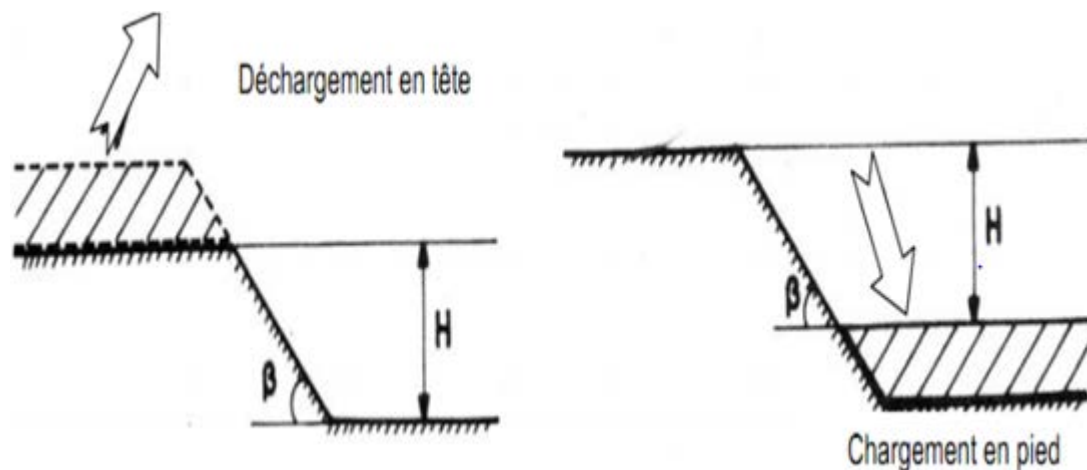


Figure I.9 : Diminution de la hauteur d'un talus de déblai

Si l'on ne peut modifier la hauteur du talus, on peut alors essayer d'en abaisser la pente β par profilage (Figure I.7). Le coefficient de sécurité est pratiquement linéairement décroissant en fonction de $\tan \beta$. Cette solution, très efficace, a cependant le double inconvénient :

- D'augmenter les emprises, ce qui n'est pas toujours possible,
- D'augmenter le volume des terrassements.

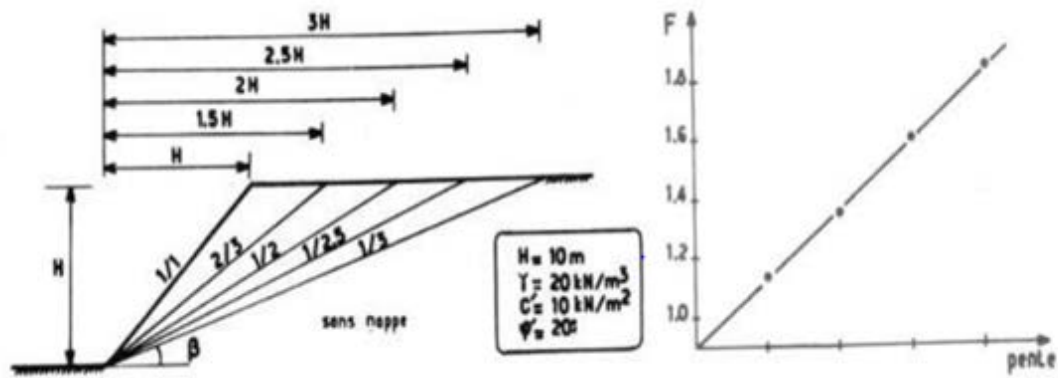


Figure I.10 : Incidence de la pente sur le coefficient de sécurité

I-4-2- Action sur le régime hydraulique:

C'est généralement, au même titre que l'action géométrique, le procédé le plus efficace pour améliorer la stabilité d'un talus. On a vu la chute du coefficient de sécurité du fait de la présence d'une nappe (jusqu'à 70 %), le gain sera dans la même proportion si l'on draine.

➤ Masque drainant :

Parfois appelé "cavalier", le masque drainant est un volume de matériaux, en parement de talus, qui, soit par sa perméabilité propre, soit grâce à un dispositif particulier de drainage, n'est pas soumis aux pressions interstitielles.

➤ Tranchées drainantes longitudinales :

La tranchée drainante a pour but de rabattre le niveau de la nappe, donc de diminuer les pressions interstitielles. En coupe, elle est constituée de matériau drainant et d'un drain collecteur.

L'adjonction d'un non tissé tapissant les parois permet d'assurer un non contamination du matériau drainant, donc la pérennité de l'ouvrage.

➤ Éperons drainants :

Dans le cas de talus de faible hauteur (< 5 m), lorsque la réalisation de masque drainant ou de tranchée drainante n'est pas possible -ou ne s'impose pas- on peut envisager la solution "éperons drainants" qui consiste à faire des saignées perpendiculaires au talus et remplies de matériau drainant. Ils permettent notamment le drainage de zones de suintement.

➤ Drains subhorizontaux :

Lorsque l'eau est localisée dans des formations perméables, sans exutoire, il peut être utile de la décharger au moyen de drains subhorizontaux. Mis en place par forage

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

subhorizontal. Leur rayon d'action est très faible (quelques centimètres) dans les milieux cohérents, aussi faut-il en réserver l'usage au cas spécifique de nappes piégées dans des milieux perméables.

➤ **Puits drainants :**

Lorsque la nappe est trop profonde par rapport au terrain naturel, il peut être impératif d'avoir recours des puits drainants.

I-4-3- Action mécanique:

Elle est de plusieurs types :

➤ **Blindage des tranchées provisoires :**

Le calcul de tels ouvrages est très empirique.

Notons qu'il existe des systèmes de coffrage glissants permettant de réaliser des blindages rapides et peu onéreux dans le cas de tranchées de faible profondeur.

➤ **Soutènement :**

en pied du talus, soit par un mur classique en béton armé, soit par un mur cellulaire de type Gabions, Peller, Armco, etc., soit par un mur en terre armée, soit par un rideau (palplanches, parois moulées). La réalisation d'un soutènement, quel qu'il soit, hormis les rideaux, nécessite un surcroît de terrassement, à l'arrière du mur, pouvant poser des problèmes d'emprise et de stabilité à court terme.

➤ **Tirants actifs (précontraints) :**

Le but de tels tirants est d'augmenter l'effort normal, donc la résistance au cisaillement, le long d'une surface de rupture potentielle, tout en diminuant le moment moteur du talus. Il n'y a aucune méthode satisfaisante de calcul des tirants dans cette configuration.

I-4-4- Renforcement des pentes par inclusions rigides :

Le renforcement par inclusions a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables. La raison en est qu'il est aisé et rapide à mettre en œuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site. On distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisée:

I-4-4-1- Clouage:

La stabilisation, par clouage, de pentes instables ou en mouvement consiste à placer des inclusions linéaires passives capables de résister à des moments fléchissant. Les inclusions sont des barres battues ou scellées qui sont mises en place le plus

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

souvent verticalement et selon une répartition uniforme. Le comportement d'un tel système dépend de plusieurs paramètres dont : l'inclinaison des barres par rapport à la surface de rupture, leur densité, la rigidité relative des barres vis-à-vis du sol et l'état actuel du glissement (équilibre statique, vitesse de glissement, fluage, etc.).

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement.

L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou.

Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables.

Le dimensionnement d'un ouvrage de confortement par clouage se fera en justifiant une sécurité suffisante vis-à-vis des risques de rupture, qui se situent :

- Dans le clou (barre ou tube d'acier) par traction et /ou cisaillement.
- Au contact sol/clou, dans la partie inférieure d'ancrage (arrachement du clou)
- Dans le sol, le long de la surface de rupture par insuffisance d'efforts apportés par les clous.
- Et bien entendu dans le sol, pour des glissements en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des clous), ou en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, ou en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne de l'armature en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en traction-cisaillement; on utilise des barres de section supérieure pour tenir compte d'une éventuelle corrosion. L'effort tangentiel entre le sol et le clou (interaction sol/clou) est majoré par l'effort limite Pqs où P est le périmètre du clou et qs le frottement latéral unitaire, lequel peut être évalué à partir d'essais d'arrachement ou d'essais préssiométriques ; là encore on prendra en compte un coefficient de sécurité de 1,5.[11]

L'évaluation de l'amélioration de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente dans laquelle on introduit les efforts apportés

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

par les clous. Deux options sont possibles pour introduire les efforts résistants apportés par les clous:

- Prendre en compte les efforts maximaux admissibles pour le clou et le contact sol/clou.
- Prendre en compte les efforts engendrés dans le clou par le déplacement de sol le long de la surface de rupture, déplacement que l'on choisit tel que la structure puisse le tolérer.

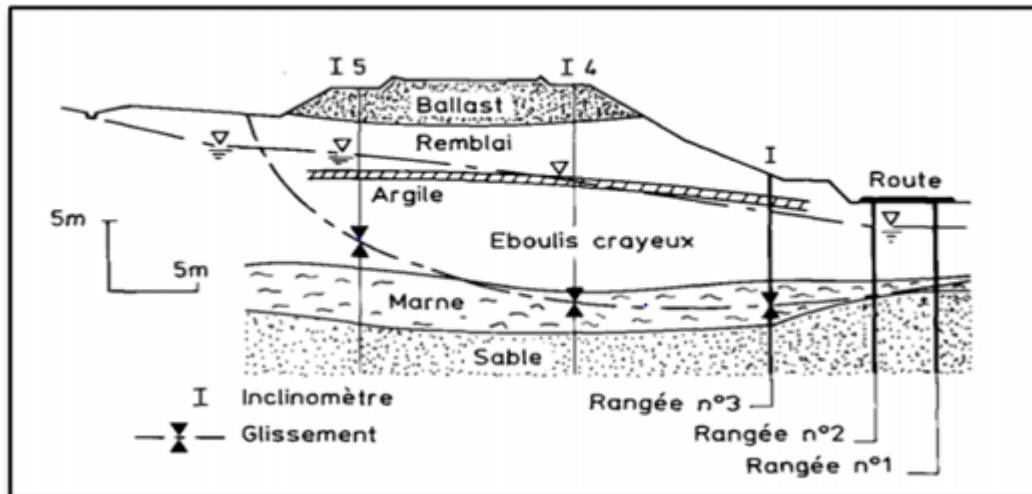


Figure I.11: Stabilisation par clouage du glissement de « la Membrolle » (d'après Cartier et Gigan, 1983)

I-4-4-2- Pieux et barrettes:

La stabilisation d'un glissement par des pieux ou des barrettes procède du même principe que précédemment. Mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement. Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central de la pente instable.

Les risques de rupture d'un confortement par pieux ou barrettes se situent :

- Dans le pieu par flexion/cisaillement ;
- Au contact sol/pieu, en sollicitation latérale du sol par le fût du pieu (plastification du sol).
- Dans le sol, le long de la surface de rupture, par insuffisance d'efforts apportés par les pieux.

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

- Dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des pieux), en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne du pieu en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en flexion/cisaillement.

Le déplacement du sol en glissement mobilise latéralement le pieu qui oppose au sol une réaction. On considère en général que cette dernière est majorée par la pression limite p_l mesurée à l'aide du pressiomètre Ménard : en prenant un coefficient de sécurité de 2.

Comme dans le cas du clouage, l'évaluation de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente, dans laquelle on introduit les efforts apportés par les pieux.

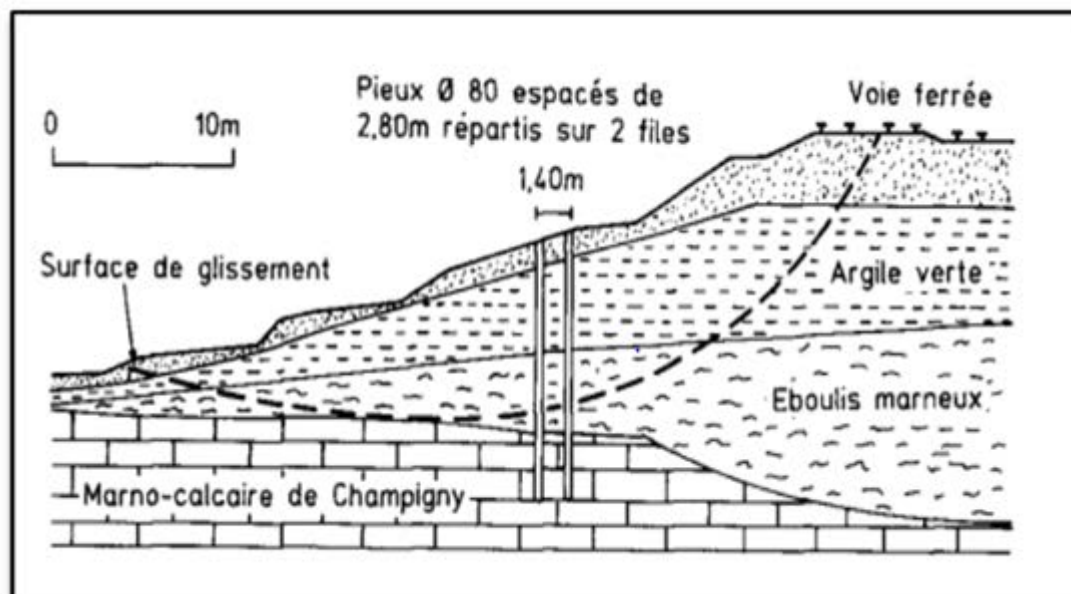


Figure I-12: Profil du versant de Boussy-Saint-Antoine.

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

I-5- Conclusion:

Les glissements de terrain sont une catégorie des mouvements de terrain dont l'impact sur l'économie et les vies humaines est parfois affreux, l'évaluation de la stabilité des pentes est un souci éternel des décideurs et des spécialistes.

Plusieurs méthodes ont été développées pour calculer le facteur de sécurité vis-à-vis du glissement, qui est le rapport des effets stabilisants (Forces, moment ou simplement Résistance au cisaillement) aux mêmes types d'effets favorisant le glissement. Ces méthodes peuvent être groupées en deux grandes catégories:

- Les méthodes classiques de l'équilibre limite et de l'analyse limite qui suppose un déplacement rigide d'une partie de sol par rapport à une autre partie;
- Les méthodes numériques (MEF et MDF) basées sur la réduction de la résistance au cisaillement du sol jusqu'à la rupture.

Des méthodes de confortement diverses ont été utilisés pour lutter contre le glissement des terrains en pente, certaines de ces méthodes jouent sur la géométrie de la pente, ou sur les conditions hydraulique du site, d'autres optent au traitement de la pente par soutènement ou par inclusions rigides, et c'est dans ces dernières que s'inscrit la technique de renforcement des pentes par pieux traitée dans la suite de l'étude.

Introduction :

Dans ce chapitre, nous essayons de justifier le calcul des pentes et talus renforcées par une série de pieux , dans le cas simple d'un sol purement pilvérulent, par les méthodes simples utilisés pour le calcul des pentes et talus non traités, nous donnons d'abord un aperçu sur le code PLAXIS utilisé, nous présentons par la suite les cas étudiés, nous terminons par la présentation et la discussions des résultats afin d'en tirer le jugement convenable concernant la proposition émise.

III-1- Présentation de programme de calcul :

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows.

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves).

Conçu par des géotechniciens numériques, le code éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudostatique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard, avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangle à 15 noeuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc). Du point de vue pratique le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volume réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (conditions aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné [12].

III-1-1- Les options par défaut et les solutions approchées :

Le système d'option par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui est un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple.

Les options par défaut commence dès le maillage : L'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importe, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de noeuds clé, avec contrôle permanent à l'écran. Le meilleur est d'ailleurs en cours de refonte en vue d'accroître son efficacité.

De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements : Si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face de bloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K_0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un chargement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option K_0 est particulièrement intéressante (et réaliste) dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple).

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

Chapitre III : Etude d'un cas pratiques

deviennent très simples puisqu'il s'agit seulement de manier les variations de la poussée d'Archimède ; PLAXIS offre cette possibilité qui est souvent très appréciable.

La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel : L'opérateur peut évidemment faire lui-même ses choix de taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de résolution, ... etc. ; s'il ne désire pas assumer ces choix, le logiciel peut les décider à sa place, compte tenu de l'expérience des numériciens en la matière. Pour les calculs de consolidation, réalisés en différences finies explicites sur le temps, le choix du pas de temps peut également être décidé par l'utilisateur, ou bien calculé dans l'option par défaut, selon les critères numériques connus.

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

Un calcul par éléments finis fournit une masse imposante de résultats : Des résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématique concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect ; c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées.

III-1-2- Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS :

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettent de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeurs ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le

comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation. La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans ces codes par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important [12].

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

Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche, ... etc.), il est tout à fait adapté de considérer le sol comme élasto-plastique et le modèle de Mohr-Coulomb sera bien adapté dans ce cas ; on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes élasto-plastique de coefficient de raideur. Mais pour traiter une construction de remblai sur sols mous, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'érouissage. Le matériau se consolide et il est plus adapté d'utiliser le *soft soil model* qui prend en compte cette évolution du matériau. Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais on peut avoir à coupler, écoulement et déformation ; dans ce cas un modèle élasto-plastique peut être justifié.

Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- ✓ Quel est le comportement principal à modéliser ?
- ✓ Utiliser un modèle qui décrit ce comportement ;
- ✓ Interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

En ce sens, la modélisation numérique ne fournit sous une autre forme que les données du problème posé.

III-1-2-1- Comportement élasto-plastique

Chapitre III : Etude d'un cas pratiques

Le comportement élasto-plastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0 (figure III.1).

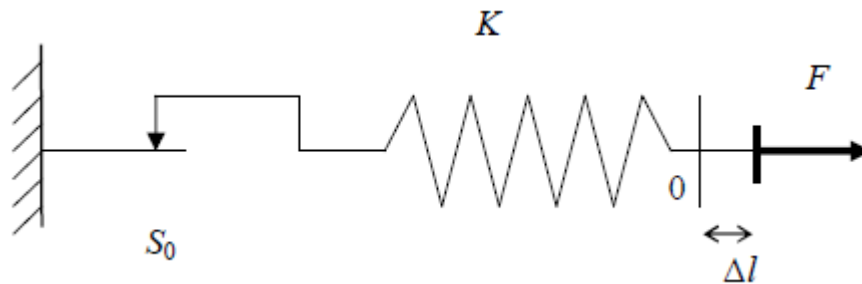


Figure III.1 : Modèle monodimensionnel du comportement élasto-plastique.

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la figure III.3.

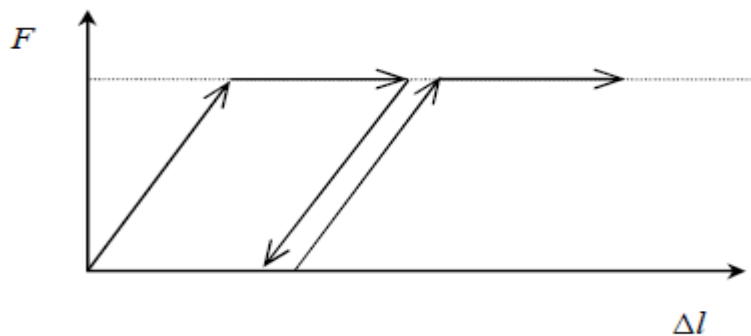


Figure III.2 : Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est a priori indéterminée.

Le type de comportement représenté par les figures III.2 et III.3 est un comportement élastique-plastique sans écrouissage. La figure III.3 représente un comportement élastique-plastique avec écrouissage [13].

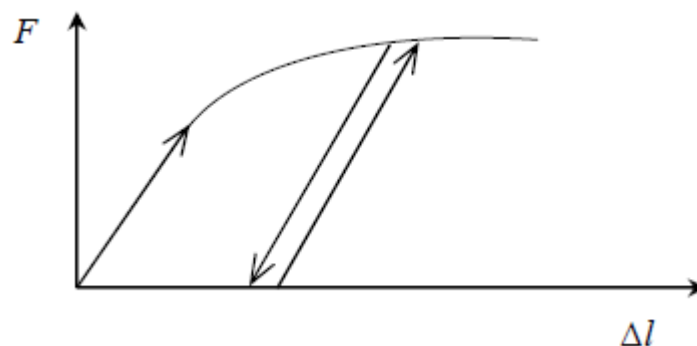


Figure III.3 : Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.

III-1-2-2- Modèle élastique linéaire :

Chapitre III : Etude d'un cas pratiques

Le modèle élastique linéaire utilisé dans *PLAXIS* est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν . l'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part K_u est infini (correspondant à $\nu_u = 0.5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques[14].

La relation entre le module d'Young E et les autres modules sont données par les équations :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} ; \quad (\text{IV. 1})$$

$$K = \frac{E}{3(1+\nu)} ; \quad (\text{IV. 2})$$

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} . \quad (\text{IV.3})$$

Le modèle élastique linéaire de *PLAXIS* peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

Les paramètres de ce modèle sans représentés sur la figure III.4 :

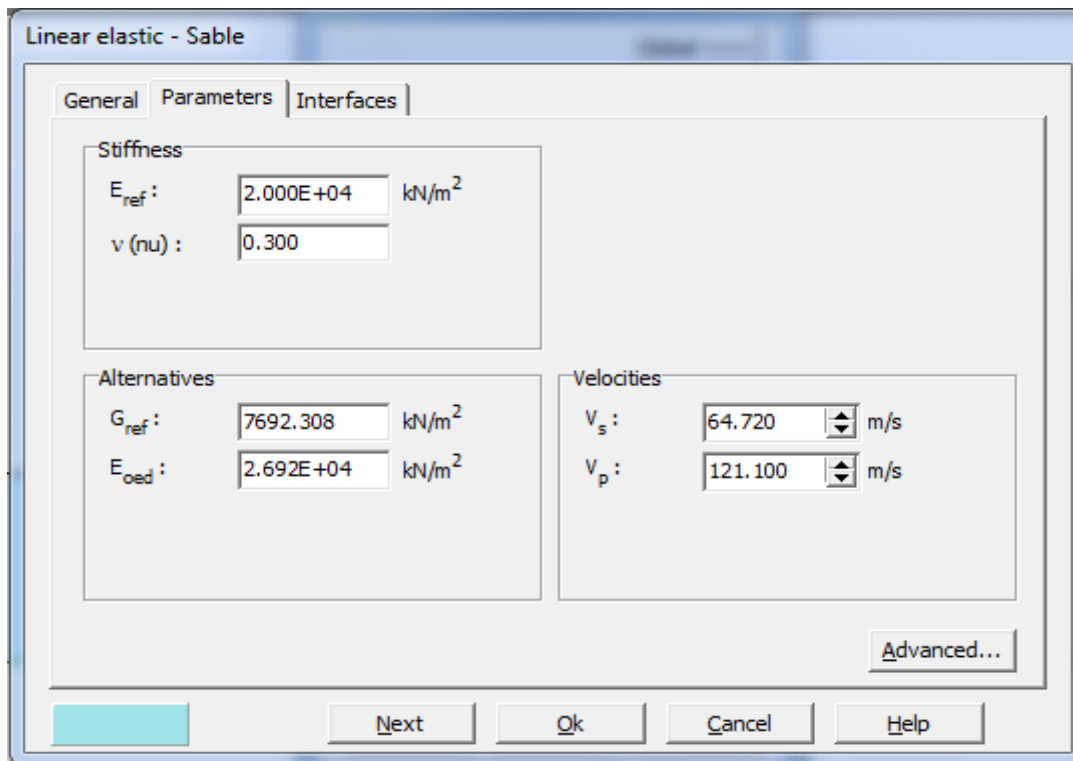


Figure III.4 : Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

Et les paramètres avancés sur la figure III.5 :

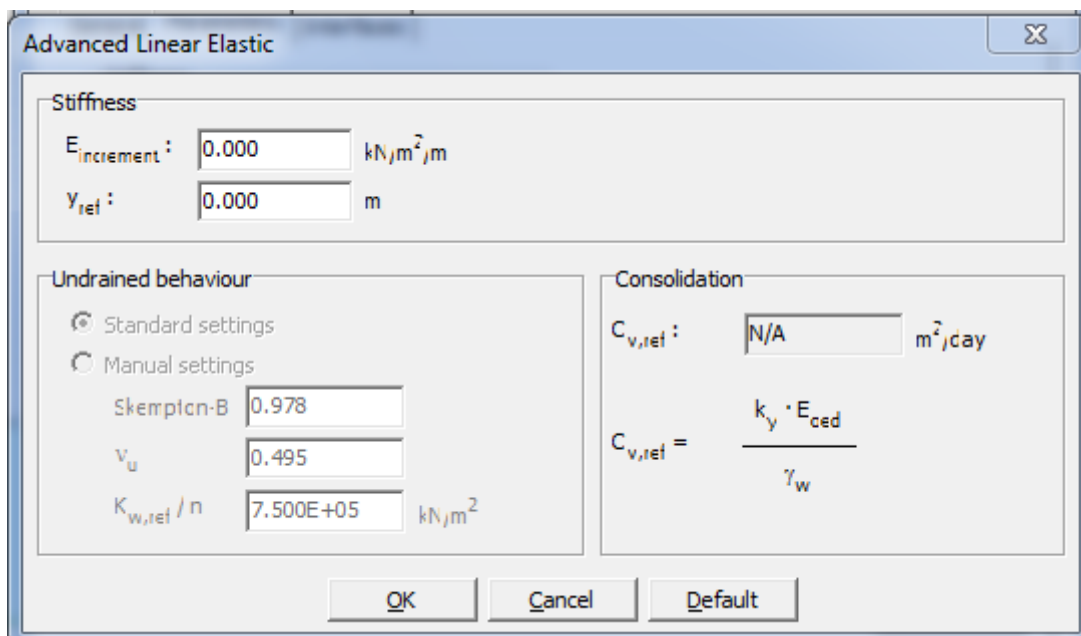


Figure III.5 : Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.

Les paramètres avancés sont reliés par l'équation :

$$E_{actual} = E_{ref} + (y_{ref} - y)E_{increment} \quad \text{avec} \quad y < y_{ref}. \quad (III.4)$$

$E_{increment}$: Augmentation de la rigidité [kN/m²/m]

y_{ref} : Unité de profondeur [m]

III-1-2-3- Modèle de Mohr-Coulomb :

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs.

Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma \tan \phi + c \quad (III.5)$$

où σ et τ sont respectivement les contraintes normales et tangentielles de cisaillement, et c et ϕ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure III.6).

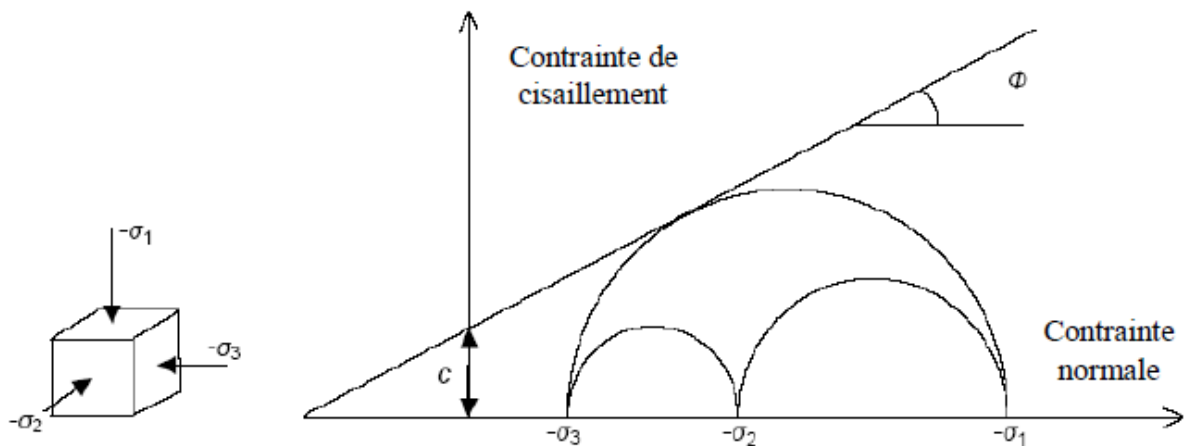


Figure III.6 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (figure III.7) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

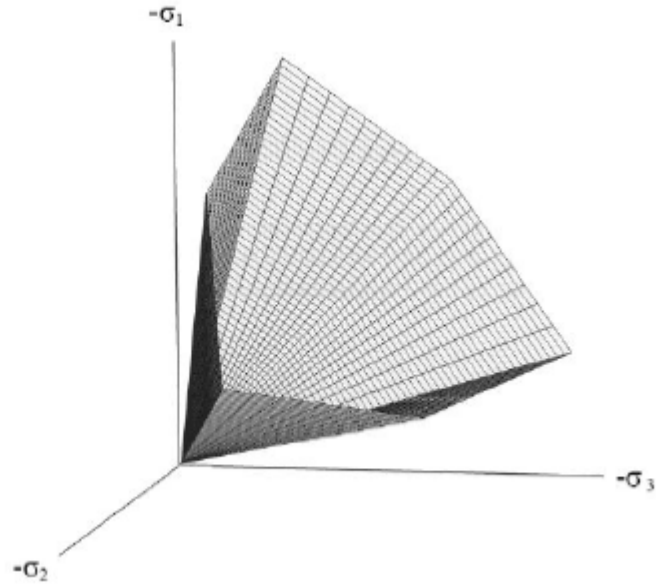


Figure III.7 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure III.8). Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et φ , respectivement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

Figure III.8 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

a- Module d'Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture (figure III.9).

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple.

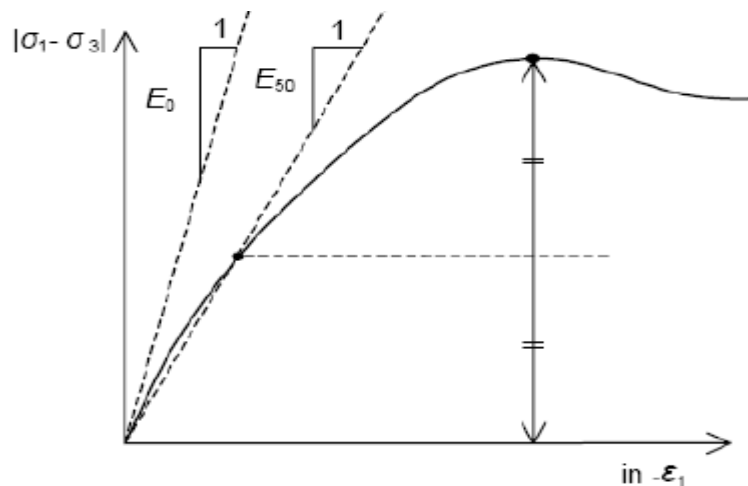


Figure III.9 : Définition du module à 50 % de la rupture.

Dans la boîte de dialogue des paramètres avancés, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

b- Coefficient de Poisson

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure $K0$ ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

c- Angle de frottement

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer

des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite. Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement φ_{cv} (à volume constant, au palier).

En peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb (figure III.6).

d- Cohésion

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottants, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec : $\varphi_u = 0$, *PLAXIS* offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre *c-depth*. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problème (typiquement en kPa/m).

e- Angle de dilatance

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté Ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\Psi = \varphi - 30^\circ \text{ pour } \varphi > 30^\circ.$$

$$\Psi = 0^\circ \text{ pour } \varphi < 30^\circ.$$

Le cas où $\Psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\Psi = 0^\circ$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

f- Les contraintes de traction

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (figure III.7). Celles sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de couper ces contraintes de traction (*tension cut-off*) ou de les diminuer (*Tensile strength*).

g- Les paramètres avancés

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés (figure III.10).

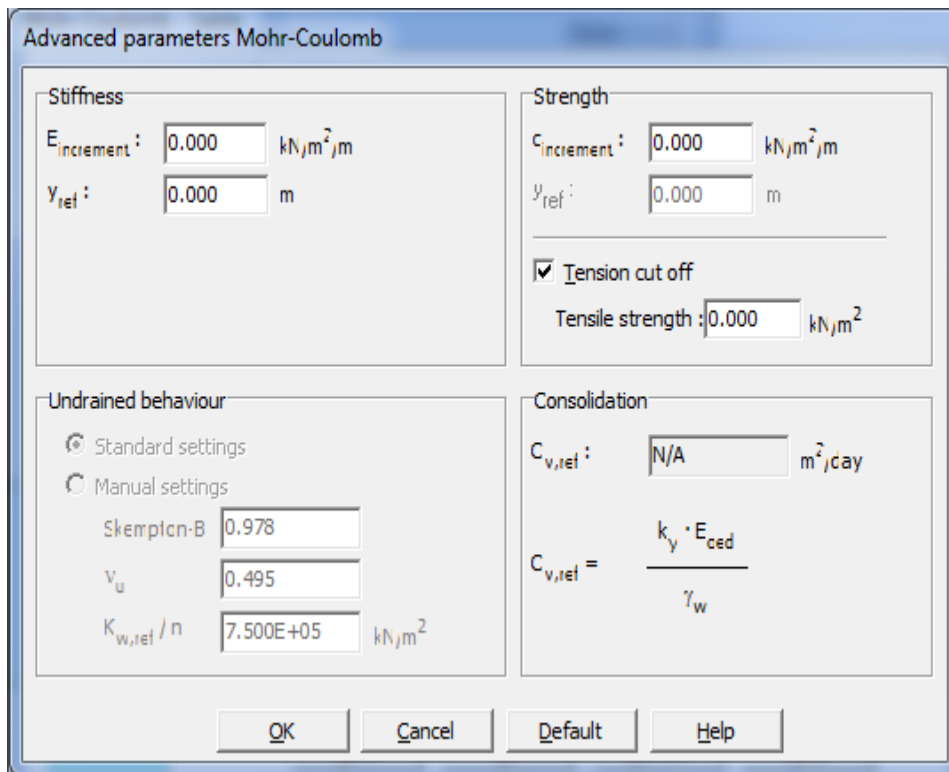


Figure III.10 : Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb.

Conclusion :

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

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans PLAXIS n'est pas différente d'un choix de paramètre de calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain.

Certains des paramètres sont différents dans leurs expressions, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques. Le paramètre le moins courant est vraisemblablement l'angle de dilatance.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, glissement de terrain, fondation sur sol en pente, tunnel : quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique ?

III-2- Présentation du modèle de calcul :

Comme notre étude se concentre sur l'idée de remplacer le système sol –pieu par un système sol seul ayant de nouvelles caractéristiques permettant d'offrir une résistance au glissement équivalente au système sol pieu, nous allons prendre comme cas d'étude une pente 30° dont

Chapitre III : Etude d'un cas pratiques

le sol est constituée d'une couche de matériaux frottant d'angle de frottement φ surmontant une couche suffisamment résistante .

D'autre part on considère la même pente mais cette fois constituée - pour la partie contenant le pieu dans le cas précédent - de plusieurs couches de sols frottant chacun à son propre angle de frottement, Ces angles de frottement sont calculés à partir de l'expression et du programme présenté au chapitre précédent.

La géométrie de la pente étudiée est représenté sur la figure III-11. La hauteur du talus est $H=20\text{ m}$, la pente $\beta=30^\circ$, la position des pieux les pieux de stabilisation sont placés en une série au milieu de la pente. (Cas 1)

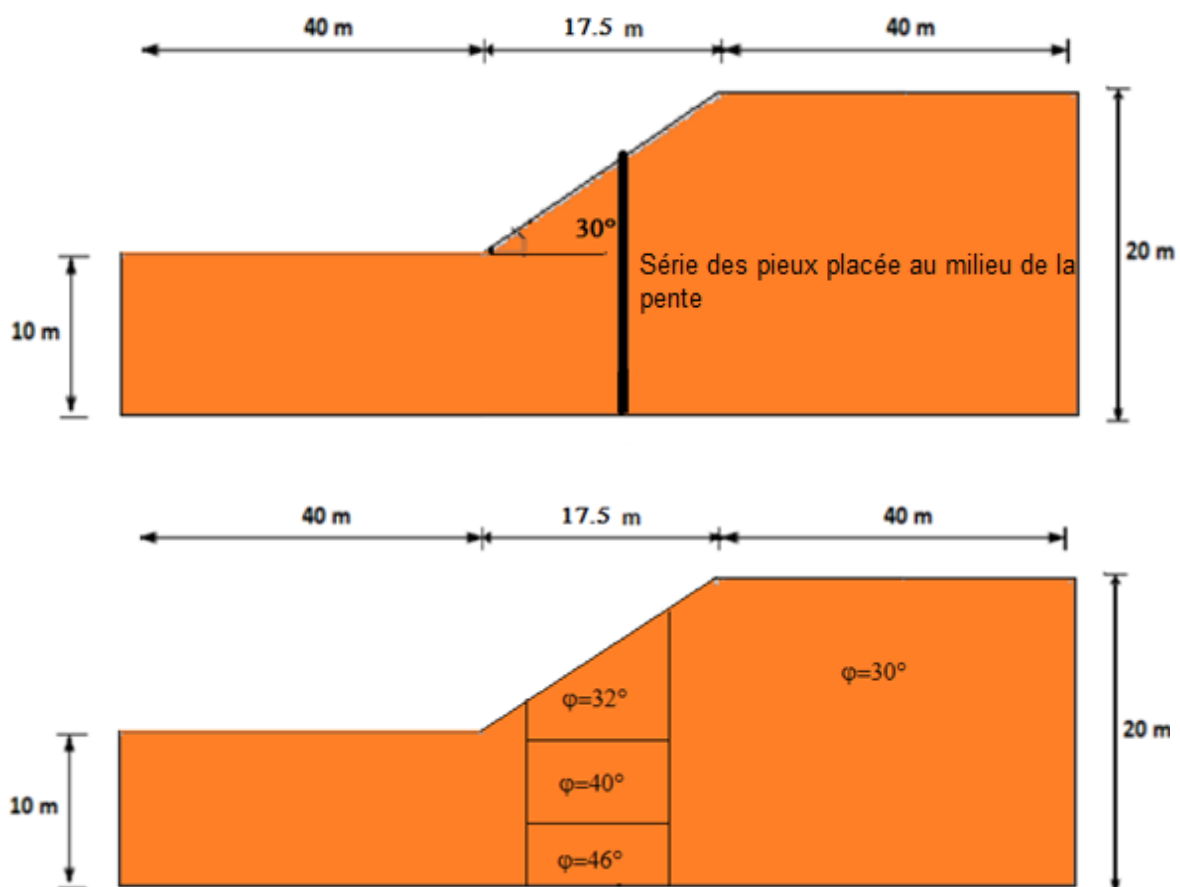


Figure III.11 : La géométrie de la pente étudiée

III-2-1- Création du modèle :

Pour les réglages généraux, on a choisi comme cas de calcul le cas des déformations planes et comme type d'éléments des éléments à 15 noeuds , nous avons travaillé avec le système d'unités : m, kN, s .

Chapitre III : Etude d'un cas pratiques

Pour la création du modèle on d'abord crée la géométrie selon les données du problème présentés dans le tableaux de coordonnées ci-dessous (c'est-à-dire en définissant le sol comme constitué de 5 couches)

Foint	X [m]	Y [m]		Foint	X [m]	Y [m]
0	0.000	0.000		7	48.562	0.000
1	0.000	10.000		8	43.500	12.000
2	40.000	10.000		9	43.500	0.000
3	57.500	20.000		10	53.408	17.662
4	97.500	20.000		11	53.408	0.000
5	97.500	0.000		12	67.500	20.000
6	48.562	14.892		13	43.500	8.500
				14	53.408	8.500
				15	48.562	8.500
				16	43.500	4.000
				17	53.408	4.000
				18	48.562	4.000

Tableau III-1 :Les coordonnées de la géométrie(X.Y)

Ensuite on a introduit les conditions aux limites ($u_x=0$ pour les plans verticaux d'extrémités présenté sur le modèle par les lignes verticales délimitant la géométrie) et ($u_x=u_y=0$ pour le plan limitant le modèle à sa base)

On a introduit aussi les éléments structuraux (pieux) ainsi le modèle se présente comme le montre la figure ci dessous

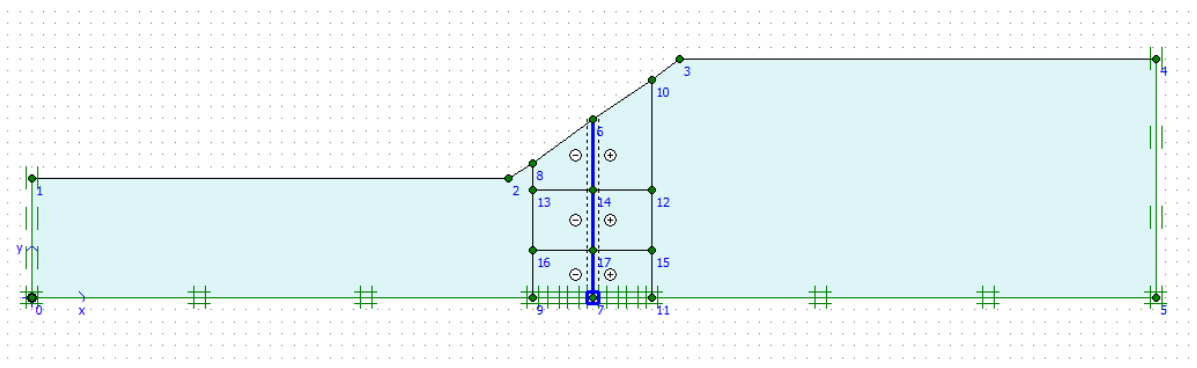


Figure III-12 : Géométrie du talus.

Chapitre III : Etude d'un cas pratiques

Les caractéristiques des couches et des pieux sont par la suite définies

a. Propriétés des couches de sols et des interfaces

Les propriétés des couches de sols sont résumées dans le tableau III.2 :

Paramètres	Sol initial	Sol équi 1	Sol équi 2	Sol équi 3
Modèle et type de comportement	M-C drainé	M-C drainé	M-C drainé	M-C drainé
Poids volumique apparent	18 kN/m ³	18 kN/m ³	18 kN/m ³	18 kN/m ³
Poids volumique saturé	21 kN/m ³	21 kN/m ³	21 kN/m ³	21 kN/m ³
Module d'Young	20000kN/ m ²	20000kN/ m ²	20000kN/ m ²	20000kN/ m ²
Coefficient de Poisson ν	0,300	0,300	0,300	0,300
Cohésion	0.1 kN/m ²	0.1 kN/m ²	0.1 kN/m ²	0.1 kN/m ²
Angle de frottement φ (cas 1)	30°	32°	40°	46°
Angle de frottement φ (cas2)	35°	40°	48°	54°
Angle de frottement φ (cas3)	40°	57°	63°	67°
Angle de dilatation ψ	0°	0°	0°	0°
Facteur de rigidité de l'interface R_{inter}	0.67	0.67	0.67	0.67

Tableau III-2 : Propriétés des couches de sols et des interfaces

b. Propriétés des pieux

Les propriétés des pieux sont résumées dans le tableau III.3 :

Paramètre	Désignations	
Type de comportement	<i>Material type</i>	Elastique
Rigidité normale	<i>EA</i>	25×10 ⁶ kN/m
Rigidité de flexion	<i>EI</i>	3.1×10 ⁶ kN/m
Epaisseur équivalente	<i>d</i>	1,22 m
Poids	<i>w</i>	19,000 kN/m/m
Coefficient de Poisson	ν	0.00

Tableau III-3 : Propriétés des pieux

III-2-2- Génération du maillage :

On règle la finesse du maillage (Global Coarseness) sur « Coarse ». Le maillage est présenté sur la figure III-13.

Le modèle de référence se fait par des éléments à 15 noeuds.

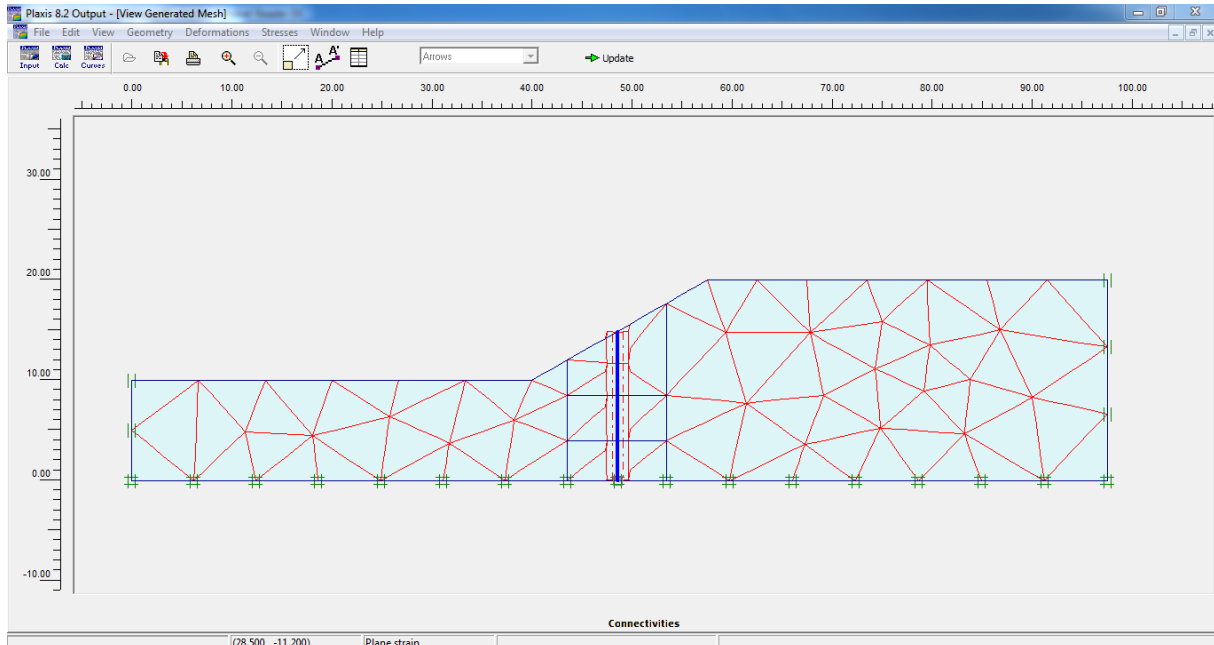


Figure III-13 : Maillage du modèle

III-2-3- Définition des conditions initiales :

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles ainsi que les conditions initiales.

Comme la surface du talus n'est pas horizontale, les contraintes initiales ne peuvent pas être générées en utilisant les coefficients K_0 : il faut recourir à une étape de chargement préalable pour appliquer la gravité au modèle.

La fonction *initial conditions* est utilisée pour définir le poids volumique de l'eau et une ligne phréatique générale. Comme on ne va pas prendre en considération les pressions interstitielle, le niveau de la nappe phréatique initiale est à 20m de la surface (figure III.14).

Chapitre III : Etude d'un cas pratiques

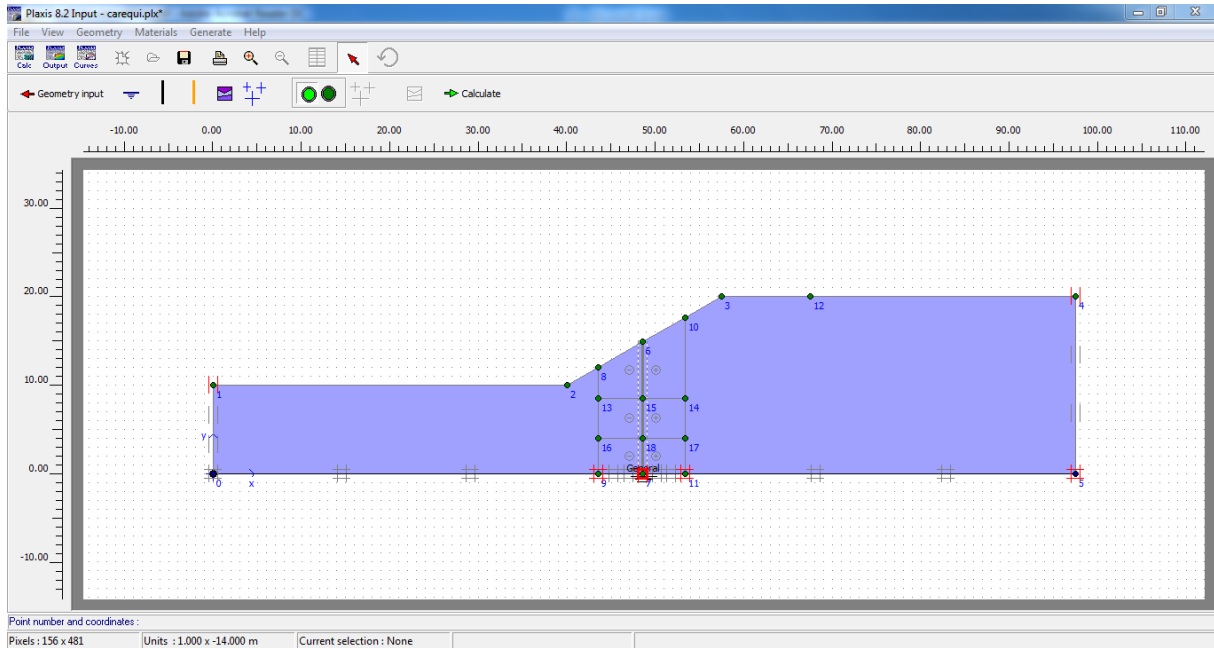


Figure III.14 : Définition de la nappe

Pour le calcul des contraintes initiales, il faut désactiver les éléments représentant les pieux. Le calcul de procédure K0 est effectué en définissant un facteur $\Sigma = 0$
Donc aucune contrainte initiale n'est générée dans cette étape de calcul.

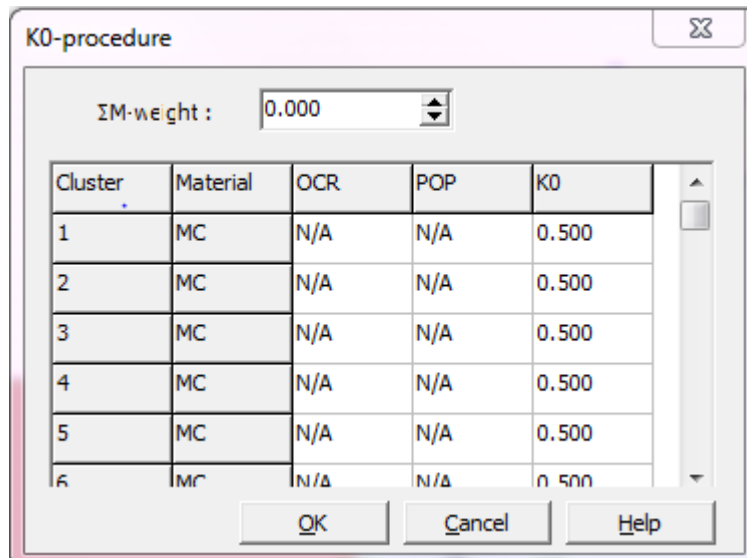


Figure III.15 : Définition du multiplicateur pour la procédure K0

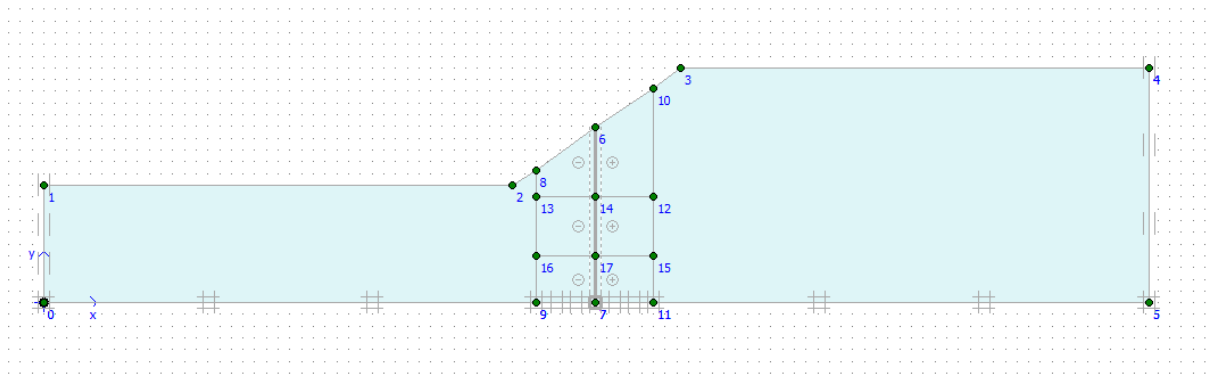


Figure III.16 : Contrainte initiale avant d'accéder au module calcul

III-2-4- Procédures de calcul :

Le calcul du modèle de référence se fait en 6 phases :

Phase 1 : Application de la gravité

Celle-ci doit être appliquée de manière drainée puisque le sol, est depuis longtemps en équilibre sous cet état de contrainte. Cette phase est caractérisé dans plaxis par :

- Type de calcul : plastique
- Option *Delete intermediate steps* activée .
- Case '*Total multipliers*' activé et on donne au terme ΣM weight la valeur 1 .

Phase 2 : Calcul du coefficient de sécurité dans les conditions initiales

- Type de calcul : *Phi-c réduction*
- Option *Delete intermediate steps* activée.
- case *Incremental multipliers*. activée

Phase 3 : Mise en place des pieux

- Type de calcul plastique
- choix de la phase 1 comme phase initiale ;
- Options *Reset displacements to zero* et *Delete intermediate steps* activées
- case *staged construction* dans le menu *loading input* activée
- Activation des pieux à partir du bouton *Define* qui nous permet d'accéder au menu de géométrie.

Phase 4 : Calcul du coefficient de sécurité avec la présence des pieux

- Type de calcul : *Phi-c réduction*
- Option *Delete intermediate steps* activée.
- case *Incremental multipliers*. Activée.

Phase 5 :

Calcul de la pente avec les couches de sols équivalents Cette phase est caractérisé par :

- Type de calcul : plastique
- Options *Reset displacements to zero* et *Delete intermediate steps* activées.
- Case staged construction. sélectionnée
- assignation des sols équivalents aux couches correspondantes

Phase 6 : Calcul du coefficient de sécurité avec le sol équivalent.

- Type de calcul : *Phi-c réduction*
- Option *Delete intermediate steps* activée.
- case *Incremental multipliers*. activée

III-3- Présentation des résultats :

III-3-1- Exemples de résultats

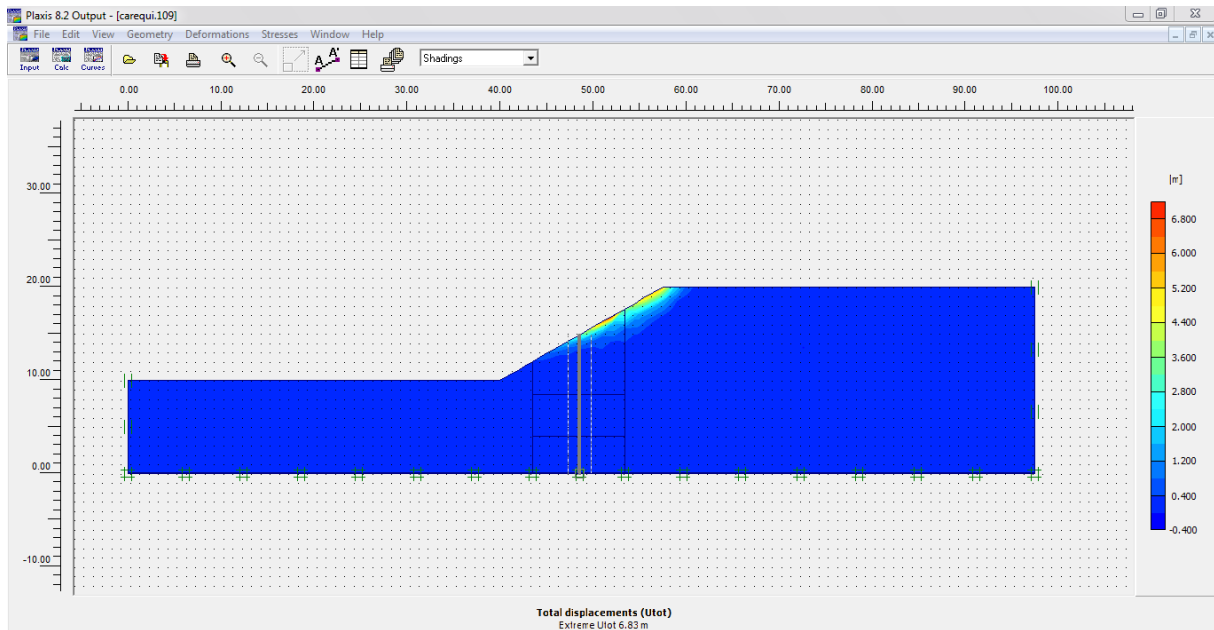


Figure III.17 : Forme et position de la surface de glissement

Chapitre III : Etude d'un cas pratiques

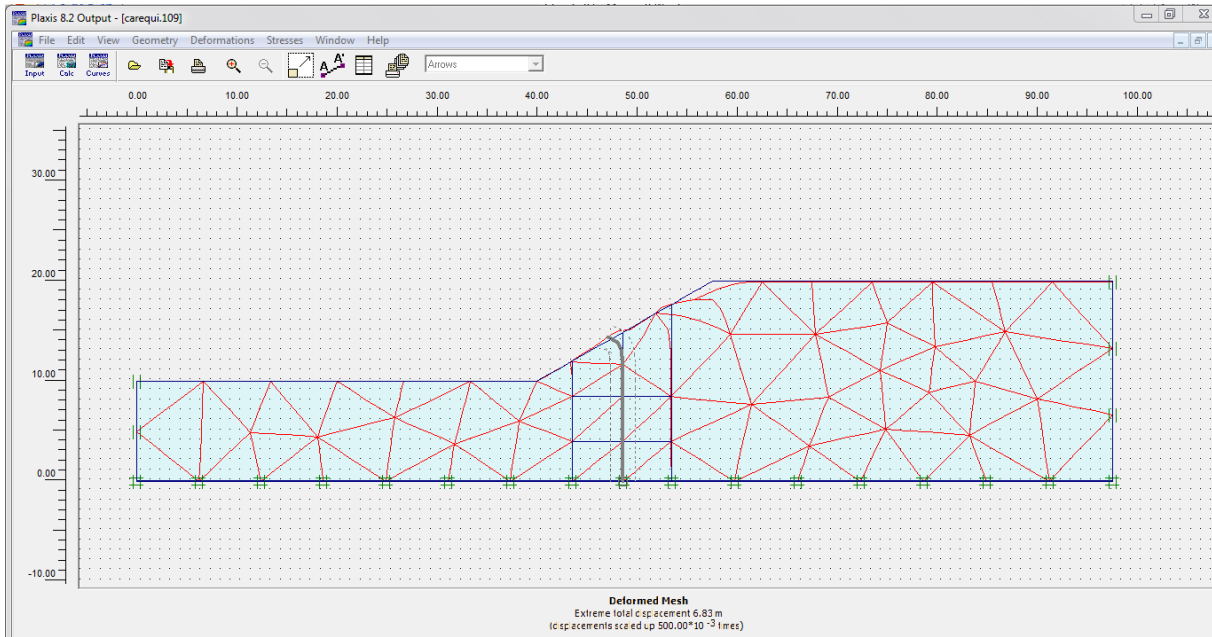


Figure III.18 : Les déformations du massif

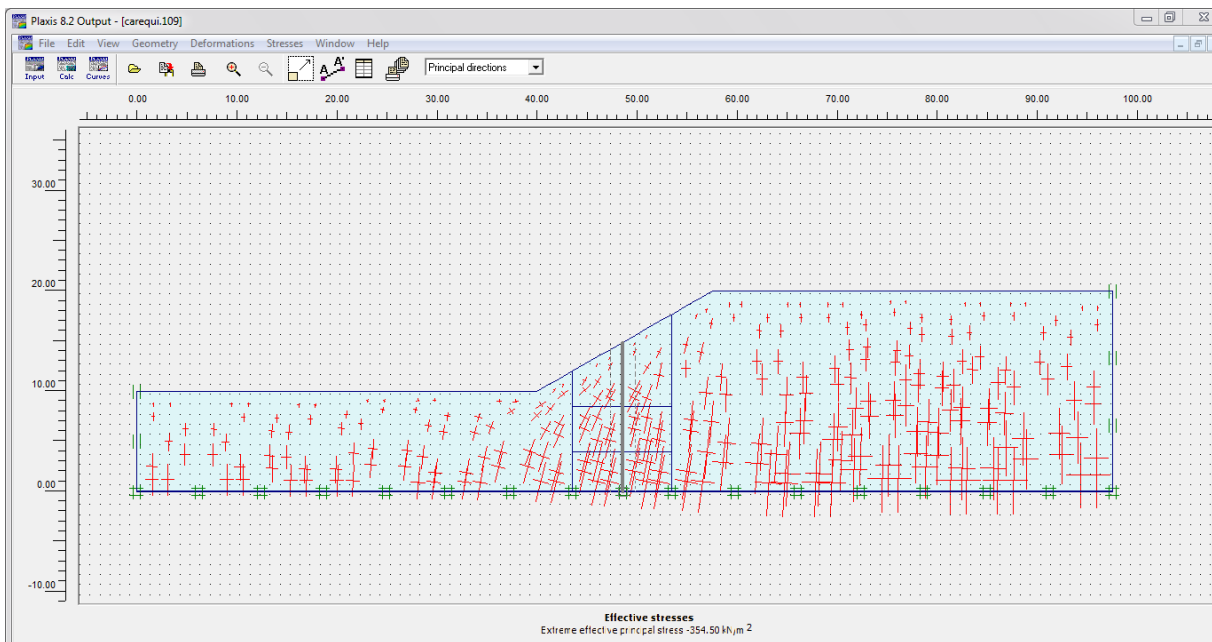


Figure III.19 : Les contraintes effectif

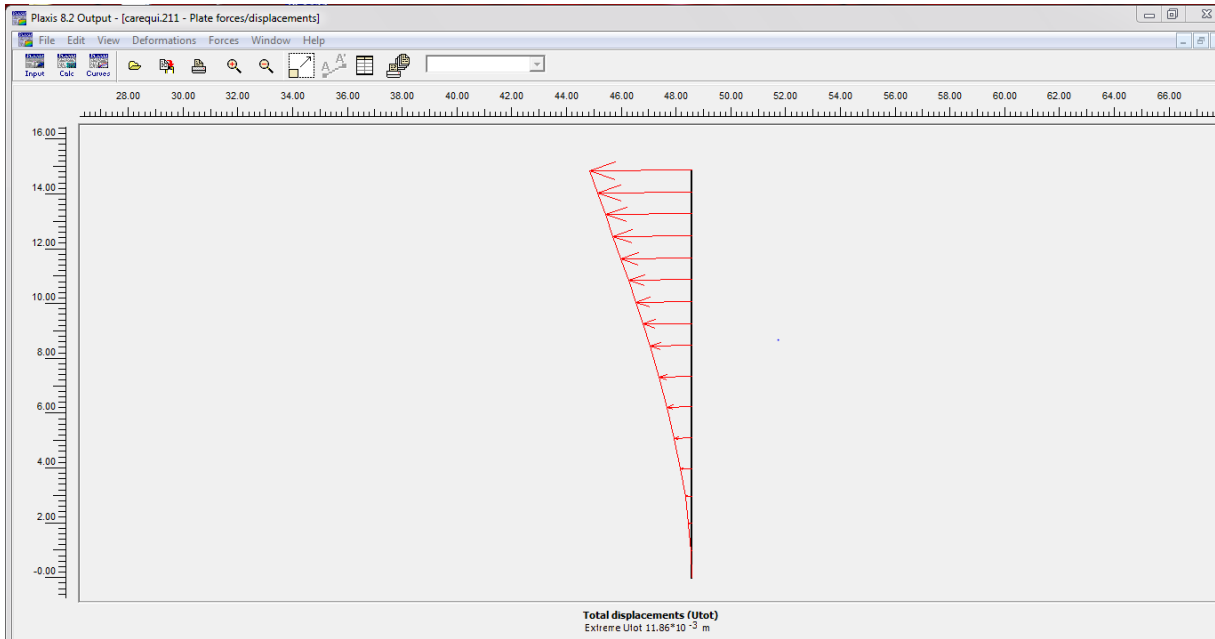


Figure III.20 : Effort dans les pieux

III-3-2 Résultats spécifiques de l'étude :

La forme de la surface de glissement et sa position ainsi que les courbes d'évolution du coefficient de sécurité pour la pente naturelle, la pente renforcée par une série de pieux et la pente considérée comme constitué du sol équivalent sont données ci-dessous.

Cas 1 : Sol à angle de frottement initial = 30° .

Cas d'un sol non traité :

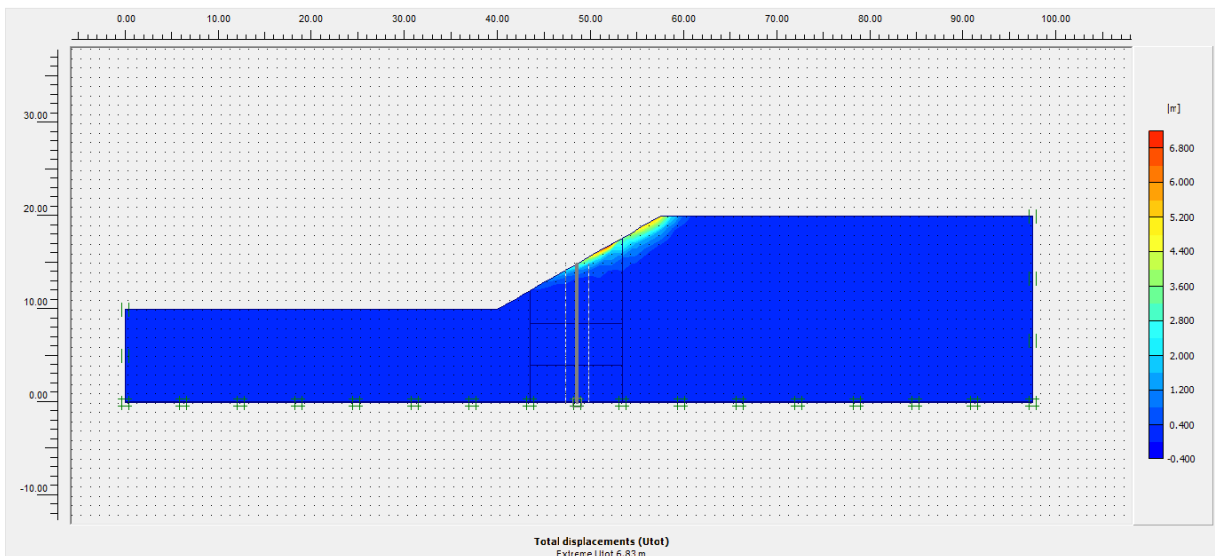


Figure III.21 : Incrément des déplacements cas de pente non traité ($\phi'=32$)

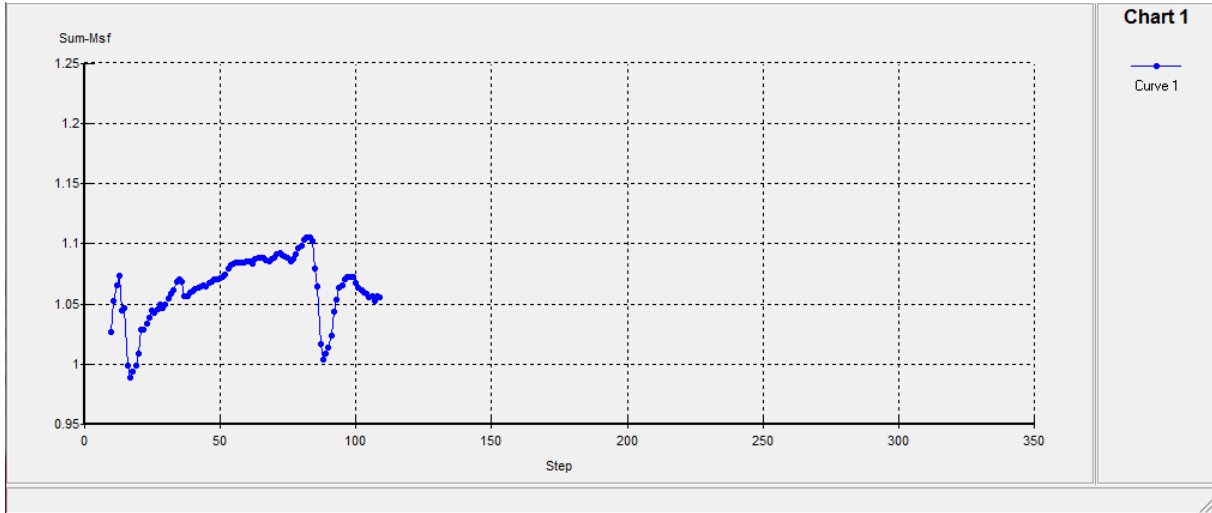


Figure III.22 : Coefficient de sécurité cas de pente non traité ($\phi' = 32$)

Cas d'un sol renforcé par pieu :

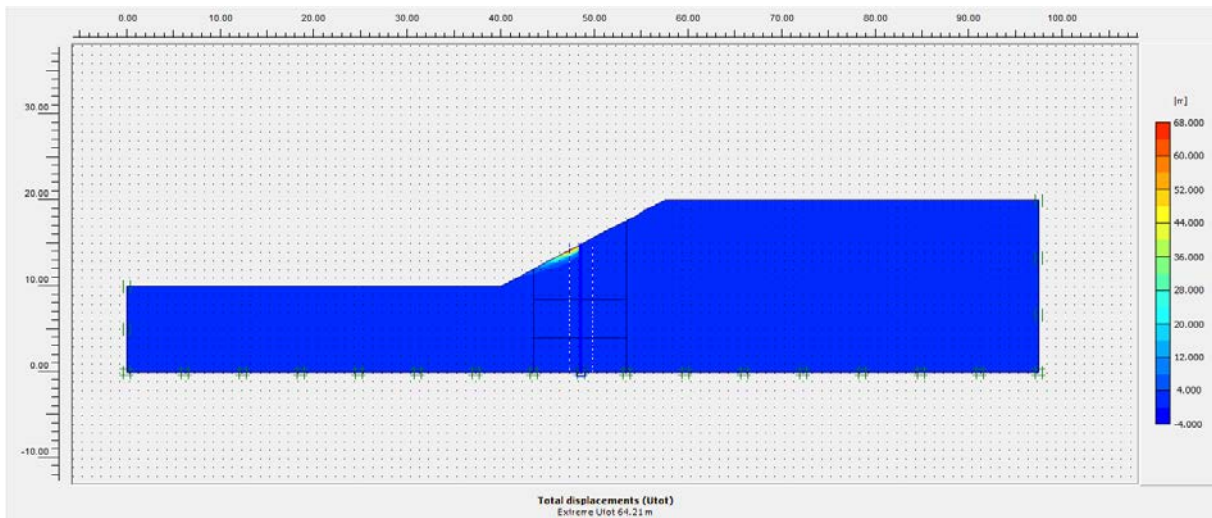


Figure III.23 : Incrément des déplacements cas d'un sol renforcé par pieu ($\phi' = 40$)

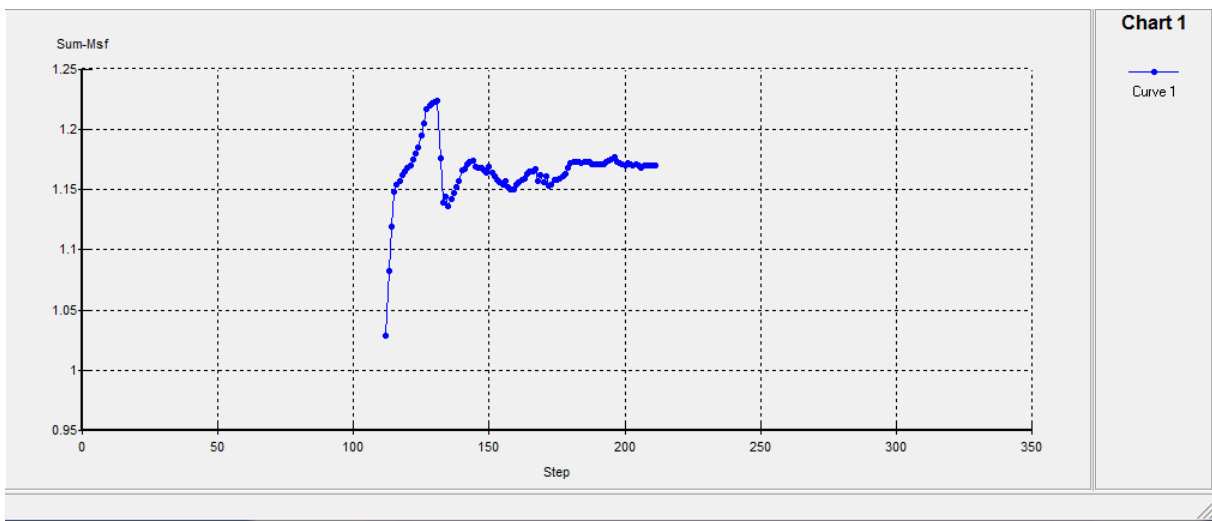


Figure III.24 : Coefficient de sécurité cas d'un sol renforcé par pieu ($\phi' = 40$)

Cas d'un sol équivalent :

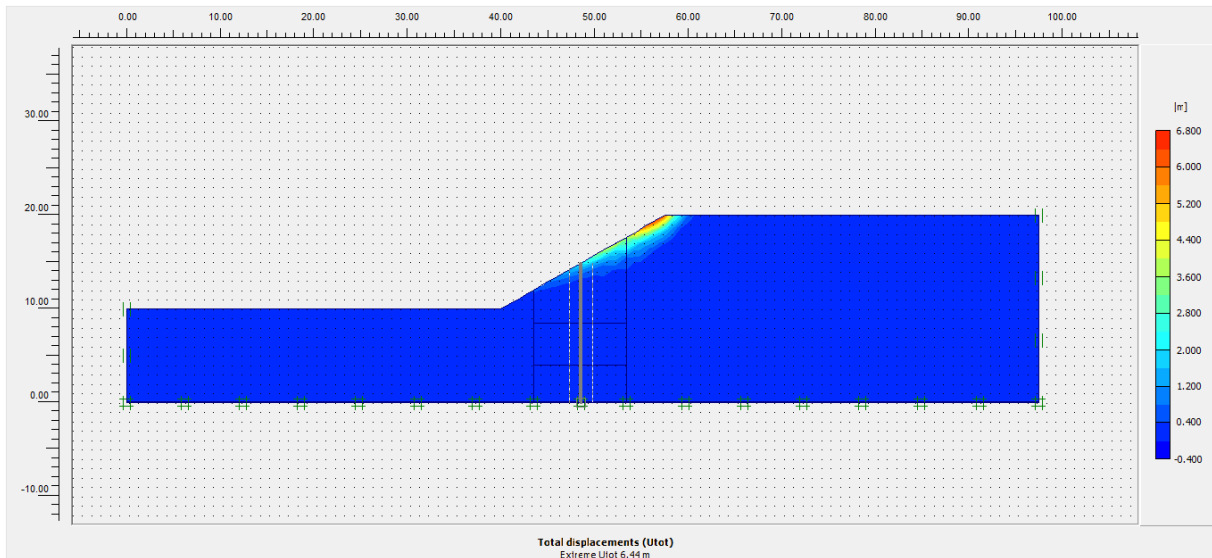


Figure III.25 : Incrément des déplacements d'un sol équivalent ($\phi'=46$)

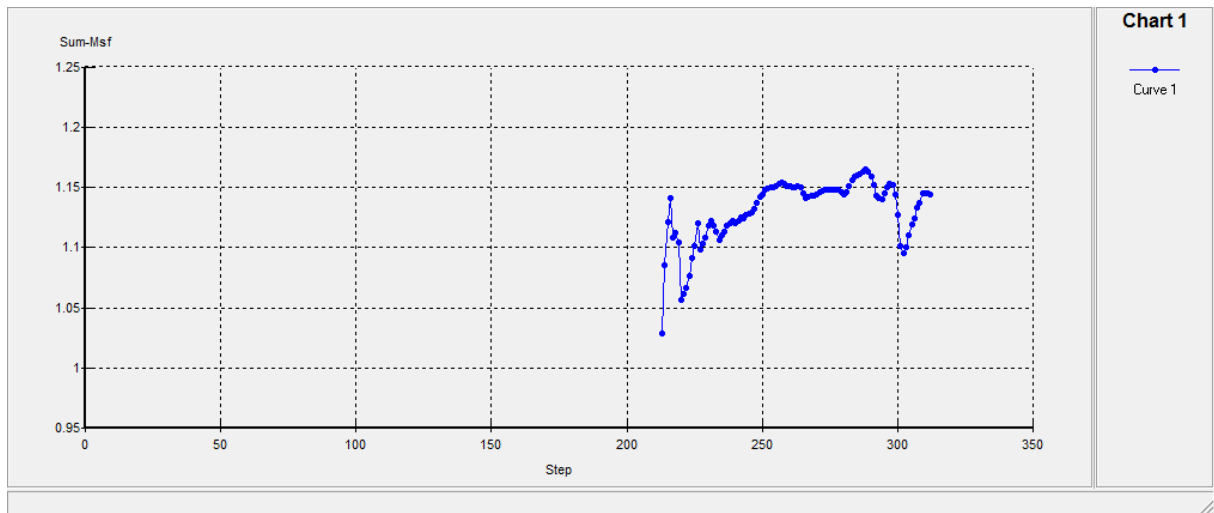


Figure III.26 : Coefficient de sécurité d'un sol équivalent ($\phi'=46$)

Des courbes des figures III-22, III-24 et III-26 on constate que le coefficient de sécurité de la pente non renforcé $FS=1.055$, celui de la pente renforcée avec une série de pieux est $FS = 1.17$, alors que pour un sol équivalent ce coefficient vaut $FS = 1.143$

On voit que les deux facteurs de sécurité calculé en présence de pieux et avec sol équivalent sont très voisins l'un de l'autre, pour avoir une meilleure idée sur la relation entre les deux valeurs on va étudier d'autres cas avec des angles de frottement différents.

Cas 2 : Angle de frottement initial = 35° .

Cas d'un sol non traité :

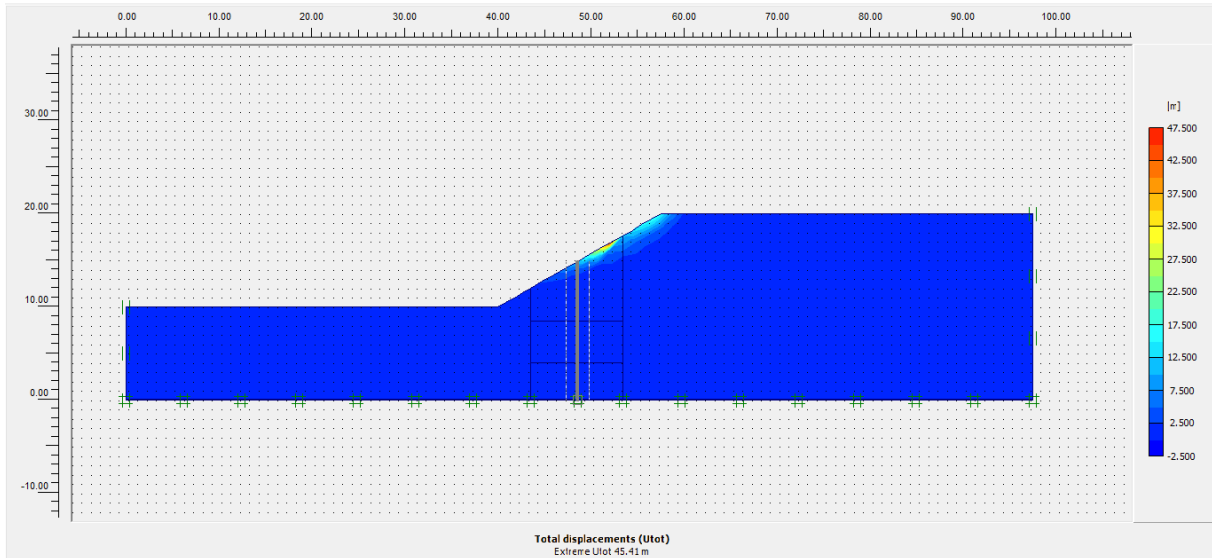


Figure III.27 : Increment des déplacements cas de pente non traité ($\phi'=40$)

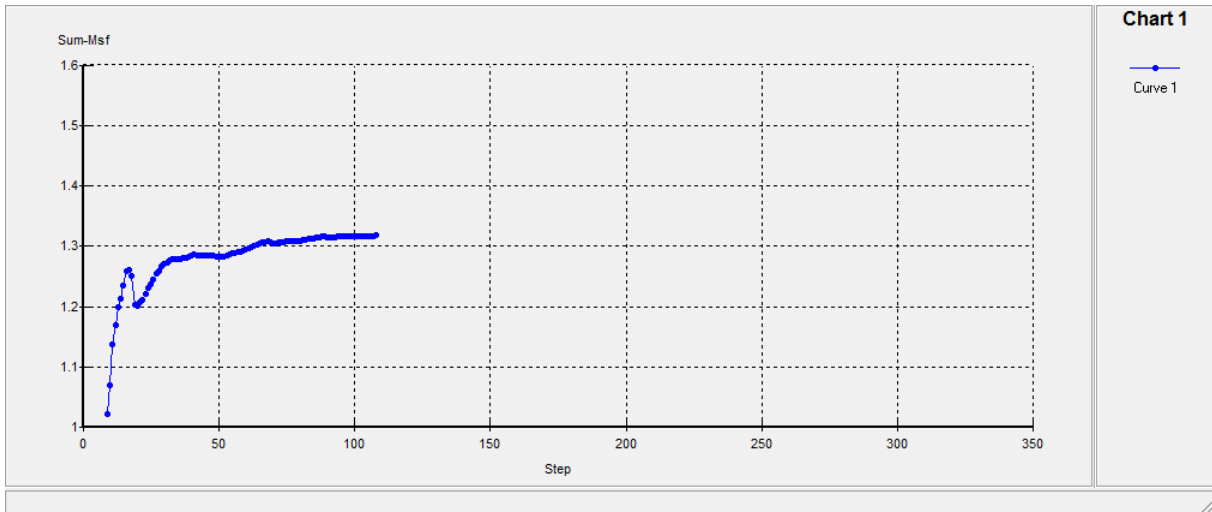


Figure III.28 : Coefficient de sécurité cas de pente non traité ($\phi'=40$)

Chapitre III : Etude d'un cas pratiques

Cas d'un sol renforcé par pieu :

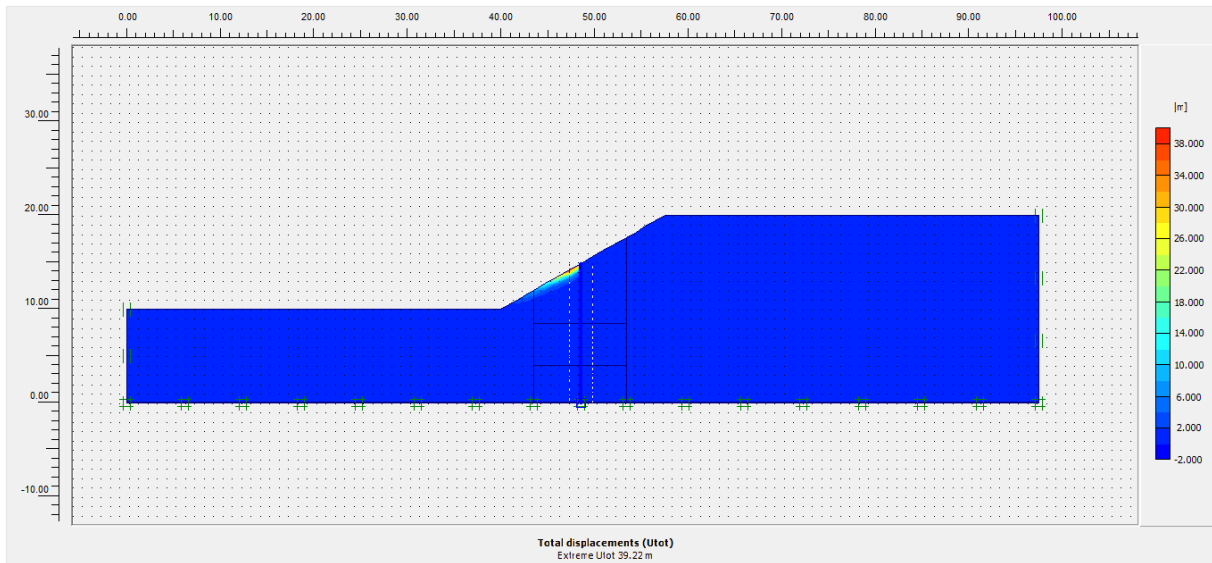


Figure III.29 : Increment des déplacements cas d'un sol renforcé par pieu ($\phi'=48$)

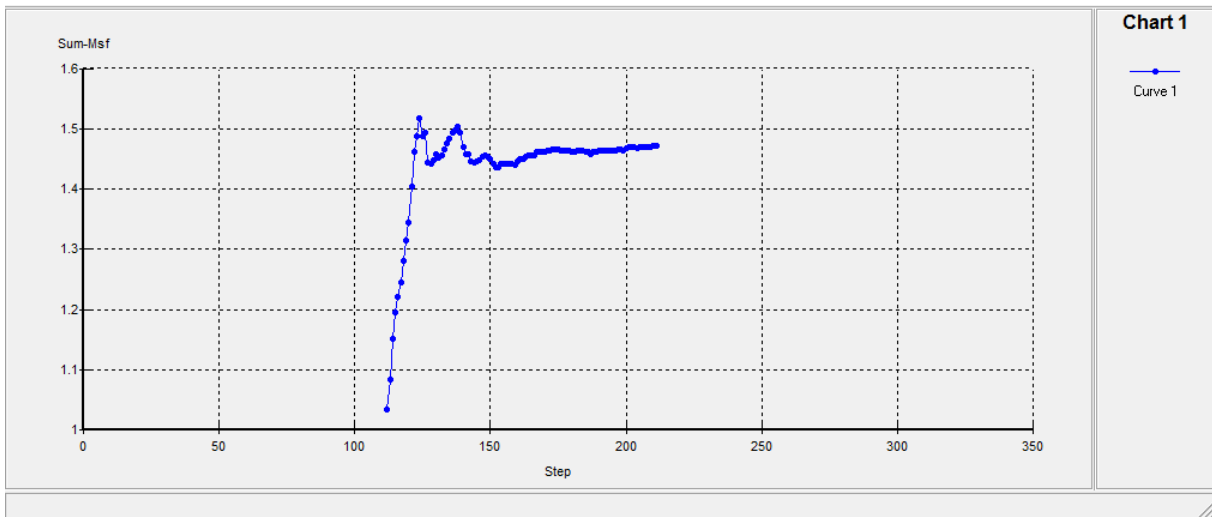


Figure III.30 : Coefficient de sécurité cas d'un sol renforcé par pieu ($\phi'=48$)

Cas d'un sol équivalent :

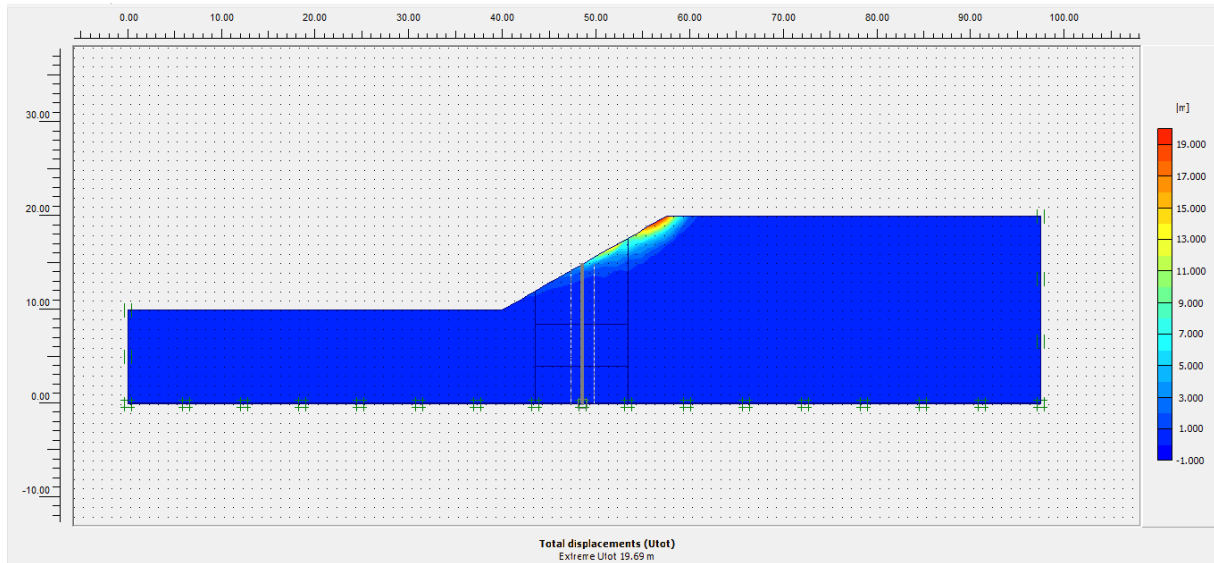


Figure III.31 : Incrément des déplacements d'un sol équivalent ($\phi'=54$)

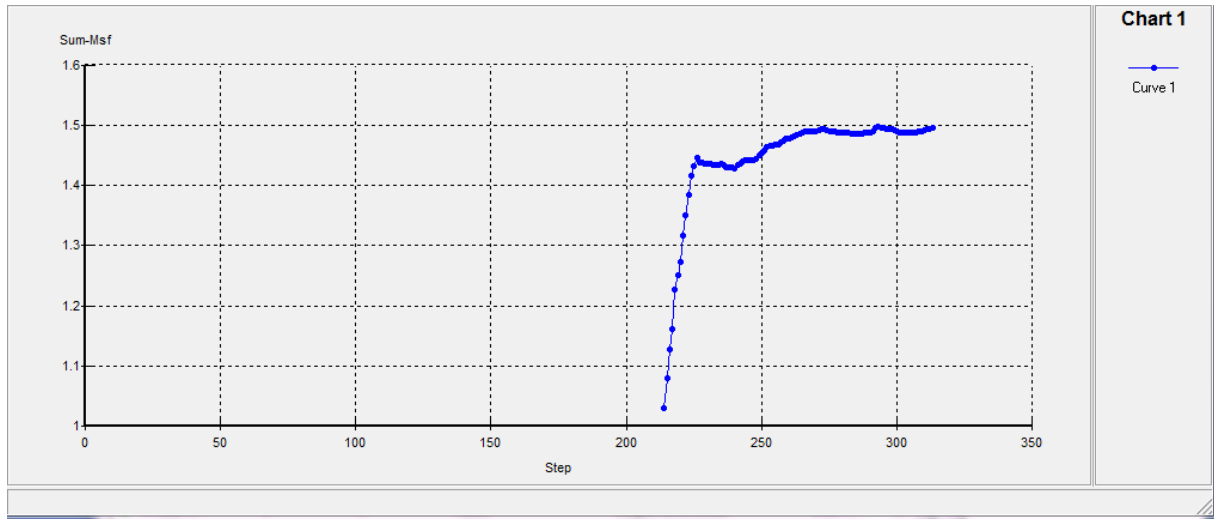


Figure III.32 : Coefficient de sécurité d'un sol équivalent ($\phi'=54$)

Des courbes des figures III-28, III-30 et III-32 on constate que le coefficient de sécurité de la pente non renforcé $FS=1.138$, celui de la pente renforcée avec une série de pieux est $FS =1.472$, alors que pour un sol équivalent ce coefficient vaut $FS =1.496$

Cas 3 : Angle de frottement initial = 40° .

Cas d'un sol non traité :

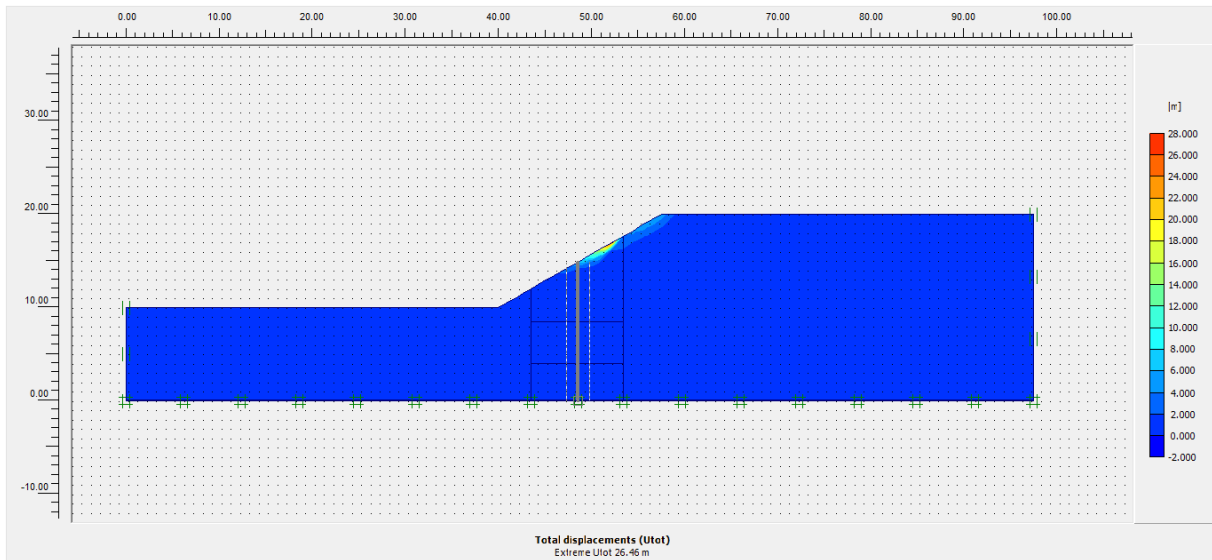


Figure III.33 : Incrément des déplacements cas de pente non traité ($\phi'=57$)

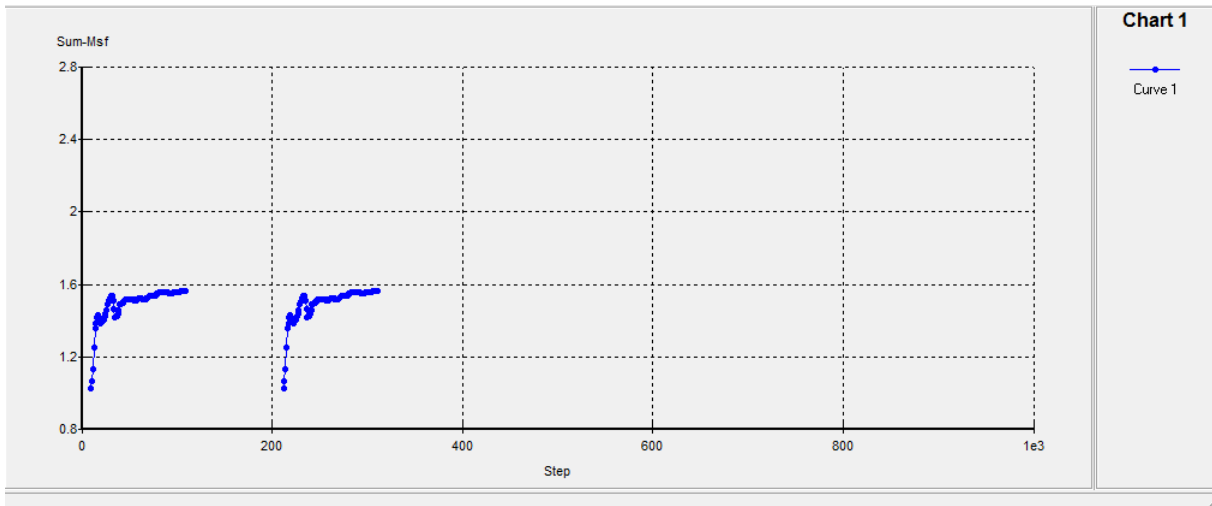


Figure III.34 : Coefficient de sécurité cas de pente non traité ($\phi'=57$)

Cas d'un sol renforcé par pieu :

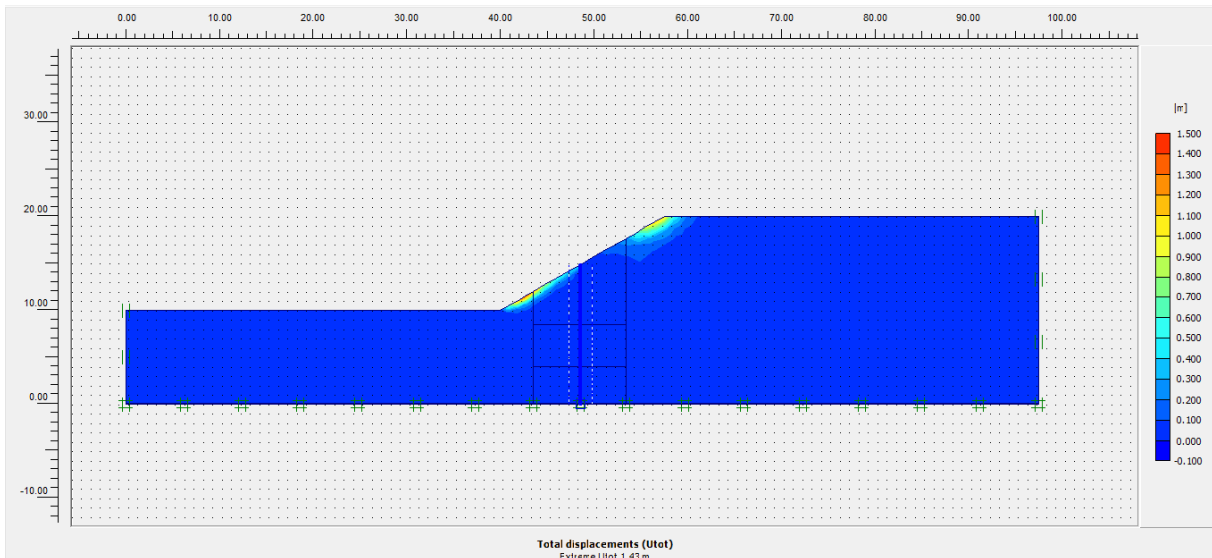


Figure III.35 : Incrément des déplacements cas d'un sol renforcé par pieu ($\phi'=63$)

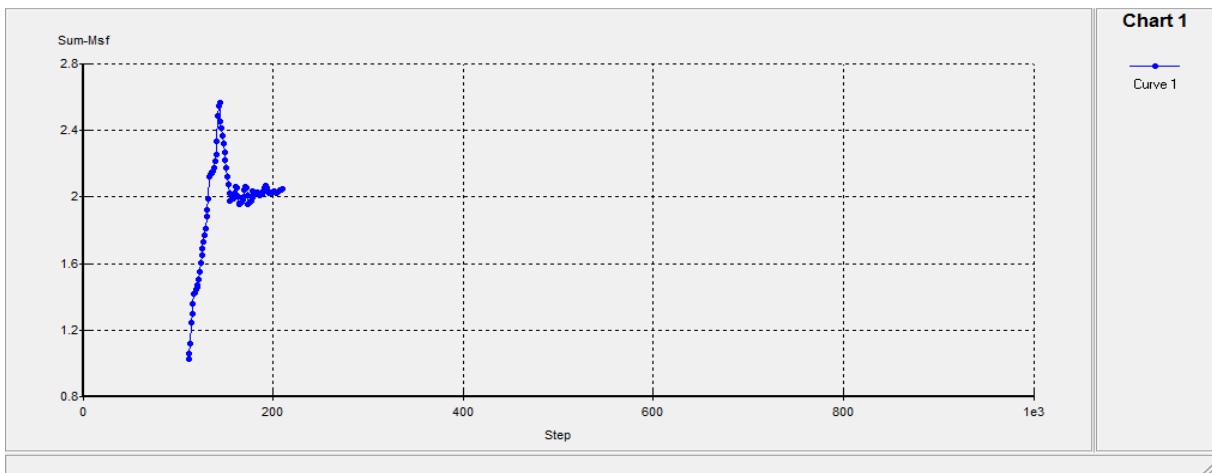


Figure III.36 : Coefficient de sécurité cas d'un sol renforcé par pieu ($\phi'=63$)

Cas d'un sol équivalent :

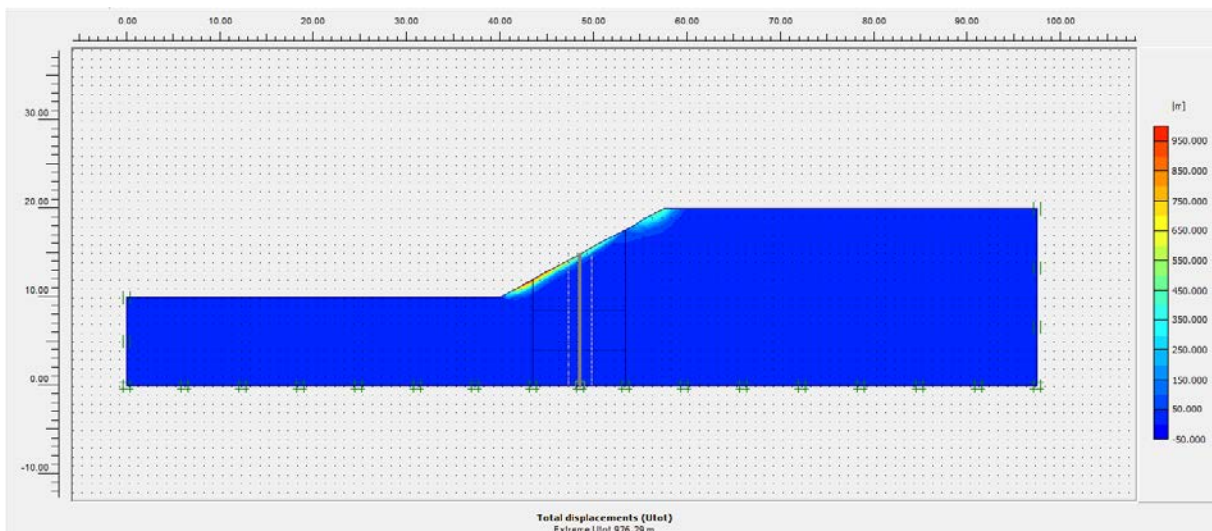


Figure III.37 : Incrément des déplacements d'un sol équivalent ($\phi'=67$)

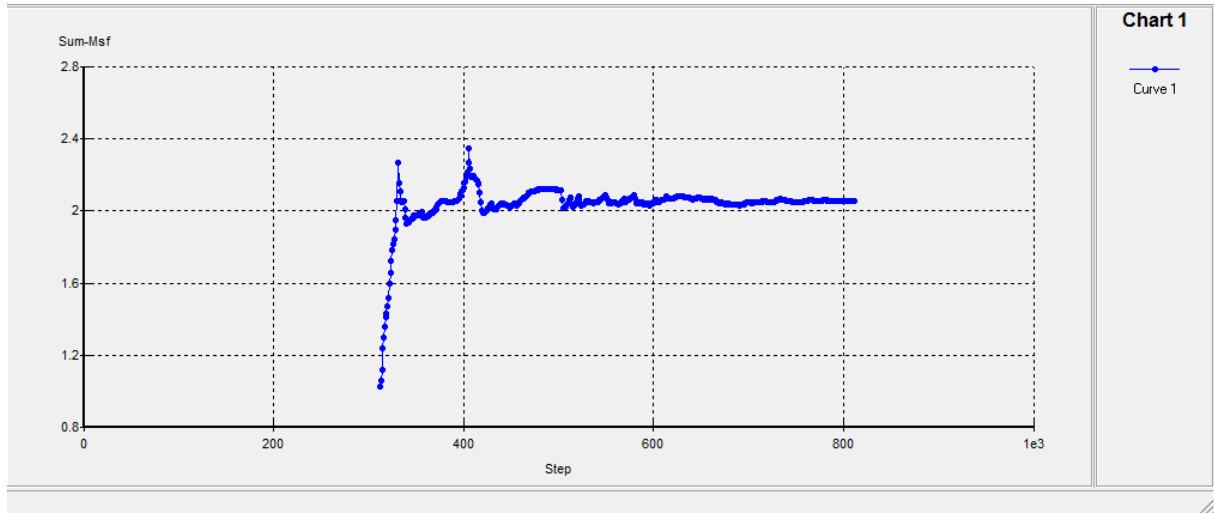


Figure III.38 : Coefficient de sécurité d'un sol équivalent ($\phi'=67$)

Des courbes des figures III-34, III-36 et III-38 on constate que le coefficient de sécurité de la pente non renforcé $FS=1.56$, celui de la pente renforcée avec une série de pieux est $FS =2.05$, alors que pour un sol équivalent ce coefficient vaut $FS =2.06$

III-3-3 Discussion des résultats :

De tous les résultats précédents on voit que le calcul de la stabilité en considérant la présence des pieux donne des valeurs proches de ceux données par un calcul avec sol équivalent.

Pour mieux évaluer la justification d'utiliser les méthodes de calcul de la stabilité des pentes et talus non renforcées pour le calcul de pentes et talus renforcés par pieux nous allons étudier la variation du rapport $Fs_{\text{éq}}/F_{\text{sp}}$ (Rapport du facteur de sécurité obtenu par un calcul avec sol équivalent à celui obtenu par le calcul en présence du pieu)

	Cas 1 $\phi=30^\circ$	Cas 2 $\phi=35$	Cas 3 $\phi=40$
$Fs_{\text{équiv}}$	1.143	1.496	2.06
F_{spieu}	1.17	1.472	2.05
$Fs_{\text{équiv}}/ F_{\text{spieu}}$	0.98	1.01	1.004

Tableau III-4 : Le coefficient de sécurité et le rapport

On voit bien que le rapport des deux facteurs est presque = 1 ce qui veut dire que les deux procédures donnent le même facteur de sécurité.

III-3-4 Conclusion :

Pour des cas différents (talus de même pente avec différents angles de frottement), nous avons évalué la stabilité de la pente renforcée par une série de pieux de deux manières :

- ✓ En considérant la présence des pieux.
- ✓ En considérant que la pente ou le talus non renforcée mais avec de nouvelles angles de frottement.

Les deux calculs ont donné le même facteur de sécurité ce qui justifie l'utilisation des méthodes, relativement simples , de calcul de stabilité des pentes non traitées pour calculer les pentes traitées avec une série de pieux en remplaçant les caractéristiques (angle de frottement) du sol dans la zone encadrant la position du pieux sur une largeur 10 fois le diamètre du pieu par les caractéristique du sol équivalent dont l'angle de frottement à une profondeur donnée est estimé par la relation développée au chapitre précédent:

Chapitre II : Présentation de la proposition et évaluation des caractéristiques du sol équivalent

Introduction :

Plusieurs études et recherches ont été effectuées pour estimer l'apport des pieux inclus dans le sol à la stabilité des pentes. Une grande partie de ces méthodes présente l'effort résistant au glissement comme étant la somme de l'effort résistant du sol et l'effort pris par le pieu.

Dans la plupart de ces méthodes, une solution théorique pour les pieux considérés comme passifs a été obtenue soit par la résolution du problème d'un seul pieu ou en analysant un groupe de pieux comme supposé travaillant comme mur de soutènement.

La proposition de Winter et al(1983) considère la solution des pieux placés dans une rangé et prend en compte l'espacement entre les pieux. Cependant, cette méthode ne peut être utilisée dans les pentes purements cohésif subissant un fluage.

Une méthode théorique a été proposée par Ito et Matsui (1975) pour analyser le mécanisme des forces latérales agissant sur la stabilisation des pieux lorsque le terrain est forcé de glisser entre les pieux de croissance

L'idée discutée dans ce chapitre est d'exploiter les résultats de cette dernière méthode pour remplacer le système sol-pieu par un système sol seul ayant de nouvelles caractéristiques mécaniques donnant une résistance vis-à-vis du glissement, équivalente à celle du système sol pieu.

I-1- Evaluation de la charge prise par les pieux selon la théorie de la déformation plastique de Ito- Matsui :

Dans cette analyse, l'état plastique qui satisfait au critère d'écoulement de Mohr Coulomb est supposé se produire dans le sol juste autour des pieux. La méthode a été développée spécifiquement pour le calcul des pressions qui agissent sur des pieux passifs placés dans un rangé .

Les hypothèses de la théorie de la déformation plastique de la matière sont données dans le paragraphe suivant. Ensuite, un développement des expressions donnant la charge appliquée au pieu à une profondeur donné est présenté suivi de son application aux pieux utilisés dans la stabilisation des pentes.

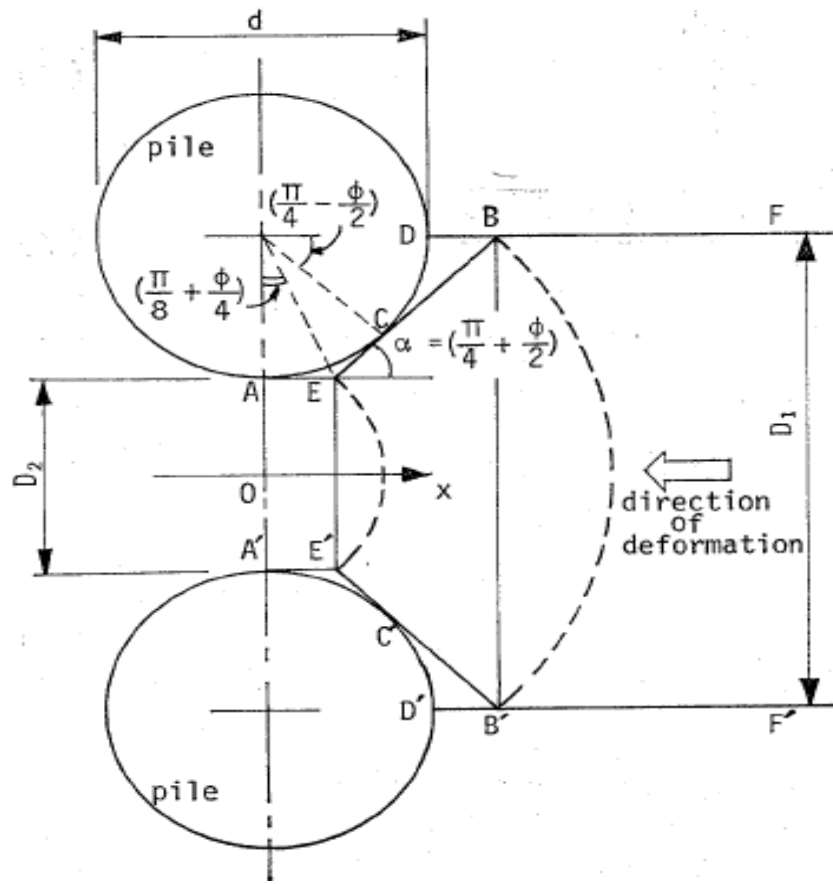


Figure II-1 : Déformation d'un sol plastique autour de pieux stables (Ito et Matsui , 1975).

I-1-1- Hypothèse:

On suppose que les piles placés à déformer plastiquement le sol, comme un glissement de terrain, peuvent empêcher une nouvelle déformation plastique. Afin de concevoir les piles, les forces latérales doivent être estimées aussi précisément que les forces.

Ces possibilités, cependant, sont fonction du mouvement, à une valeur finale, en cas de grand mouvement.

Ito et Matsui (1975) ont développé la théorie de la déformation plastique afin d'estimer une valeur de la force latérale entre ces deux estimations, en supposant qu'aucune réduction de la résistance au cisaillement le long de la surface du glissement à eu lieu en raison de la cause de ramollissement provoqué par le mouvement du glissement de terrain.

Pour cette raison, seul le sol autour des piles (figure 1) est supposé être dans un état d'équilibre plastique, satisfaisant le critère de rendement de Mohr-Coulomb. Par conséquent, la force latérale agissant sur les piles peut être estimée quel que soit l'état d'équilibre de la pente.

Chapitre II : Présentation de la proposition et évaluation des caractéristiques du sol équivalent

La théorie de la déformation plastique est basée sur l'hypothèse suivante:

- 1) Lorsque la couche de sol se déforme, deux surfaces de glissement, AEB et A'E'B', se produisent, faisant un angle de $(\pi / 4 + \varphi / 2)$ avec l'axe des x (figure 1);
- 2) Le sol est dans un état d'équilibre plastique dans la zone AEBB'E'A' lorsque le critère de rupture de Mohr-Coulomb est appliqué.
- 3) La pression de la terre active agit sur le plan AA'.
- 4) les conditions de déformation planes sont vérifiées et sont en rapport avec la profondeur.
- 5) Les pieux sont des éléments rigides.
- 6) Les forces de frottement sur les surfaces AEB et A'E'B' sont négligeables lorsque la répartition des contraintes dans le AEB'A du sol est considérée.

La dernière hypothèse a été un point de controverse dans le passé, car il semble indiquer que les contraintes agissant sur les surfaces AEB et A'E'B' sont des contraintes principales. Cependant, cela est faux (Ito et Matsui, 1978); Considérons deux petits éléments dans la région plastique (Figure 2), élément 1 dans le centre de cette région, et l'élément 2 sur le bord.

Les contraintes indiquées dans l'élément 1, σ_1 et σ_1 , sont des contraintes principales, et les cercles de Mohr pour ces éléments sont représentés sur les figures 3a et 3b pour les sols purement cohésifs et cohésives, respectivement. [11]

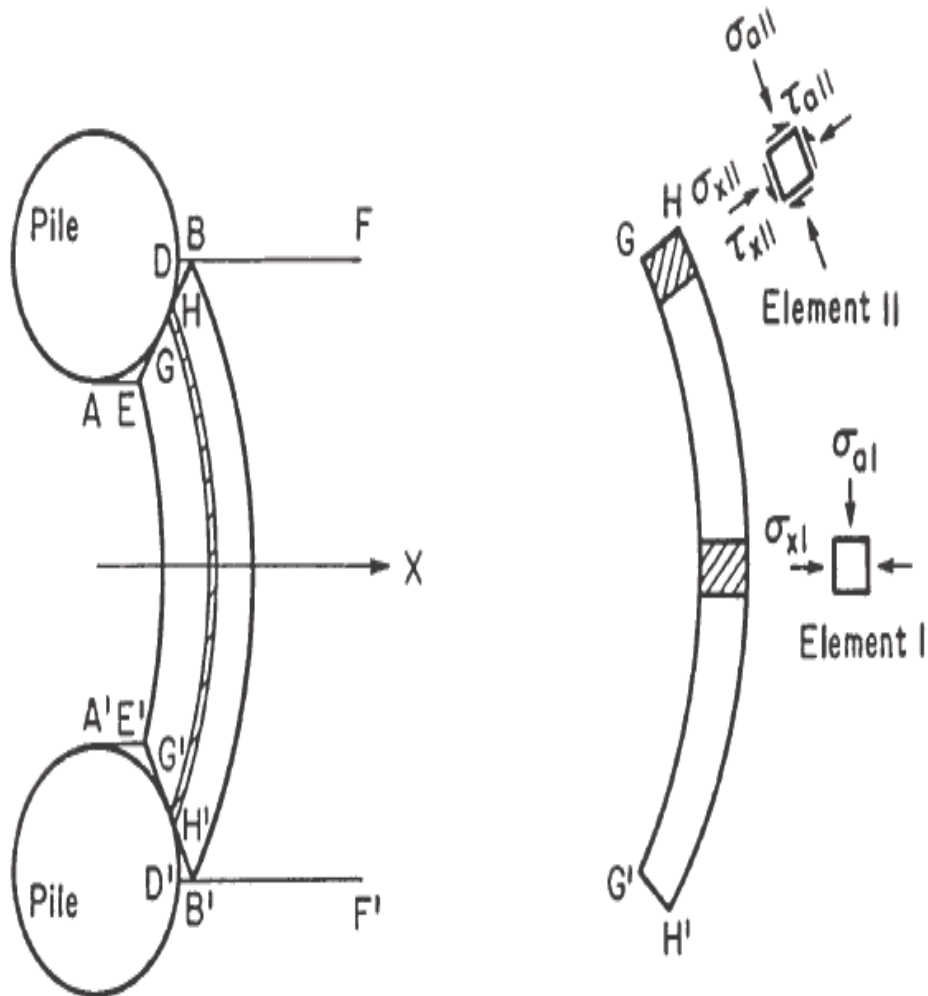
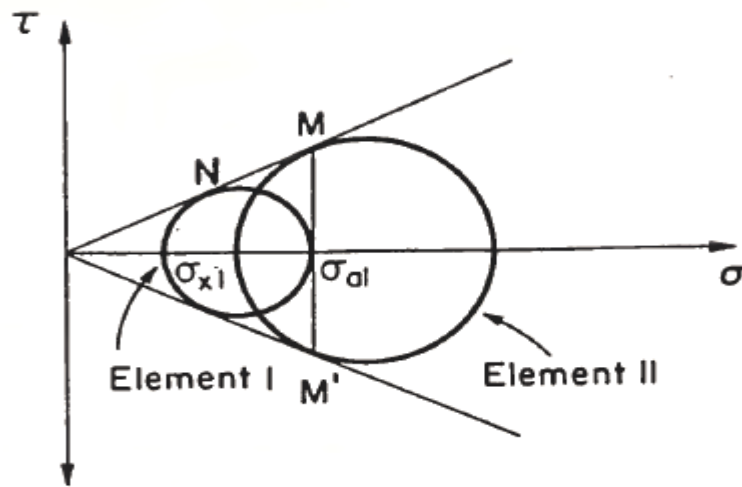
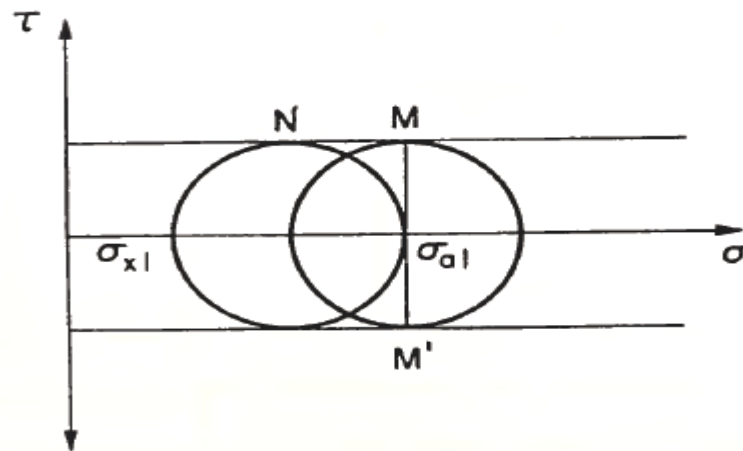


Figure II-2 : Contraintes agissantes sur les éléments d'un sol déformé plastiquement (Ito et Matsui ,1975)



(a) Cohesionless Soil



(b) Frictionless Soil

Figure II-3 : Cercles Mohr d'éléments déformés plastiquement dans le sol (Ito et Matsui, 1975)

Il est constaté que les cercles Mohr se déplacent vers la droite lorsque les différents éléments pris en considération, avancent du centre vers le bord de la surface GHH'G (figure 3, point N se déplace le long de l'enveloppe de rupture au point M). Cependant, il serait difficile d'analyser une telle répartition complexe des contraintes.

Chapitre II : Présentation de la proposition et évaluation des caractéristiques du sol équivalent

Par souci de simplification, chaque point sur la zone GHH'G, à l'exception des plans GH et G'H', est supposé être sous les mêmes contraintes que l'élément 1.

Pour les plans GH et G'H', il est supposé que la contrainte normale agissant sur l'élément 2, σ_2 , est égale à la contrainte normale agissant sur l'élément 1, σ_1 (figure 3).

Il est clair que l'hypothèse d'une distribution uniforme des contraintes pour AEBB'E'A »ne tient pas compte des plans EB et E'B' entre plans principaux.

Les contraintes agissant sur ces plans sont représentées par le point M et M', et sont pris en compte dans les équations d'équilibre écrites pour la zone GHH'G' (équation 3-2 ci-dessous).

I-1-2- Dérivation:

Les étapes successives nécessaires pour calculer la force agissant par unité de profondeur de pieu sont présentées ci-après. L'expression de cette force est donnée pour un sol quelconque de caractéristiques C - φ , pour un sol purement cohérent de cohésion C et pour un sol frottant d'angle de frottement φ . L'équilibre de l'élément différentiel GHH'G' entouré par des traits pleins sur la figure 4a est considérée.[11]

La somme des forces dans la direction x donne:

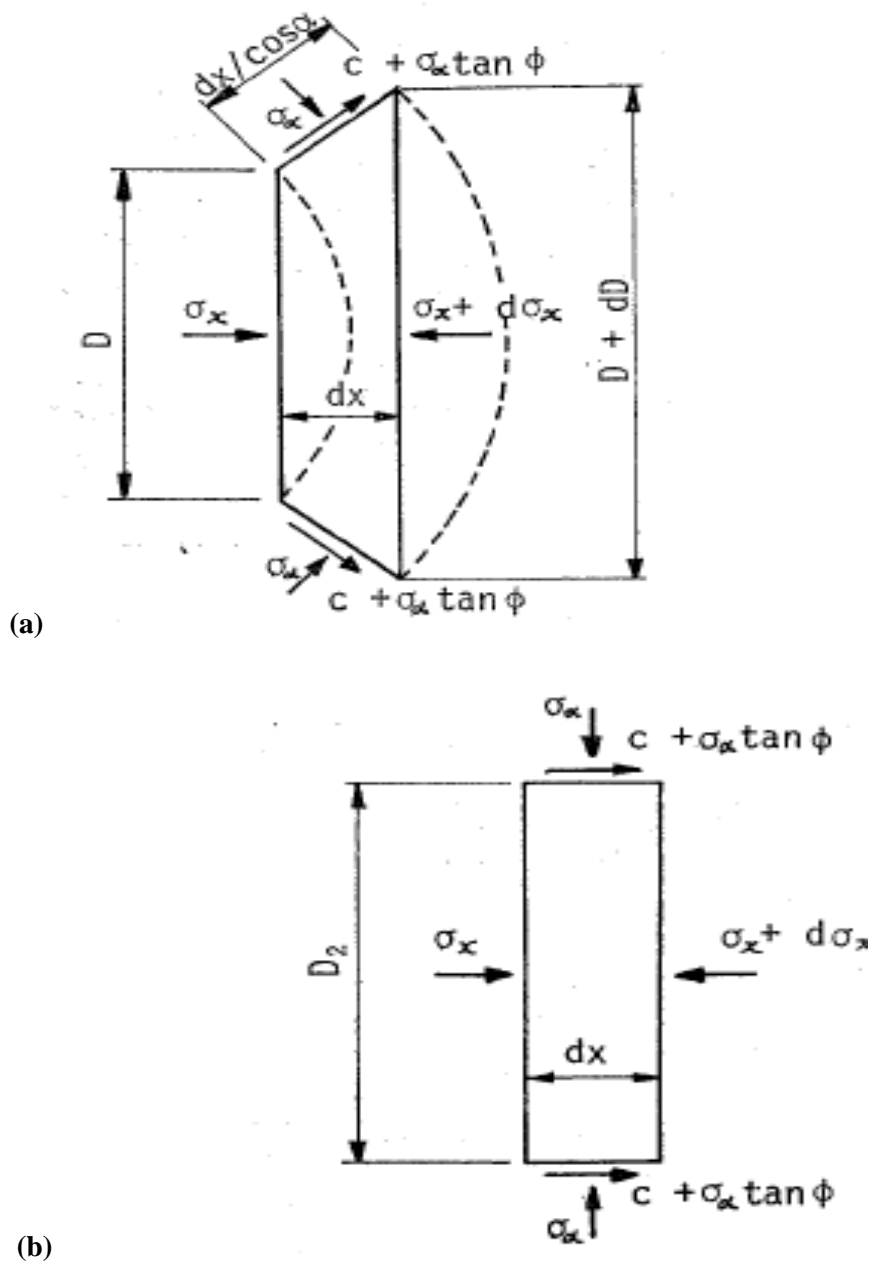


Figure II-4 : Les contraintes exercées sur les éléments de terres déformés plastiquement.

$$-Dd\sigma_x - \sigma_x dD + 2dx \left\{ \sigma_a \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) + \sigma_a \tan \phi + c \right\} = 0 \quad (3-2)$$

Comme il est supposé que σ_{a2} est approximativement égale à σ_{a1} , alors σ_{a2} correspond à une contrainte principale σ_x selon l'hypothèse 6.

Selon le critère d'écoulement de Mohr Coulomb, la rupture se produit lorsque les contraintes satisfont l'équation:

Chapitre II : Présentation de la proposition et évaluation des caractéristiques du sol équivalent

où

$$N_{\phi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3-4)$$

de la géométrie, on a :

$$dx = \frac{d\left(\frac{D}{2}\right)}{\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (3-5)$$

La substitution des équations (3-3) et (3-5) dans (3-2) donne:

$$D d\sigma_x = dD \left\{ N_{\phi}^{1/2} \tan \phi + N_{\phi} - 1 \right\} \sigma_x + c \left(2 \tan \phi + 2 N_{\phi}^{1/2} + N_{\phi}^{-1/2} \right) \quad (3-6)$$

L'intégration de l'équation ci-dessus donne l'état de contrainte dans la zone EBB'E' :

où C1 est une constante d'intégration.

De même, l'équilibre de l'élément différentiel représenté sur la figure 4b donnera l'état de contrainte dans la zone AEE'A' (figure 1). Sommant toutes les forces dans la direction x:

$$D_2 d\sigma_x = 2(\sigma_a \tan \phi + c) dx \quad (3-8)$$

substituant l'équation (3-3) dans l'équation (3-8) et l'intégrant cette dernière:

$$\sigma_x = \frac{C_2 \exp\left(\frac{2N_{\phi} \tan \phi}{D_2} x\right) - c(2N_{\phi}^{1/2} \tan \phi + 1)}{N_{\phi} \tan \phi} \quad (3-9)$$

où C2 est une constante d'intégration. Enfin, l'hypothèse 3 donne la contrainte normale sur plan AA'(x = 0):

$$\left| \sigma_x \right|_{x=0} = \bar{\gamma} z N_{\phi}^{-1} - 2c N_{\phi}^{-1/2} \quad (3-10)$$

Où \bar{z} est la profondeur depuis la surface du sol et $\bar{\gamma}$ est le poids unitaire du sol. Reconnaisant que le plan AA' est le plan x = 0, l'équation (3-10) peut être considéré comme une condition aux limites. La constante C₂ est obtenue par l'introduction de cette condition limite dans l'équation (3-9):

Chapitre II : Présentation de la proposition et évaluation des caractéristiques du sol équivalent

$$C_2 = \bar{\gamma} z \tan \phi + c \quad (3-11)$$

La contrainte normale agissant sur plan EE' est déterminé en utilisant l'équation (3-9) et (3-11) à la distance $x = AE$.

De la géométrie.

$$AE = \{(D_1 - D_2)/2\} \tan(\pi/8 + \phi/4) \quad (3-12)$$

Puis,

$$\begin{aligned} |\sigma_x|_{x=AE} = \frac{1}{N_\phi \tan \phi} \{ (\bar{\gamma} z \tan \phi + c) \cdot \exp\left(\frac{D_1 - D_2}{D_2}\right) \cdot \\ N_\phi \tan \phi \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4}\right) - c (2N_\phi^{1/2} \tan \phi + 1) \} \end{aligned} \quad (3-13)$$

La constante C_1 est obtenue en considérant l'équation (3-13) comme une condition aux limites et sa substitution dans l'équation (3-7).

$$\begin{aligned} (C_1 D_2)^{N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1} &= \frac{(N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1)}{N_\phi \tan \phi} \{ (\bar{\gamma} z \tan \phi + c) \\ \exp\left(\frac{D_1 - D_2}{D_2}\right) & N_\phi \tan \phi \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4}\right) - c (2N_\phi^{1/2} \tan \phi + 1) \} \\ &+ c (2 \tan \phi + 2N_\phi^{1/2} + N_\phi^{-1/2}) \end{aligned} \quad (3-14)$$

La force latérale par unité d'épaisseur de la couche agissant sur le plan BB' dans la direction x est obtenue en substituant la valeur ci-dessous dans l'équation (3-7):

Chapitre II : Présentation de la proposition et évaluation des caractéristiques du sol équivalent

$$\begin{aligned}
 P_{BB'} &= D_1 (\sigma_x)_{D=D_1} = A \left[\frac{1}{N_\phi \tan \phi} \{ (\bar{\gamma} z \tan \phi + c) \right. \\
 &\quad \left. \exp\left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\phi \tan \phi \tan\left(\frac{\pi + \phi}{8 + 4}\right)\right) - c(2N_\phi^{1/2} \tan \phi + 1) \right] \\
 &\quad + c \frac{2 \tan \phi + 2N_\phi^{1/2} + N_\phi^{-1/2}}{N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi^{-1}} - c \cdot D_1 \frac{2 \tan \phi + 2N_\phi^{1/2} + N_\phi^{-1/2}}{N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi^{-1}}
 \end{aligned}$$

Où

$$A = D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right) (N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi^{-1}) \quad (3-15)$$

La force latérale F agissant sur le pieu par unité d'épaisseur de la couche est la différence entre les forces agissant sur les plans BB' et AA' (Equation (3-10) et Equation (3-15)):

$$\begin{aligned}
 q &= P_{BB'} - D_2 (\sigma_x)_{x=0} = A c \left[\frac{1}{N_\phi \tan \phi} \left\{ \exp\left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\phi \tan \phi \right. \right. \right. \\
 &\quad \left. \left. \tan\left(\frac{\pi + \phi}{8 + 4}\right) - 2N_\phi^{1/2} \tan \phi - 1 \right\} + \frac{2 \tan \phi + 2N_\phi^{1/2} + N_\phi^{-1/2}}{N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi^{-1}} \right] \\
 &\quad - c \left\{ D_1 \frac{2 \tan \phi + 2N_\phi^{1/2} + N_\phi^{-1/2}}{N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi^{-1}} - 2D_2 N_\phi^{-1/2} \right\} \\
 &\quad + \frac{\bar{\gamma} z}{N_\phi} \left\{ A \exp\left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\phi \tan \phi \tan\left(\frac{\pi + \phi}{8 + 4}\right)\right) - D_2 \right\} \quad (3-16)
 \end{aligned}$$

Pour un sol purement pulvérulent, la cohésion C est zéro et l'équation (3-5) se réduit à l'expression suivante pour la force latérale par unité d'épaisseur.

Chapitre II : Présentation de la proposition et évaluation des caractéristiques du sol équivalent

$$q = \frac{\gamma z}{N_\phi} \left\{ D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1} \exp\left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\phi \tan \phi \tan\left(\frac{\pi + \phi}{8} \right) \right) - D_2 \right\} \quad (3-17)$$

I-2- Présentation et développement de l'idée du sol équivalent :

Comme la zone d'influence de chaque pile ne dépasse pas 5D (Reese & Van Impe, 2001), la longueur du modèle peut être limitée à 10D. Afin de modéliser une tranche de sol représentatif, la largeur du modèle a été prise égale à l'espacement D1 entre axes des pieux.

La résistance du système sol pieux T_{s-p} est la somme de la résistance du sol T_1 et la résistance offerte par le pieu T_2

$$T_{s-p} = T_1 + T_2$$

La résistance au cisaillement du sol est $\tau = \sigma \tan \phi = \gamma z \tan \phi$

$$\rightarrow T_1 = \gamma z \tan \phi \times s = \gamma z \tan \phi \left[(10D) \times D_1 - \pi \frac{D^2}{4} \right]$$

L'espacement est généralement pris comme n fois le diamètre du pieu

$$D_1 = n \times D \quad \text{et donc } D_2 = D_1 - D = (n - 1)D$$

$$\text{Alors } T_1 = \gamma z \tan \phi \left[(10D) \times nD - \pi \frac{D^2}{4} \right] = \gamma z \tan \phi (10nD^2 - \pi \frac{D^2}{4})$$

La résistance par unité de profondeur du pieu est égale à la charge par unité de profondeur prise par le pieu déterminée précédemment :

$$q = \frac{\gamma z}{N_\phi} \left[A \times e^{\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\phi \tan \phi \tan\left(\frac{\pi + \phi}{8} \right)} - D_2 \right]$$

L'effort résistant du pieu est donc $T_2 = \int_0^h q dz$

$$\text{Or } A = D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1} =$$

$$\text{En posant } N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1 = N_{\phi 1} \quad \text{et } N_\phi \tan \phi \tan\left(\frac{\pi + \phi}{8} \right)$$

Chapitre II : Présentation de la proposition et évaluation des caractéristiques du sol équivalent

Et $A = D \times A1$

$$\text{avec } A1 = n \left(\frac{n}{n-1} \right)^{N_{\varphi}^{\frac{1}{2}} \tan \varphi + N_{\varphi} - 1} = n \left(\frac{n}{n-1} \right)^{N_{\varphi}}$$

Alors $q = \frac{\gamma z}{N_{\varphi}} D [A_1 \times e^{\frac{1}{n-1} N_{\varphi} z} - (n-1)]$

Ce qui donne

$$T_2 = \int_0^z q dz = \frac{\gamma z^2}{2N_{\varphi}} D [A_1 \times e^{\frac{1}{n-1} N_{\varphi} z} - (n-1)]$$

L'effort résistant total du système sol- pieu est donc :

$$T = \gamma z \tan \varphi (10nD^2 - \pi \frac{D^2}{4}) + \frac{\gamma z^2}{2N_{\varphi}} D [A_1 \times e^{\frac{1}{n-1} N_{\varphi} z} - (n-1)]$$

Si on considère maintenant un sol de caractéristique φ' la résistance du modèle au cisaillement est : $T_{eq} = 10nD^2 \gamma z \tan \varphi'$

L'équivalence exige que T soit égale à T_{eq} ce qui donne

$$\tan \varphi' = \tan \varphi \left(1 - \frac{\pi D^2}{40nD^2} \right) + \frac{z}{2 * 10nDN_{\varphi}} (A_1 e^{\frac{1}{n-1} N_{\varphi} z} - n + 1)$$

Comme on le peut remarquer l'angle de frottement du sol équivalent dépend de la profondeur z, la procédure qu'on propose est de diviser partie de longueur 10D de la pente entourant le pieu en des sous couches et de calculer pour chaque couche l'angle correspondant.

Pour faciliter ce calcul et pour choisir les épaisseurs des couches on a développé le petit programme en Matlab suivant :

Function phic(f)

```
[d, phi, n ,z]= feval(str2func(f));
```

```
phi=phi*pi/180;
```

```
nphi=(tan((pi/4)+(phi/2)))^2;
```

```
nphi1=(nphi^0.5)*(tan(phi))+nphi-1;
```

```
nphi2=(nphi^0.5)*(tan(phi))*(tan((pi/8)+(phi/4)));
```

```
A1=n*(n/(n-1))^nphi1;
```

Chapitre II : Présentation de la proposition et évaluation des caractéristiques du sol équivalent

```
b1=(tan(phi))*(1-(pi/(40*n)));  
b2=(z/(20*n*d*nphi))*(A1*(exp((1/(n-1))*nphi2))-n+1);  
tphip=b1+b2;  
phip=(180/pi)*atan(tphip);  
display(phip);
```

I-3- Conclusion :

Nous avons résumé la méthode de Ito et Matsui développée pour évaluer la charge subie par un pieu ou un groupe de pieu inclus dans un sol susceptible de se déformer plastiquement comme le cas d'un glissement de terrain,

Nous avons utilisé cette méthode pour calculer la résistance au cisaillement d'un modèle de sol de longueur 10D et de largeur nD car des recherches précitées ont montré que la zone influencée par la présence de pieux est 5D de chaque côté.

Nous avons présenté l'idée de remplacer le système sol pieux par un nouveau sol seul en supposant qu'il donnera la même résistance que celui du sol initial renforcé par pieux et nous avons déterminé pour le cas simple d'un sol purement frottant l'angle de frottement du sol équivalent en fonction de l'angle de frottement du sol initial et des caractéristiques des pieux de renforcement (Diamètre et espacement)

L'examen la validation de cette proposition fera le sujet de chapitre suivant.

Chapitre II : Présentation de la proposition et évaluation des caractéristiques du sol équivalent

Résumé :

Le travail présenté ici vise à justifier, pour le cas simple d'un sol purement frottant, l'utilisation des méthodes, relativement simples, de calcul de la stabilité des pentes non traitées aux cas des pentes traitées par des pieux en remplaçant le système sol- pieu par un système sol seul avec de nouvelles caractéristiques donnant une stabilité équivalente. Une expression pour estimer l'angle de frottement du sol équivalent est d'abord établie, suivi d'une étude de plusieurs cas pratiques par Plaxis en considérant alternativement la présence des pieux et le sol équivalent.

L'étude a montré que le facteur de sécurité obtenu pour la pente avec sol équivalent est pratiquement identique à celui calculé en considérant la présence de pieux ce qui justifie la proposition émise.

Mots clés : stabilité, pente, sol équivalent, facteur de sécurité, équilibre limite, réduction de la résistance au cisaillement, pieu, Plaxis .