



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Amar Thelidji- Laghouat

FACULTE : GENIE CIVIL ET ARCHITECTURE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

MEMOIRE DE MASTER

Présenté par

SOUFFI Mehdi & KHALILI Khalil

DOMAINE : Sciences et Technologies

FILIERE : Génie Civil

OPTION : Structures

Thème

INFLUENCE DE LA VARIABILITE DES PARAMETRES DU SOL SUR LA STABILITE DES TALUS

Soutenu le: 13/06/2018

Jury de soutenance :

Nom et Prénom	Grade	Qualité
Pr. Gueddouda. M. K	Professeur	Présidente
Mr. Nouioua. T	M.A.A	Examineur
Mr. Mouattah Kaddour	MCA	Encadreur

Promotion : Juin-2018

Remerciements

En terme de rédaction de cette thèse, nous remercions à tout instant notre ALLAH qui a toujours éclairé notre vie par le savoir, et nous a guidé dans le bon chemin.

Nous tenons à remercier notre encadreur Dr KADDOUR MOUATTAH son précieux conseil et son aide durant toute la période du travail.

Nos vifs remerciements pour le professeur GADDOUDA M. Kamel président du jury et Mr NOUIOUA Taher membre du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre recherche en acceptant d'examiner notre travail Et de l'enrichir par leurs propositions.

Nos remerciements vont également au corps administratif du département de Génie Civil faculté de Génie civil et d'architecteur de l'université

Amar Thelidji – Laghouat

Enfin, nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participés de près ou de loin à la réalisation de ce travail.



DEDICACE

C'est avec une grande émotion,

Je dédier ce modeste travail de fin d'étude

Aux êtres les plus chères :

Merci mon PÈRE. ALI

A qui m'ont soutenu pour terminer mes études

Mes chers frères : ABD ELKARIM, MEBAREK, MOHAMMED,

ABD ELSAMD ET ABD ALLA.

Et Mes cher 'es sœurs

Aux bourgeons de la famille : Issam, AbdelHaq, Younes, Khaled, hamza

Hanan, Zahia, SARA, ASMA, Rukaya.

A Toute ma famille KHALILI

A Tous mes camarades et mes amis que j'ai connus dans ma vie

Elfodda Bachir, M Abdel basset, Amar, B M, Moulai.

A mon collègue d'étude : Souffi Mehdi.

A toute personne que j'ai connue



KHALILI KHALIL

DÉDICACE

Tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude, l'amour, le respect, la reconnaissance, c'est tout simplement que : Je dédie cette thèse à :

A Mon Père Noureddine Aucune dédicace ne saurait exprimer le respect que j'ai toujours pour vous. Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être. Ce travail et le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour mon éducation et ma formation le long de ces années.

A Ma Mère Messaouda Tu représentes pour moi la source de tendresse et l'exemple de dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager. Tu as fait plus qu'une mère puisse faire pour que ses enfants suivent le bon chemin dans leur vie et leurs études.

A ma chère femme Bahia Tes sacrifices, ton soutien moral m'ont permis de réussir mes études. Ce travail soit témoignage de ma reconnaissance et de mon amour sincère et fidèle.

A Mon fils Mohammed EL AMIRE

A mon frère : Ahmed à **ma sœur :** Khadîdja.

A mes très chers amis & à tous les membres de ma promotion 2018.

A tous mes enseignants depuis mes premières années d'études.

A tous ceux qui me sens chers et que j'ai omis de citer.

Et enfin à mon cher ami KHALILI khalil

SOUFFI MEHDI

ملخص

يعتبر استقرار المنحدرات من بين أهم المواضيع التي يناقشها العلماء منذ القدم، وقد تم التوصل إلى عدة طرق لحساب معامل الأمان الذي يضمن عدم وقوع الكارثة و الذي يرتبط ارتباطا وثيقا بخصائص التربة.

ومن أجل هذا يتلخص العمل الذي نقوم به في معرفة و تحليل تأثير خصائص التربة في استقرار هذه المنحدرات. وقد قمنا، تبعا لذلك، بضبط قياسات المنحدر و نوعية التربة (تربة طينية) ثم نقوم بحساب تأثير خصائص هذه التربة المتمثلة في كل من: التماسك c ، زاوية الاحتكاك الداخلي ϕ ، والوزن γ . إلى جانب ذلك درسنا تأثير زاوية التمدد ψ في استقرار المنحدر وذلك باستعمال بعض الطرق الكلاسيكية للتوازن الحدي وطريقة العناصر المنتهية.

النتائج التي تم الحصول عليها تدل على وجود تأثير كبير لخصائص التربة على قيمة معامل الأمان للمنحدر. و لذا ينبغي القيام بدراسات قائمة على الاحتمالات لمعرفة موثوقية النتائج المحصل عليها

كلمات مفتاحية: استقرار المنحدر، طريقة العناصر المنتهية، طرق التوازن الحدي، خصائص التربة، معامل الأمان.

Abstract:

Slope Stability is among the most important topics discussed by scientists since antiquity, and has been achieved in several ways to calculate the safety factor to prevent the disaster which is closely related to soil parameters.

For this reason, the work presented here is interested in the effect of the soil properties variability on the stability of a clayey slope with fixed geometry and, then, vary the parameters of this soil ϕ , namely: c , ϕ and γ . Beside this, we, also, analyze the effect of dilatancy angle ψ on the stability of the slope using the limit equilibrium methods and the finite element method.

The results obtained indicate a strong effect on the safety factor. Probabilistic studies should, therefore, be conducted to determine the reliability of the results obtained.

Keywords: Slope stability, Finite Element Method, Limit Equilibrium Method, soil parameters, safety factor.

Résumé :

La stabilité des pentes est l'un des sujets les plus importants abordés par les géotechniciens depuis l'Antiquité et plusieurs méthodes ont été développées pour calculer le facteur de sécurité, étroitement liée aux paramètres du sol, afin d'éviter les catastrophes.

Pour cette raison, le travail présenté s'intéresse à l'effet de la variabilité des propriétés du sol sur la stabilité d'une pente argileuse à géométrie fixe qu'on fait varier, les paramètres de ce sol : c , ϕ et γ . Nous nous sommes intéressés, également, à l'effet de l'angle de dilatance ψ sur la stabilité de la pente en utilisant les méthodes d'équilibre limite et la méthode des éléments finis.

Les résultats obtenus indiquent un effet très significatif des paramètres du sol sur le facteur de sécurité. Des études probabilistes devraient donc être menées pour déterminer la fiabilité des résultats obtenus.

Mots-clés : stabilité de la pente, Méthode des éléments finis, Méthode d'équilibre limite, paramètres du sol, facteur de sécurité.

Liste des matières

Remerciements.....i
Dédicaces.....ii
Résumé.....iii
Table des matières.....iv
Table des figures.....vi
Liste des tableaux.....vii

Introduction Générale1

Chapitre I : Généralités sur les méthodes Classiques de calcul de la stabilité des talus...3

1.1-Introduction :.....4
1.2- Définition du coefficient de sécurité6
I.3-Propriétés du matériau :.....7
I.4-Etude de la stabilité des talus.....8
 I.4.1-Calculs de stabilité.....9
 I.4.2-Résistance et rupture des sols9
 I.4.3-Méthodes de calcul à la rupture11
 I.4.4-Cas des ruptures.....15
 I.4.5-Méthodes de calcul de stabilité des talus.....16
I.5-METHODES A L'EQUILIBRE LIMITE.....17
 I.5.1-Principes et hypothèses des méthodes d'équilibre limite.....17
 I.5.2-Méthode Janbu simplifiée.....19
 I.5.3-Méthode de Bishop (1955)22
 I.5.4-Méthode Bishop simplifiée.....23
 I.5.5-La méthode de Spencer.....26
I.6 Evaluation et limitations des méthodes.....29
I.7-CONCLUSION30

Chapitre II : Présentation de la méthode des éléments finis.....32

II.1 Introduction32

II.2 Historique	32
II.3 Principe général	33
II.4 Principe de la méthode des éléments finis	34
II.5 Choix d'un maillage	36
II.6 Notion de continuité inter élémentaire	36
II.7 Quelques éléments classiques.....	36
II.8 Elément de référence	37
II.8.1 Formulation iso paramétrique.....	38
II.9 passage du système de coordonnées d'élément réel à celui de l'élément de référence	38
II.10 La Discrétisation de l'équation d'écoulement	39
II.10.1 Discrétisation spatiale.....	40
II.11 assemblage.....	43
II.12 Méthode de stockage	43
II.13 introduction des conditions aux limites	43
II.14 Méthodes de résolution.....	44
II.15 La MEF dans l'analyse de la stabilité des talus.....	44
II.16 Les avantages et limites de la méthode des éléments finis :.....	46
II.17 Conclusion :	47
Chapitre III : Modélisation, Résultats & Interprétation.....	48
III.1 Introduction	49
III.2 Calcul à l'aide de la méthode des éléments finis	49
III.2.1 Modélisation.....	50
III.2.2 Effet de la variation de l'angle de dilatance	51
III.2.3 Déroulement des calculs.....	51
III.2.4 Résultats de calcul	52
III.2.5 Exemple de fichier résultats (.res) par le programme SLOPE64	53
III.3 Calcul par les méthodes d'équilibre limite	59
III.3.1 Description de Slide Version 6.0.....	59
III.4 Étape de préparation de la forme.....	59
III.5 Étape de l'insertion du modèle :.....	60
III.5.1 Surfaces glissantes.....	61
III.5.2 Limites de la pente.	63

III.5.3 Propriétés du matériau.....	64
III.5.4 Méthodes d'analyse	65
III.6 Afficher les résultats.....	65
III.7 Effet du critère de rupture choisi.....	70
III.8 Conclusion.....	70
Conclusion Générale	72
Bibliographie	74

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Diverses définitions du facteur de Sécurité.....	6
Figure I.2 : Courbe effort-déformation dans un essai de cisaillement.....	10
Figure I.3 : Schéma de rupture plane.....	12
Figure I.4 : Les inconnues d'une méthode des tranches.....	14
Figure I.5 : rupture plane.....	15
Figure I.6 : Exemple d'une rupture circulaire.....	18
Figure I.7 : Janbu du facteur de correction de la méthode simplifiée.....	21
Figure I.8 : Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Bishop.....	22
Figure I.9 : forces agissant sur une tranche typique.....	24
Figure I.10 : variation de la facture de sécurité par rapport à l'équilibre des moments et des forces Vs angle des forces latérales.....	28
Figure II.1 : Discrétisation du domaine de travail.....	34
Figure II.2 : la forme de maillage et nombre de nœud.....	37
Figure II.3 : Présentation de l'élément quadrilatéral à quatre noeuds dans le repère local et global.....	37
Figure III.1 : Schéma de la pente avec les caractéristiques géométriques.....	50
Figure III.2 : Schéma de la disposition et le nombre d'élément dans chaque section.....	50
Figure III.3 : diagramme de F_s en fonction de l'angle dilatation ψ	54
Figure III.4 : Maillage éléments finis.....	54
Figure III.5 : maillage déformé à la rupture (DIS).....	55
Figure III.6 : Vecteurs de déplacement (VEC).....	55
Figure III.7 : Digue composite.....	55
Figure III.8 : Diagramme de F_s en fonction de la Cohésion.....	56
Figure III.9 : Diagramme de F_s en fonction de l'Angle de frottement ϕ	57
Figure III.10 : Diagramme de F_s en fonction du Poids volumique γ	58

Figure III.11 : Boîte de dialogue Options PROJECT SETTINGS.....	59
Figure III.12 : Boite de dialogue pour importer le fichier.....	60
FigureIII.13 : Pente après l'insertion.....	61
Figure III.14 : Options de surface des glissements.....	61
Figure III.15 : Options d'espacement de maillage.....	62
FigureIII.16 : Centres de glissement de maillage utilisant l'option Auto Grid.....	62
Figure III.17 : Filtre des surfaces de glissement correctes en fonction des limites du modèle.....	63
Figure III.18 : Méthode de génération de circuits glissants en cherchant dans le maillage en utilisant des limites de pente et une génération décrivant le diamètre.....	64
FigureIII.19 : Caractéristiques des matériaux de pente étudiés.....	64
Figure III.20 : Méthodes d'équilibre limite dans Slide.....	65
FigureIII.21 : Pente après analyse en utilisant la méthode Bishop.....	65
Figure III.22 : diagramme de variation du facteur de sécurité en fonction de la cohésion.....	66
FigureIII.23 : diagramme de variation du facteur de sécurité en fonction d'angle de frottement Φ	67
Figure III.24 : diagramme de la variation du facteur de sécurité en fonction du Poids volumique γ	68

LISTES DES TABLEAUX

Tableau.I-1 : Valeurs minimales requises selon US Army Corp	7
Tableau.I-2 : Valeurs minimales requises selon GEO.....	7
Tableau.I.3 : Forces inter-tranches et équations à satisfaire pour différentes méthodes.....	14
Tableau I.4 : Inconnues et équations pour les méthodes de Spencer.....	26
Tableau I.5 : Caractéristiques des méthodes d'équilibre des analystes de stabilité de pente...29	
Tableau III.1 : les résultats de Fs par Slope64	53
Tableau III.2 : Facteur de sécurité pour la digue composite	56
Tableau III.3 : Calcul de Fs par SLOPE64 (variation de la cohésion)	56
Tableau III.4: Calcule de Fs par SLOPE64 (variation d'Angle de frottement ϕ)	57
Tableau III.5 : Calcul de Fs par SLOPE64 (variation du Poids volumique γ)	58
Tableau III.6 : Calcul de Fs par Slide6.0 (variation de la Cohésion)	66
Tableau III.7 : Calcule de Fs par Slide6.0 (variabilité d'Angle de frottement ϕ)	67
Tableau III.8 : Calcule de Fs par Slide6.0 (variabilité de Poids volumique γ)	68
TableauIII.9 : Un exemple pour une couche	70

LISTE DES NOTATIONS

Lettres latines

Symbole	Unité	Signification
b	m	Epaisseur de la tranche
L	m	Longueur du talus
X	m	Bras de levier du poids des terres
c	Pa	Cohésion totale
EL	N	Composante horizontale (gauche) de la force inter tranche
Emoteur	N	Effort moteur
Eresist	N	Effort résistant
Ff	-	Coefficient de sécurité trouvé par équilibre des forces
Fm	-	Coefficient de sécurité trouvé par équilibre moment
Fs	-	Coefficient de sécurité
H	m	Charge hydraulique
Hmax	m	Hauteur maximale de la pente
$m\alpha$	-	Paramètre trouvé par bishop
N	N	Force normale au plan de glissement
R	m	Rayon du cercle
T	N	Force tangentielle au plan de glissement
W	N	Poids des terres
XL	N	Composante verticale (gauche) de la force inter tranche
XR	N	Composante verticale (droite) de la force inter tranche

Lettres grecques

Symbole	Unité	Signification
α	Degré	Angle de tranche de talus
β	Degré	Angle de talus
γ	N/m ³	Poids volumique
σ	Pa	Contrainte totale
σ'	Pa	Contrainte effective
ε	mm	Déformation
τ	Pa	Contrainte de cisaillement
τ_{\max}	Pa	Contrainte de cisaillement maximum
φ	Degré	Angle de frottement interne
φ'	Degré	Angle de frottement interne effectif
ψ	Degré	Angle de dilatance

INTRODUCTION GENERALE

Parmi les défis auxquels sont confrontés les ingénieurs, les géotechniciens plus particulièrement, dans leurs carrières, il y a le problème de la stabilité des pentes. En raison de l'importance acquise par ce sujet dans la vie de l'homme et à cause des pertes matérielles et humaines subies après la catastrophe, les chercheurs se sont intéressés sérieusement à ce problème et les résultats étaient assez concluants.

Un foisonnement des méthodes a été observé depuis les années 1920 et le développement de méthodes ne cesse de se développer incluant tous les aspects qui entourent le phénomène de la stabilité des pentes. Ces méthodes peuvent être classées, globalement, en deux catégories : déterministe et non-déterministe. Les méthodes déterministes englobent toutes les méthodes classiques d'équilibre limite ainsi que les méthodes numériques telles que la méthode des éléments finis avec toutes ses variantes où le facteur de sécurité possède une valeur unique. Les méthodes non-déterministes s'appuient sur une analyse probabiliste et fournissent une probabilité de rupture.

Ces méthodes non-déterministes sont fondées sur le fait que notre connaissance des paramètres du matériau qui entrent dans le calcul du facteur de sécurité ne sont pas connus de manière déterministe mais sont, plutôt, des variables aléatoires pour plusieurs raisons.

Ce travail vise, donc, à examiner l'effet de la variabilité des paramètres du sol sur le facteur de sécurité pour atténuer, relativement, notre croyance en un facteur de sécurité rigoureux.

Pour cela, un programme élément finis écrit en FORTRAN par V. Griffiths a été utilisé ainsi qu'un certain nombre de méthodes d'équilibre limite.

Ce manuscrit est, donc, constitué d'une introduction générale, trois chapitres et une conclusion générale et des perspectives.

Le premier chapitre est dédié à des Généralités sur les méthodes Classiques de calcul de la stabilité des talus, quelques méthodes d'équilibre limite une évaluation et limitations de ces méthodes.

Le deuxième chapitre il est question d'une Présentation de la méthode des éléments finis.

Le troisième chapitre est consacré à la modélisation par le programme d'élément finis SLOPE64 et un autre programme de calcul de la stabilité du talus par les méthodes classiques SLIDE 6.0 développé par Rocscience Inc, extraction des résultats et nous analysons ces résultats ; ont termine le chapitre par une conclusion.

Ce manuscrit se termine par une conclusion générale.

Chapitre I

Généralités sur les méthodes

Classiques de calcul de la

stabilité des talus

I.1-Introduction :

L'analyse de la stabilité des pentes est un problème important et délicat en génie civil, en particulier pour les grands projets tels que les barrages, les mines, les autoroutes et les tunnels. De nombreuses techniques existent pour l'évaluation de la stabilité d'une pente donnée. L'intérêt principal de l'analyse de la stabilité des pentes est de déterminer un facteur de sécurité (FS) pour éviter la rupture de la pente. De nombreuses recherches ont été effectuées au cours des dernières décennies, mais l'analyse de la stabilité des pentes reste un défi en génie géotechnique.

De nombreuses méthodes alternatives d'analyse de la stabilité des talus ont été proposées. En général, ces méthodes d'analyse de la stabilité des pentes se divisent en deux catégories : les méthodes d'équilibre limite (LEM : Limit Equilibrium Methods) et les méthodes numériques, la méthode des éléments finis, ont été largement utilisées.

L'analyse de l'équilibre limite est basée sur la détermination des forces appliquées et de la force mobilisée sur une surface de glissement hypothétique dans la pente du sol. Généralement, les différentes méthodes d'équilibre limite divisent le massif du sol en plusieurs tranches et supposent différentes forces normales et de cisaillement entre les tranches afin d'obtenir une solution statistiquement admissible.

Dernièrement, l'attention a été portée aux évaluations de la stabilité des pentes en utilisant la méthode des éléments finis (MEF) ou la méthode des différences finies (MDF). La MEF ou la MDF peut saisir le comportement contrainte-déformation du sol et ainsi éliminer les hypothèses nécessaires dans les méthodes d'équilibre limite pour amener le problème statiquement indéterminé à un problème statiquement déterminé. La technique de réduction de la résistance au cisaillement (Shear Strength Reduction : SSR) a été mise en œuvre pour calculer le FS pour la MEF et la MDF.

Généralement, les méthodes d'équilibre limite sont basées sur des hypothèses sur les forces intertranches. En revanche, les méthodes basées sur le SSR n'ont pas recours à la division du massif du sol en tranches. Cependant, les méthodes SSR et équilibre limite partagent une chose en commun : il n'y a qu'un seul facteur de sécurité constant le long de la surface de glissement potentielle (Griffiths et Lane, 1999). Dans des études antérieures, de nombreuses recherches avaient été effectuées sur des cas simples générés et menés avec une méthode.

L'utilisation de deux méthodes différentes peut donner des résultats différents, mais la synergie des deux méthodes peut donner une source précieuse de contrôle sur le mécanisme de rupture de pente.

Il est à noter que le calcul de ce facteur de sécurité dépend, fortement, des paramètres du sol qui sont déterminés expérimentalement par des essais in-situ ou dans les laboratoires. Ceci pose un problème majeur aux géotechniciens car les valeurs de ces paramètres restent entachées d'incertitude pour deux raisons :

- Le maniement du spécimen altère ses propriétés,
- La variabilité spatiale de ces paramètres est en contradiction avec l'hypothèse de l'homogénéité avancée dans les calculs du FS.

Ceci a conduit un certain nombre de chercheurs à mettre en place des méthodes probabilistes et l'analyse de fiabilité qui tiennent en compte cet aspect aléatoire pour rendre l'analyse de la stabilité des talus plus rationnel.

On est intéressé dans ce manuscrit à utiliser quelques méthodes de calcul de la stabilité des talus développées par les chercheurs où nous essayons de faire varier les caractéristiques de sol est à étudier l'influence de la variabilité des paramètres du sol sur le calcul du facteur de sécurité de la pente ou du talus.

Ce chapitre passe en revue quelques méthodes d'équilibre limite de la stabilité des talus utilisés par de nombreux ingénieurs géotechniciens pour la conception et l'évaluation des pentes.

I.2- Définition du coefficient de sécurité : [1]

De nombreuses publications ont été faites sur les divers coefficients de sécurité que l'on est susceptible d'adopter pour définir la stabilité des talus Fig.I-1.

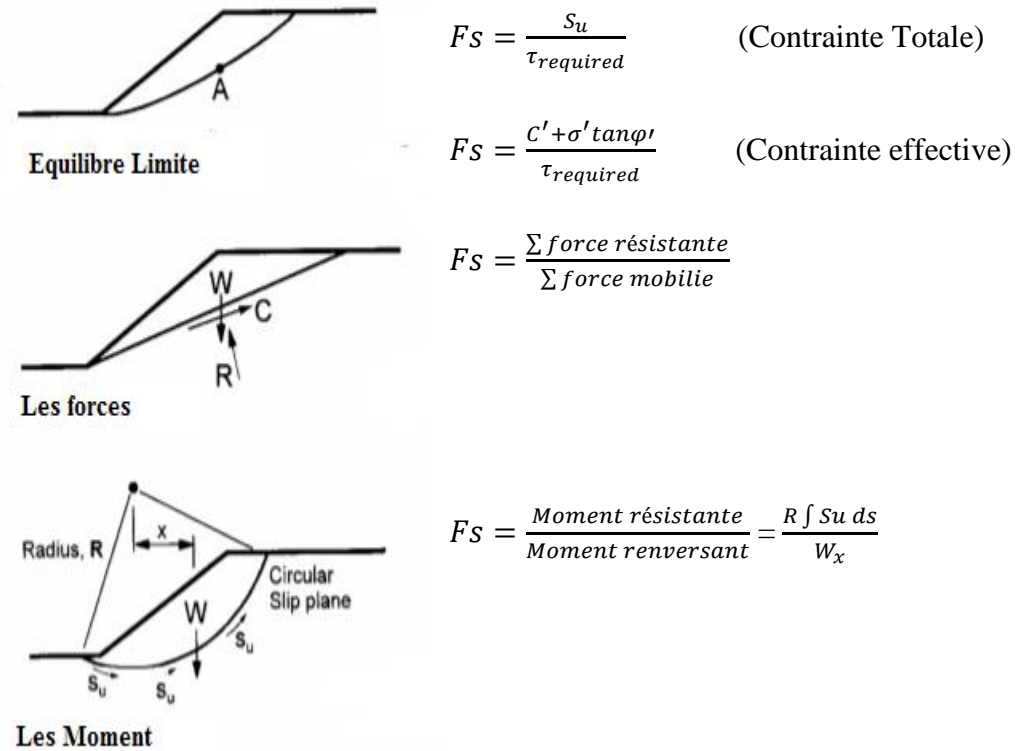


Figure I.1 : Diverses définitions du facteur de Sécurité

A chacun de ces coefficients correspond une valeur particulière pour un talus donné, Ils prennent la valeur 1 pour un talus en état d'équilibre limite (rupture).

Le coefficient de sécurité F est défini par l'expression suivante :

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

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

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

-Si $F < 1$, il y a rupture.

-Si $F = 1$, il y a équilibre limite.

En fait, la valeur à adopter pour le facteur de sécurité dépend des risques économiques et en vies humaines encourus ainsi qu'à l'incertitude impliquée dans les paramètres et la durée. On donne, ici, à titre d'exemple, des valeurs typiques proposées par deux organismes différents US Army Corp EM 1110-2-1902 (Tab.I-1) et Geotechnical Engineering Office à Hong Kong, (GEO Hong Kong, 1984) (Tab.I-2).

Tableau.I-1 : Valeurs minimales requises selon US Army Corp EM 1110-2-1902

Minimum Required Factors of Safety: New Earth and Rock-Fill Dams		
Analysis Condition ¹	Required Minimum Factor of Safety	Slope
End-of-Construction (including staged construction) ²	1.3	Upstream and Downstream
Long-term (Steady seepage, maximum storage pool, spillway crest or top of gates)	1.5	Downstream
Maximum surcharge pool ³	1.4	Downstream
Rapid drawdown	1.1-1.3 ^{4,5}	Upstream

Tableau.I-2 : Valeurs minimales requises selon GEO
Recommended factors of safety *F* (GEO, Hong Kong, 1984)

<i>Risk of economic losses</i>	<i>Risk of human losses</i>		
	<i>Negligible</i>	<i>Average</i>	<i>High</i>
Negligible	1.1	1.2	1.4
Average	1.2	1.3	1.4
High	1.4	1.4	1.5

I.3-Propriétés du matériau :

Les sols sont des matériaux particuliers dans lesquels les espaces vides entre les particules peuvent être remplis de liquide (eau), ou de gaz (air), ou les deux. La compréhension fondamentale du comportement du sol nécessite une connaissance de la minéralogie. En général, les sols sans cohésion ont constitués de minéraux, tels que le quartz, le feldspath et le mica.

Le quartz, qui se produit en abondance, a une structure cristalline très stable. Les feldspaths sont faibles et moins stables et sont moins abondants dans le sol que dans les roches ignées. Le mica se présente sous forme de piles de couches collées faiblement, et sa présence augmente la compressibilité sous chargement, ainsi que le gonflement lors du déchargement. Les minéraux argileux sont des silicates de calcium et d'aluminium. L'eau est fortement

absorbée par les minéraux argileux. Ce type de liaison entre l'eau et les minéraux argileux joue un rôle important dans la stabilité des pentes.

Les propriétés des sols naturels dépendent des proportions de différentes tailles de matériaux à grains fins et grossiers ainsi que de leur minéralogie. En outre, les propriétés dépendent également du processus de formation, de densité.

C = cohésion.

φ = Angle de frottement.

ψ = Angle de dilatance.

γ = poids volumique.

E = module de Young.

V = module de poisson.

I.4-Etude de la stabilité des talus :

Dans une étude de glissement de terrain on peut intervenir des modifications afin d'assurer la stabilité de talus parmi c'est intervention on peut city :

- talus naturels (déblais d'autoroute ...)
- barrage en terre
- mur de quai
- remblai d'autoroute ou de canaux d'irrigation ...

Sans vouloir traiter en profondeur la pathologie des glissements de terrain, disons que la modification du moment moteur, généralement due au poids du massif (soit par charge en tête de talus, ou décharge en pied), et la modification du régime hydraulique à l'intérieur du talus sont des causes fréquentes de glissements. [2]

Le calcul de la stabilité des talus est destiné à prévenir ces incidents, soit, en quelque sorte, trouver la pente idéale à un talus pour qu'il donne un certain degré de sécurité vis-à-vis du glissement.

Dans le laboratoire pourtant, les paramètres sont très complexes, du fait des incertitudes sur:

- Les conditions initiales, notamment en profondeur,
- Les propriétés mécaniques des terrains, en général hétérogènes, non linéaires...
- Les conditions hydrauliques : position de la nappe, phénomènes se produisant en zone non saturée.

L'eau est la cause déclenchant de la plupart des mouvements ; c'est un facteur variable dans le temps. [2]

I.4.1-Calculs de stabilité

L'analyse de la stabilité des pentes s'effectue habituellement à la rupture à l'aide des méthodes de calcul.

Ces méthodes donnent un coefficient de sécurité est par suit une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite.

L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque.

Dans tous les cas, les calculs de stabilité s'effectuent en contraintes totales à court terme et/ou en contraintes effectives à long terme.

Le degré de précision des calculs dépendra toutefois de la qualité de détermination des paramètres de cisaillement, mais aussi des moyens de calculs mis en œuvre

I.4.2-Résistance et rupture des sols

I.4.2.1-Définition de la rupture du sol

La rupture dans un sol ne pose pas le problème de choix de la cinématique de la rupture. Il faut également préciser à quel moment se produit la rupture dans les essais qui servent à mesurer la résistance à la rupture du sol, que l'on appelle couramment résistance au cisaillement.

En pratique, la rupture d'une éprouvette de sol s'apprécie d'après les déformations du sol : on trace en cours d'essai la courbe représentant la variation de la déformation du sol (déformation axiale de l'éprouvette triaxiale en fonction de la sollicitation qui l'a produite (déviateur dans l'essai de compression à l'appareil triaxial).

Ces courbes ont, suivant la nature et l'état du sol, l'une des deux allures représentées sur la figure I.2:

- ✓ La courbe I présente un maximum. On admet que ce maximum τ_{max} correspond à l'état de rupture, la déformation continuant de croître au-delà de ϵ_1 alors que la sollicitation appliquée diminue ou, au mieux, reste constante ;
- ✓ la courbe II a une allure asymptotique : on définit arbitrairement la rupture à une valeur maximale de la déformation (τ_{lim} correspondant à ϵ_{II}), au-delà de laquelle le comportement de l'ouvrage est incompatible avec sa destination.

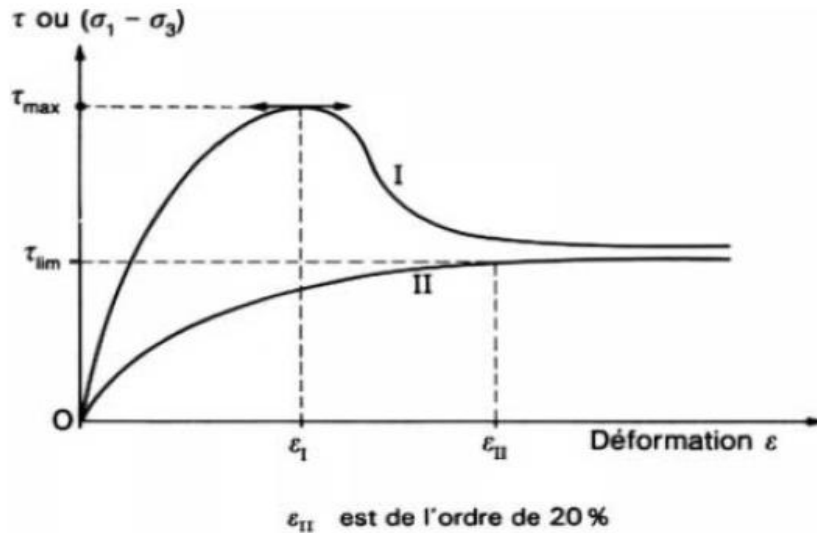


Figure :I.2 -Courbe effort-déformation dans un essai de cisaillement.

La forme de la courbe de déformation en fonction de la sollicitation appliquée n'est pas spécifique d'un mode de rupture : la diminution de la contrainte ou du couple appliqué au-delà d'un pic s'observe tant pour les ruptures sur surfaces de glissement que pour les ruptures par plastification de la masse du sol. Elle est, par contre, révélatrice de l'état du sol : les sables denses présentent un pic de résistance, comme les argiles à structure intacte, tandis que les sables lâches et les argiles remaniées ont habituellement un comportement de type asymptotique. [3]

I.4.2.2-Modes de rupture

Faute de pouvoir décrire de façon précise le comportement d'un massif de sol depuis son état initial jusqu'à la rupture, la mécanique des sols s'est inspirée des modes de rupture observés dans la nature pour développer des lois de comportement simplifiées.

La nature montre l'existence de deux principaux modes de rupture :

- les ruptures par glissement sur une surface ;
- les ruptures par plastification et écoulement d'une masse de sol.

La représentation de la résistance au cisaillement des sols par une relation entre la contrainte tangentielle τ et la contrainte normale σ correspond au premier mode de rupture, qui est celui qui a été mis en évidence et analysé le plus tôt. Les essais de cisaillement direct à la boîte en sont la traduction expérimentale.

Les ruptures par plastification de la masse du sol sont plus difficiles à analyser et leur compréhension nécessite l'emploi de la théorie de la plasticité. Dans l'analyse de la

plastification des massifs de sols, on raisonne sur les états de contraintes en chaque point, en utilisant les cercles de Mohr pour les calculs analytiques. Les essais triaxiaux, dont le développement date des années 30, s'interprètent de la même façon, en utilisant les cercles de Mohr. À part le cas des surfaces de rupture préexistantes, que l'on rencontre pour l'essentiel dans les pentes naturelles, toutes les ruptures commencent par la plastification du sol en un ou plusieurs points et évoluent, suivant les circonstances, vers une rupture par plastification d'un certain volume de sol ou vers la formation d'une surface de rupture. Les recherches en cours sur la théorie de la bifurcation (création de surfaces de rupture) visent à modéliser ce dernier type de phénomène.

Néanmoins, dans l'état actuel des connaissances et de la pratique, les ruptures par plastification et les glissements sur des surfaces de rupture s'analysent séparément, même si l'on peut utiliser dans les deux cas les mêmes critères de rupture.

I.4.3-Méthodes de calcul à la rupture

Les méthodes de calcul à la rupture sont des méthodes où l'analyse et le calcul sont locaux, limités sur une ligne ou une surface de rupture, et s'opposent donc aux méthodes volumiques. Elles 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 F est spatialement bien déterminé.

Parmi ces méthodes on distingue selon Faure. [4]

I.4.3.1-Méthodes des blocs

- *Cas statiquement définis (rupture plane d'un talus) :*

On écrit l'équilibre de la masse potentiellement instable sur un plan incliné d'un angle (α) (figure I. 3), et l'on obtient la formule suivante :

$$F(\alpha) = \frac{\hat{C}L + W \cos \alpha \cdot \tan \phi}{W \sin \alpha} \quad (I.2)$$

Où :

$W \sin \alpha$: est la force d'entraînement

$\hat{C}L + W \cos \alpha \cdot \tan \phi$: est la force résistante obtenue par la loi de Coulomb appliquée à la réaction normale de la masse en mouvement sur le sol fixe.

On retient la ligne de rupture définie par (α) qui minimise F .

Cette formule exagère généralement le coefficient de sécurité. En effet, les simplifications ne sont pas réelles, on traite un mécanisme plus résistant que le mécanisme réel, qui correspond à un minimum. Une analyse critique du résultat peut conduire à le rejeter, si par exemple cette surface de rupture est incompatible avec la structure géologique du terrain.

Ce principe d'équilibre, est souvent utilisé par ce cas simple, est à la base de toutes les méthodes de calcul à la rupture. Il est développé avec toutes les hypothèses simplificatrices nécessaires pour modéliser le cas réel et le réduire à une équation que l'on résout.

La description des autres méthodes consiste à préciser les hypothèses choisies et le mode de résolution utilisé.

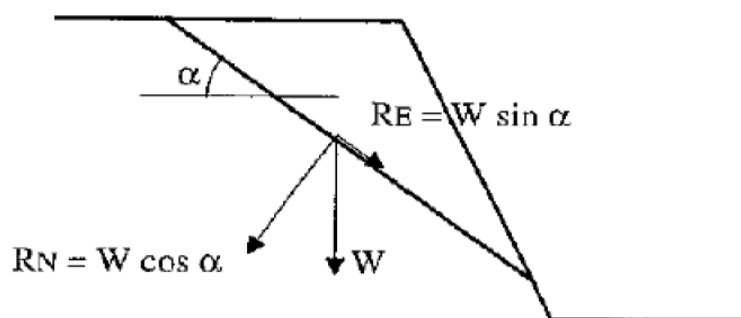


Figure : I.3 Schéma de rupture plane.

- *Cas statiquement indéfinis (équilibre de plusieurs blocs) :*

Une bonne façon d'aborder le problème consiste à faire l'inventaire des inconnues.

Parmi les méthodes à multi blocs on rencontre : Sarma 1979 ; Hoek 1987 ; Donald and Giam 1989. [5], [6], [7]

I.4.3.2-Méthodes des tranches

Le découpage de la masse en mouvement en tranches verticales (figure. I.4) a permis le développement d'un très grand nombre de méthodes. Trois hypothèses sont ajoutées par rapport à la méthode des blocs :

- les bords des blocs sont devenus verticaux ;
- le point de passage de la force à la base de la tranche est situé au centre de cette base
- le coefficient de sécurité est unique et ne s'applique qu'à la base des tranches.

Ces méthodes issues de l'analyse de l'équilibre d'une tranche, le dénombrement des inconnues et des équations du problème permet de comparer facilement les méthodes.

Par tranche, il y a les forces situées à droite et à gauche (deux forces et leurs points de passage, soit $6n$ inconnues, n est le nombre des tranches), les forces à la base $2n$ inconnues, et le coefficient de sécurité qui est pris constant le long de la courbe de rupture, ce qui fait au total $8n+1$ inconnues. Le principe d'action et de réaction entre tranches fournit $3(n-1)$ équations, l'équilibre de chaque tranche $3n$ équations ; on a aussi n équations de type Coulomb à la base des tranches et les 6 équations correspondant à des forces nulles aux extrémités du glissement, ce qui fait au total $7n+3$ équations. Il manque $(n-2)$ équations pour résoudre. Le choix de ces $(n-2)$ équations différencie les méthodes.

Le tableau 1.1 présente cette différence entre différentes méthodes :

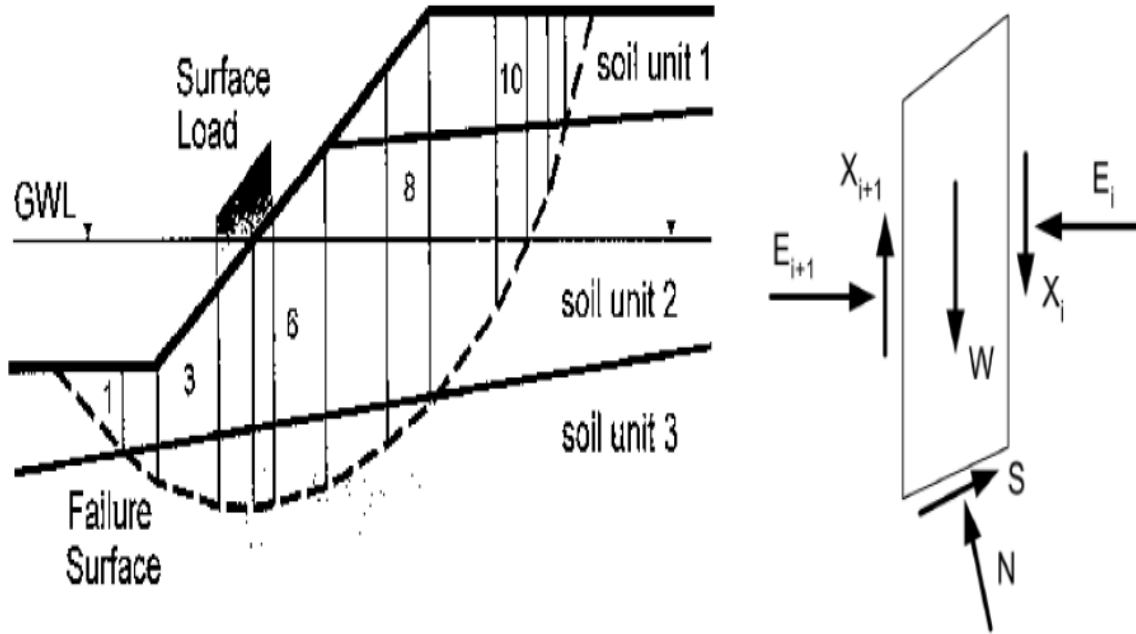


Figure. I.4 : Les inconnues d'une méthode des tranches

Tableau.I.3: Forces inter-tranches et équations à satisfaire pour différentes méthodes [8]

Method	Moment equilibrium	Horizontal force equilibrium	Interslice normal (E)	Interslice shear (X)	Inclination of X/E resultant
Ordinary or Fellenius	Yes	No	No	No	No force
Bishop's simplified	Yes	No	Yes	$N\phi$	Horizontal
Janbu's simplified	No	Yes	Yes	No	Horizontal
Spencer	Yes	Yes	Yes	Yes	Constant
Morgenstern-Price	Yes	Yes	Yes	Yes	Variable
Corps of Engineers - 1	No	Yes	Yes	Yes	Inclination of a line from crest to toe
Corps of Engineers - 2	No	Yes	Yes	Yes	Slice top ground surface inclination
Lowe-Karafiath	No	Yes	Yes	Yes	Average of ground surface slope and slice base inclination

I.4.4-Cas des ruptures

I.4.4.1-Cas des ruptures planes (glissements plans)

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est constitué de plusieurs couches de caractéristiques physico-chimiques et mécaniques très différentes, ou lorsque la longueur de la surface de glissement potentielle est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain.

Le coefficient de sécurité est donné par l'expression suivante :

$$F = \frac{\hat{C}L + (W \cos \alpha - U) \operatorname{tg} \phi'}{W \sin \alpha} \quad (\text{I.3})$$

Dans laquelle

L : désigne la longueur du talus,

α : sa pente,

W : le poids des terres en mouvement,

U : la résultante des pressions interstitielles éventuelles,

C : la cohésion effective

ϕ' : l'angle de frottement interne effectif.

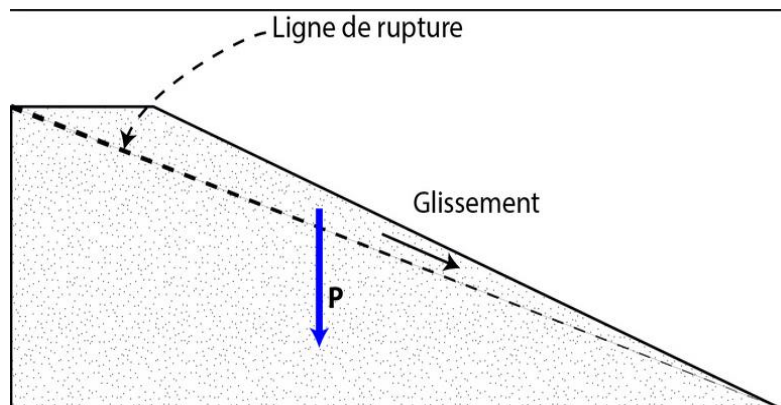


Figure I.5 : rupture plane

I.4.4.2-Cas des ruptures circulaires (glissements circulaires) :

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est homogène. Deux méthodes de calcul permettent de traiter ce problème :

-La méthode de Fellenius, dans laquelle on admet que les forces externes inter-tranches sont égales.

D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$F_{fellenies} = \frac{\sum [\hat{C}b + (W \cos^2 \alpha - ub) \operatorname{tg} \phi' / \cos \alpha]}{\sum W \sin \alpha} \quad (\text{I.4})$$

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

$$F_{Bishop} = \frac{\sum[\dot{C}b+(W-ub)tg\phi]/(\cos\alpha+\sin\alpha tg\phi/F_{Fellenius})}{\sum W\sin\alpha} \quad (I.5)$$

I.4.4.3-Cas des ruptures quelconques (glissements non circulaires) :

Ce type de rupture est rencontré lorsque des hétérogénéités sont manifestes. Ce problème est traité par la méthode des perturbations, dans laquelle on considère que la contrainte normale n'est pas constante le long de la courbe de rupture comme c'est le cas des deux méthodes précédentes.

Cette méthode est globale et applicable à une courbe de rupture quelconque envisagée. Elle est basée sur la simple résolution des équations de l'équilibre statique avec ajustement automatique de la distribution de la contrainte normale obtenue par une perturbation de la contrainte normale de Fellenius le long de la courbe de rupture.

I.4.5-Méthodes de calcul de stabilité des talus

Les chercheurs géotechniciens proposent plusieurs méthodes d'évaluation et de prédiction des catastrophes naturelles engendrés par les glissements de terrain. Parmi ces méthodes on trouve essentiellement selon Faure [4]

a)-**Les méthodes de calcul à la rupture** : Lorsqu'une masse rigide peut se déplacer le long d'une surface de géométrie bien définie, le comportement est contrôlé par la loi de Mohr-Coulomb, qui donne la résistance au cisaillement τ_f .

Les méthodes dites d'équilibre limite sont très appropriées car on peut écrire facilement les équations qui relient les variables ; mais, sauf pour les cas les plus simples, le nombre des variables est bien supérieur au nombre d'équations.

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

b)-Les méthodes volumiques ou méthodes sans hypothèse sur la surface de rupture (de type éléments finis) : avant la rupture, au stade de la pré-rupture, le massif de sol ou de roche est continu et son comportement ne peut être analysé par des méthodes d'équilibre limite, car on ne peut pas mettre en évidence une surface de rupture. Les phénomènes à décrire sont nombreux et complexes (élastoplasticité, fluage, rupture progressive). Il est alors nécessaire de considérer des méthodes volumiques prenant en compte l'ensemble du volume pour analyser les mouvements ainsi que leur évolution dans le temps.

c)-Les méthodes énergétiques : l'amplitude et la vitesse des mouvements dépendent essentiellement de la redistribution de l'énergie potentielle devenant disponible au moment de la rupture. Pour les grandes vitesses et les grands déplacements, il faut alors considérer des approches énergétiques.

Les méthodes d'équilibre limite sont largement utilisées pour leurs formes simples et leurs résultats qui se rapprochent aux méthodes rigoureuses.

I.5-METHODES A L'EQUILIBRE LIMITE :

Une fois les propriétés de résistance au cisaillement appropriées, la géométrie de la pente et les autres propriétés du sol et des pentes sont établis, les calculs de stabilité des pentes doivent être effectués pour s'assurer que les forces de résistance sont suffisamment plus grand que les forces tendant à faire tomber un talus.

Quand on étudie la stabilité d'un massif, deux cas de figure peuvent se présenter :

- Soit il n'y a pas de surface de glissement préférentielle ; pour préciser la surface de rupture la plus critique et le coefficient de sécurité qui lui est associé, on utilise généralement des méthodes à l'équilibre limite itérées de nombreuses fois.
- Soit la masse rigide en glissement se déplace le long d'une surface de géométrie bien définie.

Dans les deux cas, le comportement du géomatériau est supposé suivre la loi de Mohr-Coulomb. On peut écrire facilement les équations qui relient les variables de sol, sauf pour les cas les plus simples, le nombre d'inconnues est bien supérieur au nombre d'équations. Pour pouvoir résoudre les équations, il faut alors introduire des hypothèses supplémentaires et simplificatrices de manière à équilibrer le nombre d'inconnues et le nombre d'équations.

I.5.1-Principes et hypothèses des méthodes d'équilibre limite

Le principe de base de toutes ces méthodes est de découper le volume de sol étudié en un certain nombre de tranches et d'appliquer les différentes forces comme le montre à titre

indicatif la **figure I.6**. Toutes ces méthodes ont en commun la même difficulté qui est de trouver à la fois :

- la surface critique ;
- les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface ;
- le facteur de sécurité (sur le critère de rupture) en partant des équations d'équilibre.

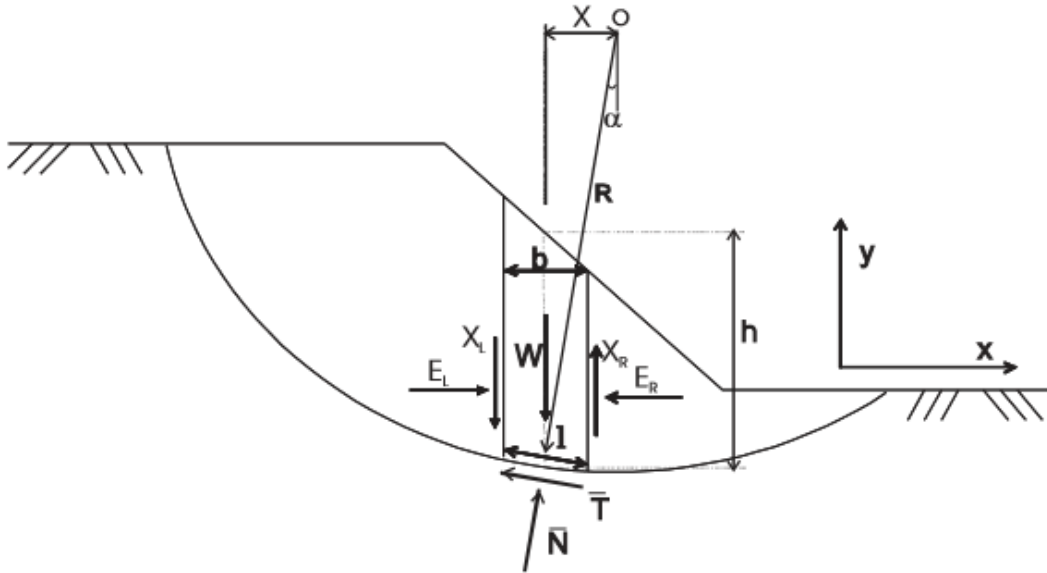


Figure I.6: Exemple d'une rupture circulaire

Comme on peut le voir sur la figure I.6, les forces agissant sur la tranche peuvent être définies comme suit :

W = poids total de la tranche de largeur b et de hauteur h

\bar{N} , \bar{T} = composantes normale et tangentielle de la force agissant à la base de la tranche

X , E = composantes verticale et horizontale des forces inter tranches

b = épaisseur de la tranche ($b=l \cdot \cos \alpha$)

α = angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale

R = rayon du cercle de rupture de centre o

l = longueur du plan de glissement de la tranche

x = bras de levier du poids des terres

Définissons les efforts comme suit :

$$\bar{N} = \sigma l \quad \text{et} \quad \bar{T} = \tau_m l$$

où τ_m est la contrainte de cisaillement mobilisée à la base de la tranche qui peut être exprimée par:

$$\tau_m = \frac{\tau}{F_s} \tag{I.6}$$

Où τ est donnée par l'équation de Mohr- Coulomb: $\tau = \dot{C} + (\sigma - U)\tan \phi'$

F_s est le facteur de sécurité par lequel la résistance au cisaillement du sol doit être réduite pour amener la masse de sol dans un état d'équilibre limite. Il vient alors :

$$\bar{T} = \frac{\tau}{F_s} l = \frac{l}{F_s} [C + (\sigma - U) \tan \phi] \quad (I.7)$$

$$\bar{T} = \frac{1}{F_s} [Cl + (\bar{N} - Ul) \tan \phi] \quad (I.8) \quad [9]$$

I.5.2-Méthode Janbu simplifiée [1]

La méthode Janbu simplifiée (ou modifiée) utilise la méthode des tranches pour déterminer la stabilité de la masse de glissement. Il est basé sur les forces montrées, dans la figure (I,6), pour le diagramme en corps libre d'une tranche typique. La procédure simplifiée suppose qu'il y a des forces de cisaillement inter-tranches. La géométrie de chaque tranche est décrite par sa hauteur, h, mesurée le long de sa ligne centrale, sa largeur, b, et par l'inclinaison de sa base et son sommet, α et β , respectivement.

La méthode de Janbu vérifie l'équilibre de la force verticale pour chaque tranche, ainsi que l'équilibre de la force horizontale globale pour toute la masse de la lame (c'est-à-dire toutes les coupes).

L'équilibre des forces verticales pour chaque tranche est donné par

$$\sum f_v = (N' + U_\alpha) \cos \alpha + S_m \sin \alpha + W(1 - K_v) - U_\beta \cos \beta - Q \cos \delta = 0 \quad (I.9)$$

L'équation ci-dessus peut être arrangée pour N' comme

$$N' = \frac{-U_\alpha \cos \alpha - S_m \sin \alpha + W(1 - K_v) + U_\beta \cos \beta + Q \cos \delta}{\cos \alpha} \quad (I.10)$$

Si le F_s contre la rupture par cisaillement est défini comme F, et est supposé être le même pour toutes les tranches.

La force de cisaillement Mohr-coulomb mobilisée, S_m , le long de la base de chaque tranche est donnée par

$$S_m = \frac{C + N' \tan \phi}{F} \quad (I.11)$$

Où C et $N' \tan \phi$ sont les composantes de résistance au cisaillement cohésives et frictionnelles du sol. En substituant, la force normale effective agissant à la base de la coupe peut être déterminée comme suit :

$$N' = \frac{1}{m\alpha} \left[W (1 - K_v) - \frac{c \sin \alpha}{F} - U_\alpha \cos \alpha + U_\beta \cos \beta + Q \cos \delta \right] \quad (\text{I.12})$$

$$m_\alpha = \cos \alpha \left[1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi}{F} \right] \quad (\text{I.13})$$

Ensuite, l'équilibre global des forces horizontales est évalué pour toutes les tranches de la masse glissante. Dans ce cas, pour une tranche individuelle i ;

$$[F_H]_i = (N' + U_\alpha) \sin \alpha + Wk_h + U_\beta \sin \beta + Q \sin \delta - S_m \cos \alpha \quad (\text{I.14})$$

Puis, après avoir substitué S_m à partir de réarrangé, l'équilibre horizontal global des forces pour la masse de glissement est donné par

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^n [F_H]_i &= \sum_{i=1}^n [(N' + U_\alpha) \sin \alpha + Wk_h + U_\beta \sin \beta] \\ &+ \sum_{i=1}^n \left[Q \sin \delta - \frac{c + N' \tan \phi}{F} \cos \alpha \right] = 0 \end{aligned} \quad (\text{I.15})$$

En réarrangeant l'équation ci-dessus, l'expression suivante peut être obtenue :

$$\sum_{i=1}^n [(N' + U_\alpha) \sin \alpha + Wk_h + U_\beta \sin \beta + Q \cos \delta] = \sum_{i=1}^n \left[\frac{1}{F} (C + N' \tan \phi) \cos \alpha \right] \quad (\text{I.16})$$

Ensuite, si chaque tranche à le même FS, F,

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n [C + N' \tan \phi] \cos \alpha}{\sum_{i=1}^n A_4 + \sum_{i=1}^n N' \sin \alpha} \quad (\text{I.17})$$

Où N 'est donné par le terme A_4 est donné par

$$A_4 = U_\alpha \sin \alpha + Wk_h + U_\beta \sin \beta + Q \sin \delta \quad (\text{I.18})$$

L'équation représente essentiellement un rapport entre la résistance au cisaillement disponible et la force de cisaillement d'entraînement le long de la surface de rupture. Ce format permet de déterminer l'état de la contrainte effective et de mettre en œuvre les corrections appropriées si N 'est calculé comme étant inférieur à zéro, comme indiqué dans une section ultérieure.

La valeur F_s de Janbu signalée est calculée en multipliant la valeur F calculée par un facteur de modification, f_0 ,

$$F_{Janbu} = f_0 \cdot F_{calculée} \quad (\text{I.19})$$

Ce facteur de modification est fonction de la géométrie de la lame et des paramètres de résistance du sol. La figure I.7 illustre la variation de la valeur f_0 en fonction de la géométrie de la pente (c'est-à-dire., d et L) et du type de sol.

Ces courbes ont été présentées par Janbu dans le but de compenser l'hypothèse de forces de cisaillement inter-tranches négligeables ($Z \sin \alpha$) dans sa formulation pour la méthode simplifiée. Janbu a ensuite effectué des calculs en utilisant ses méthodes simplifiées et rigoureuses (c'est-à-dire en satisfaisant l'équilibre complet) pour les mêmes pentes présentant des conditions de sol homogènes. La comparaison ultérieure entre les valeurs FS simplifiées et rigoureuses a été utilisée pour développer les courbes de correction illustrées à la figure 1.6

Il n'y a pas de consensus concernant la sélection de la valeur f_0 appropriée pour une surface recoupant différents types de sol, composée de c seulement, Φ seulement et C - Φ sols. Dans les cas où une telle variété de sols est présente, la courbe C - Φ est généralement utilisée pour corriger la valeur FS calculée.

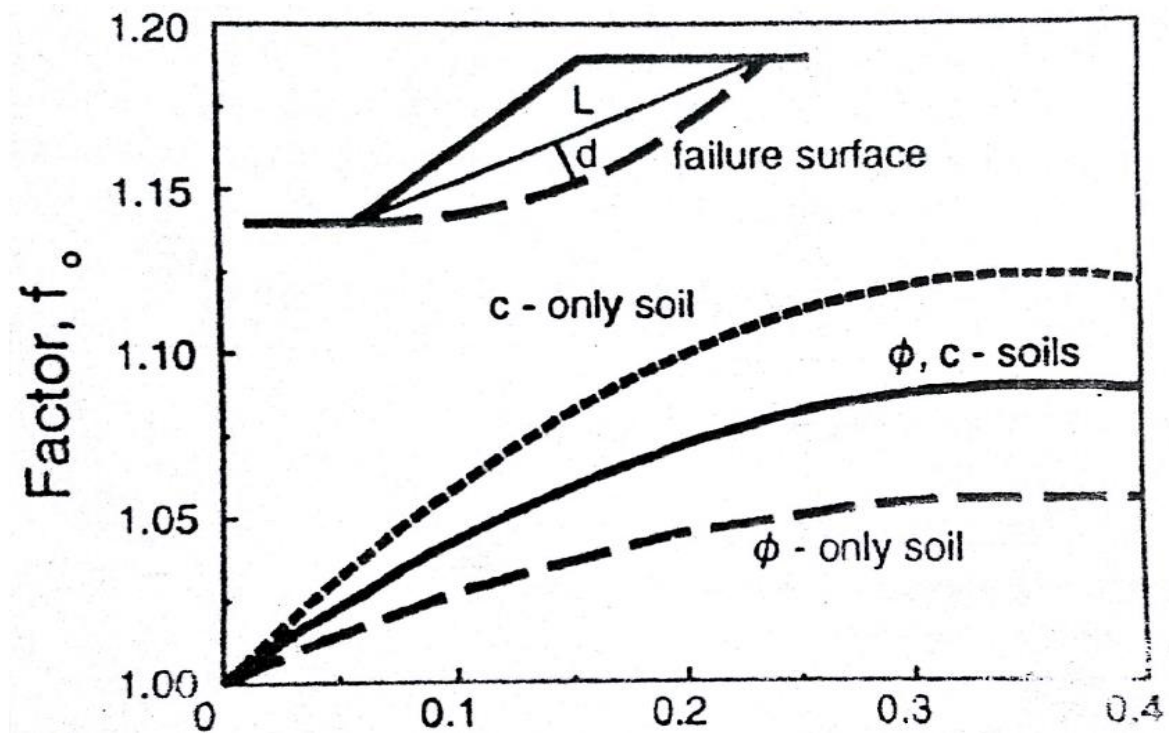


Figure-I.7- Janbu du facteur de correction de la méthode simplifiée

Pour des raisons de commodité, ce facteur de modification peut également être calculé selon

la formule
$$f_0 = 1 + b_1 \left[\frac{d}{L} - 1.4 \left(\frac{d}{L} \right)^2 \right] \quad (I.20)$$

Où b_1 Varie en fonction du type de sol:

$$C \text{ seulement sol : } b_1 = 0.69$$

$$\Phi \text{ seulement sol : } b_1 = 0.31$$

$$C \ \& \ \Phi \text{ sol : } b_1 = 0.5$$

La valeur b_1 appropriée est sélectionnée pour être utilisée dans l'équation (I.20) selon le type (c'est-à-dire., C seulement, Φ uniquement, ou les deux c et Φ) du sol rencontré le long de la surface de rupture analysée. Si l'on rencontre un type de sol mixte, utiliser la relation de sol c et décrite par l'expression ci-dessus.

I.5.3-Méthode de Bishop (1955)

Bishop ne néglige plus les forces horizontales inter-tranches, dans sa méthode simplifiée la résultante verticale des forces inter-tranches est nulle, d'où :

$$X_i = X_{i+1} \text{ mais } E_i \neq E_{i+1} \quad (\text{figure I.8})$$

Cette méthode satisfait, l'équilibre des forces verticales de chaque tranche ainsi que l'équilibre des moments par rapport au centre du cercle de rupture.

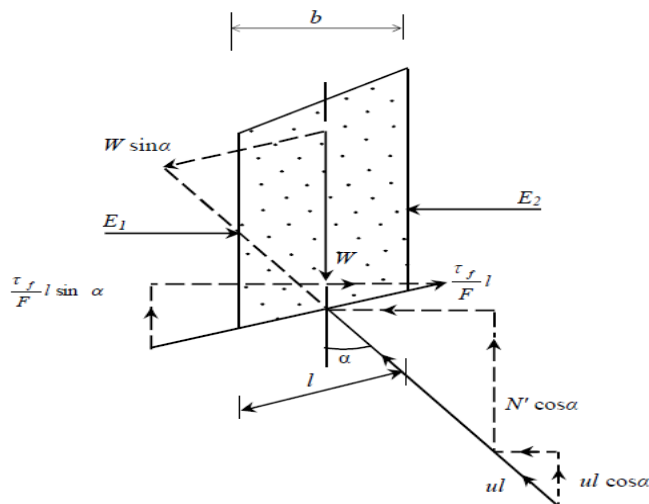


Figure. I.8– Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Bishop [10]

Selon Huang (12), R. Whitlow (11) à formuler l'équation de la méthode de Bishop comme suit :

L'équilibre le long de la base de la tranche :

$$\frac{\hat{c}l + N' \tan \phi}{F} - W \sin \alpha = \frac{\tau_f}{F} l - W \sin \alpha = 0 \quad (I.21)$$

L'équilibre dans la direction verticale :

$$\frac{N' \tan \phi}{F} - W \sin \alpha - \frac{\hat{c}l}{F} l \sin \alpha - ul \cos \alpha - N' \cos \alpha - W = 0 \quad (I.22)$$

$$l = b \cos \alpha \quad (I.23)$$

Après substitution de, l et N' (tirés de l'équation (1.22)) dans l'équation (I.21), on trouve une équation de coefficient de sécurité non linéaire :

$$F = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \frac{[\hat{c}b + (W - Ub) \tan \phi] \sec \alpha}{1 + \tan \alpha \tan \phi / F} \quad (I.24)$$

I.5.4-Méthode Bishop simplifiée

La méthode Bishop simplifiée utilise également la méthode des tranches pour discrétiser la masse du sol afin de déterminer le FS.

La méthode vérifie l'équilibre des forces verticales pour chaque tranche et l'équilibre du moment global autour du centre de la surface d'essai circulaire. La méthode simplifiée de l'évêque suppose également des forces de cisaillement interservices nulles. En utilisant la notation de la figure (1.9), l'équilibre global des forces agissant sur chaque tranche est donné par :

$$\sum M_0 = \sum_{i=1}^n [W(1 - k_v) + U_\beta \cos \beta + Q \cos \delta] R \sin \alpha \quad (I.25)$$

$$- \sum_{i=1}^n [U_\beta \sin \beta + Q \sin \delta] (R \cos \alpha - h)$$

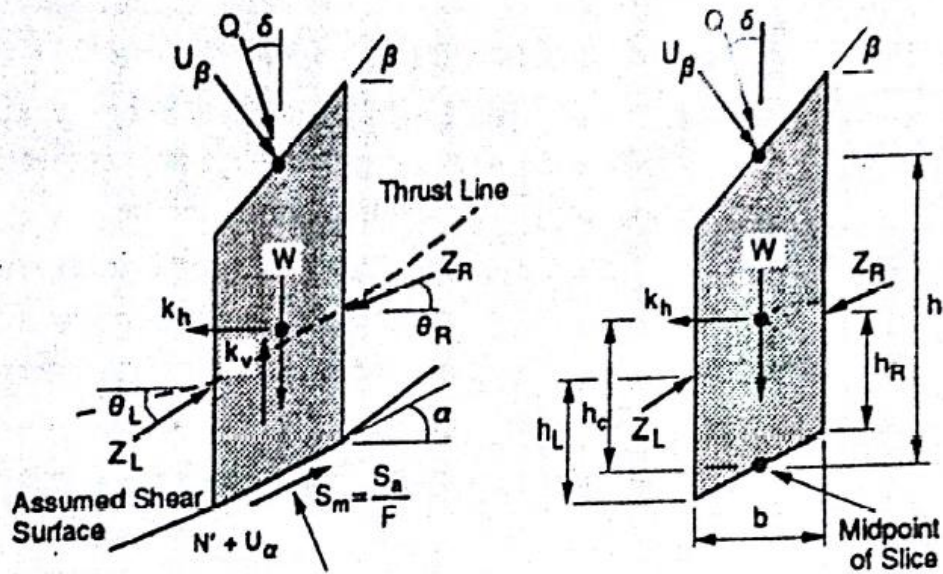
$$- \sum_{i=1}^n [S_m] R + \sum_{i=1}^n [k_h W (R \cos \alpha - h_c)] = 0$$

Où : R est le rayon de la surface de rupture circulaire, h est la hauteur moyenne de la tranche.

h_c est la hauteur verticale entre le centre de la tranche de base et le centroïde de la tranche.

L'équation ci-dessus peut être simplifiée en divisant par le rayon pour obtenir

$$\frac{\sum M_0}{R} = \sum_1^n [W(1 - k_v) + U_\beta \cos \beta + Q \cos \delta] \sin \alpha - \sum_1^n [S_m] - \sum_1^n [U_\beta \sin \beta + Q \sin \delta] \left(\cos \alpha - \frac{h}{R} \right) + \sum_1^n \left[k_h w \left(\cos \alpha - \frac{h_c}{R} \right) \right] \quad (I.26)$$



F = facteur de sécurité

S_a = force disponible

S_m = force mobilisée

u_α = force de l'eau interstitielle

u_β = force de l'eau de surface

W = poids de la tranche

\hat{N} = force normale effective

Q = surcharge externe

K_v = coefficient sismique vertical

K_h = sismique sismique hicéro dynamique

Z_L = force interservice gauche

Z_R = force d'intersaison droite

θ_L = angle de force interservice gauche

θ_R = angle de la force interservice droite

h_L = hauteur à forcer Z_L

h_R = hauteur pour forcer le Z_R

α = inclinaison de la base de la coupe

β = inclinaison de la tranche supérieure

b = largeur de tranche

h = hauteur moyenne de la tranche

h_c = hauteur au centroïde de la tranche

Figure I.9 : forces agissant sur une tranche typique. [1]

Veillez noter que les forces effectives de pression normale et interstitielle, agissant sur la base de la tranche, n'affectent pas l'expression de l'équilibre des moments puisqu'elles sont dirigées par le centre du cercle. Ainsi, la méthode de Bishop ne devrait pas être utilisée pour calculer un FS pour une surface non circulaire.

Si le FS est supposé être le même pour toutes les tranches, substituer le critère de Mohr-coulomb de l'équation (I.11) à l'équation (I.26) pour donner

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n (C + N' \tan \phi)}{\sum_{i=1}^n A_5 - \sum_{i=1}^n A_6 + \sum_{i=1}^n A_7} \quad (\text{I.27})$$

Où

$$A_5 = (W(1 - k_u) + U_\beta \cos \beta + Q \cos \delta) \sin \alpha \quad (\text{I.28})$$

$$A_6 = (U_\beta \sin \beta + Q \sin \delta) \left(\cos \alpha - \frac{h}{R} \right) \quad (\text{I.29})$$

$$A_7 = k_h W \left(\cos \alpha - \frac{h_c}{R} \right) \quad (\text{I.30})$$

Ensuite, les forces sont sommées dans la direction verticale pour chaque tranche afin de déterminer la force normale effective de la même manière que celle utilisée pour la méthode de Janbu

$$N' = \frac{1}{m_a} \left[W(1 - k_u) - \frac{c \sin \alpha}{F} - U_\alpha \cos \alpha + U_\beta \cos \beta + Q \cos \delta \right] \quad (\text{I.31})$$

Où m_a

$$m_a = \cos \alpha \left[1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi}{F} \right] \quad (\text{I.32})$$

Les équations sont les expressions utilisées pour calculer le FS pour les surfaces circulaires selon la méthode Bishop simplifiée.

I.5.5-La méthode de Spencer :

A). Hypothèses :

La méthode de Spencer suppose que les forces latérales sont parallèles, c'est-à-dire que toutes les forces latérales sont inclinées au même angle. Cependant, l'inclinaison de force latérale n'est pas supposée, mais à la place est calculé comme faisant partie de la solution d'équilibre.

La méthode de Spencer suppose également que les forces normales sur le fond de la tranche agissent au centre de la base - une hypothèse qui a très peu influence sur la solution finale.

La méthode de Spencer répond entièrement aux exigences de la force et du moment équilibre. Les inconnues et les équations impliquées dans la méthode sont répertoriées dans le tableau (I.4)

Tableau I.4 : Inconnues et équations pour les méthodes de Spencer

Unknowns and Equations for Spencer's Methods	
Unknowns	Number of Unknowns for n Slices
Factor of safety (F)	1
Inclination of interslice forces (θ)	1
Normal forces on bottom of slices (N)	n
Resultant interslice forces, Z	n - 1
Location of interslice normal forces	n - 1
TOTAL NUMBER OF UNKNOWNNS	3n
Equilibrium Equations	
Equations	Number of Equations for n Slices
Equilibrium of forces in the horizontal direction, $\Sigma F_x = 0$	n
Equilibrium of forces in the vertical direction, $\Sigma F_y = 0$	n
Equilibrium of moments	n
TOTAL NUMBER OF EQUILIBRIUM EQUATIONS	3n

Bien que Spencer (1967) ait initialement présenté sa méthode pour les surfaces de glissement circulaires, Wright (1969) a montré que la méthode pourrait facilement être étendue aux analyses avec des surfaces de glissement non circulaires. Une solution de Spencer La méthode implique d'abord une procédure itérative d'essai et d'erreur dans laquelle les valeurs du facteur de sécurité (F) et l'inclinaison de force latérale (θ) est assumée de façon répétée jusqu'à ce que toutes les conditions d'équilibre des forces et des moments soient satisfait pour chaque tranche. Ensuite, les valeurs de N, Z et y_t sont évaluées pour chaque tranche.

B). Limites. La méthode de Spencer nécessite un logiciel pour effectuer les calculs. Car l'équilibre des moments et des forces doit être satisfait pour chaque tranche et les calculs sont répétés pour un nombre des facteurs d'essai supposés de la sécurité et des inclinaisons interservices, un contrôle manuel complet et indépendant une solution utilisant la méthode de Spencer n'est pas pratique.

C) Recommandations d'utilisation L'utilisation de la méthode de Spencer pour l'analyse et la conception de routine est devenue pratique que les ressources informatiques s'améliorent. La méthode a été implémentée dans plusieurs ordinateurs commerciaux programmes et est utilisé par plusieurs organismes gouvernementaux. La méthode de Spencer devrait être employée où statiquement solution complète est souhaitée. Il devrait également être utilisé comme un contrôle sur les conceptions finales où la stabilité de la pente les calculs ont été effectués par des méthodes plus simples.

D). Procédures de vérification : Vérification manuelle complète et indépendante d'une solution à l'aide de Spencer Les méthodes sont peu pratiques en raison de la complexité de la méthode et des longs calculs impliqués.

Au lieu de cela, la procédure d'équilibre des forces est recommandée, en utilisant la solution graphique ou numérique méthodes Lors de la vérification de la méthode de Spencer en utilisant la procédure d'équilibre des forces, l'inclinaison de la force latérale (θ) est supposé être le même que celui trouvé en utilisant la méthode de Spencer. Dans ce cas (même force latérale inclinaison), la procédure d'équilibre des forces et la méthode de Spencer devraient produire la même valeur pour le facteur de sécurité.

$$\tan\theta = \frac{X_L}{E_L} = \frac{X_R}{E_R} \quad (I.33)$$

où θ = angle de l'interligne résultant force de l'horizontale.

Spencer (1967) a résumé les forces perpendiculaires aux forces interservices pour dériver le force normale. Le même résultat peut être obtenu en faisant la somme des forces dans une verticale et direction horizontale.

$$\sum F_v = 0 \quad (I.34)$$

$$W - (X_R - X_L) - P \cos\alpha - S_m \sin\alpha = 0$$

$$\sum F_H = 0 \quad (I.35)$$

$$-(E_R - E_L) + P \sin\alpha - S_m \cos\alpha + KW = 0$$

La force normale peut être dérivée de (1.34) puis la force horizontale interservices est obtenue de (1.35).

$$P = \left[W - (E_R - E_L) \tan\theta - \frac{c'l \sin\alpha}{F} + \frac{ul \tan\theta' \sin\alpha}{F} \right] / m_a \quad (I.36)$$

Spencer (1967) a dérivé deux facteurs de sécurité équations. L'un est basé sur la somme des moments sur un point commun et l'autre sur la somme des forces dans une direction parallèle aux forces inter-tranches. Le moment l'équation est la même que pour l'ordinaire et les méthodes Bishop simplifiées.

$$\sum M_0 = 0 \quad (I.37)$$

$$\sum W_x - \sum S_m R - \sum Pf + \sum KW_e \pm Aa + Ld = 0$$

Le L'équation du facteur de sécurité est la même que.

$$F = \frac{\sum \{C' l R + (P - \mu l) R \tan \phi\}}{\sum W_x - \sum Pf + \sum KW_e \pm Aa + Ld} \quad (I.38)$$

L'équation facteur de sécurité basée sur l'équilibre des forces peut également être dérivé par forces de sommation dans une direction horizontale.

$$\sum F_H = 0 \quad (I.39)$$

$$\sum (E_L - E_R) + \sum P \sin \alpha - \sum S_m \cos \alpha + \sum KW \pm A - L \cos \omega = 0$$

Les forces interservices (E_L , - E_R) doivent annuler out et l'équation du facteur de sécurité avec par rapport à l'équilibre des forces réduit à

$$F_f = \frac{\sum \{C' l \cos \alpha + (P - ul) \tan \phi' \cos\}}{\sum P \sin \alpha + \sum KW \pm A - L \cos \omega} \quad (I.40)$$

La méthode de Spencer donne deux facteurs d'en toute sécurité pour chaque angle des forces latérales. Cependant, à un certain angle des forces interservices, les deux les facteurs de sécurité sont égaux (1.10) et les deux le moment et l'équilibre des forces sont satisfaits.

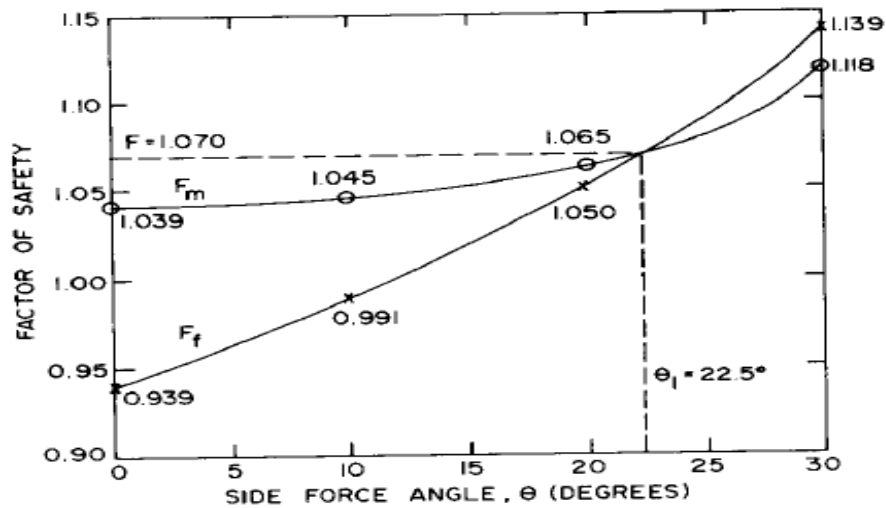


Figure I.10 : variation de la facture de sécurité par rapport à l'équilibre des moments et des forces Vs angle des forces latérales

I.6 Evaluation et limitations des méthodes : [13]

A l'issue de ce chapitre, il est nécessaire de dresser un récapitulatif pour une évaluation des méthodes exposées ci-avant et de relever leur limite.

Nous reproduisons ici les conclusions de Duncan qui sont mises sous forme d'un tableau.

Tableau I.5 : Caractéristiques des méthodes d'équilibre des analystes de stabilité de pente
(Duncan et Wright, 1996)

Méthode	Caractéristiques
Graphiques de stabilité de pente	<ul style="list-style-type: none"> - Assez précise pour beaucoup d'objectifs, - plus rapide que les analyses automatiques détaillées
Méthode ordinaire des tranches (Fellenius 1927)	<ul style="list-style-type: none"> - Uniquement pour les surfaces de glissement circulaire - Satisfait l'équilibre des moments - Ne satisfait pas l'équilibre de la force horizontale ou verticale
Méthode modifiée par Bishop (Bishop 1955)	<ul style="list-style-type: none"> - Uniquement pour les surfaces de glissement circulaire - Satisfait l'équilibre des moments - satisfait l'équilibre des forces verticales - Ne satisfait pas l'équilibre des forces horizontales
Méthodes d'équilibre de la Force (Par exemple Lowe et Karafiath 1960; Corps de l'armée américaine de Ingénieurs 1970)	<ul style="list-style-type: none"> - Toute forme de surface de glissement - Ne satisfait pas l'équilibre des moments - Satisfait à la fois l'équilibre des forces horizontales et verticales
La procédure généralisée de Janbu (Janbu, 1968)	<ul style="list-style-type: none"> - Toute forme de surfaces de glissement - Satisfait toutes les conditions d'équilibre - La force latérale permet de faire varier les emplacements - problèmes numériques plus fréquent que certaines autres méthodes

Méthode de Morgenstern et Price (Morgenstern Price 1965)	1- Toute forme de surfaces de glissement 2- Satisfait toutes les conditions d'équilibre 3. La force latérale permet de faire varier les orientations
Méthode de Spencer (Spencer1967)	1. Toute forme de surfaces de glissement 2. Satisfait toutes les conditions d'équilibre 3. La force latérale permet de faire varier les emplacements

I.7-CONCLUSION :

Les problèmes liés à la stabilité des talus sont différents. Les principales différences sont la nature des matériaux impliqués, et l'influence des activités humaines et de l'environnement en fonction de l'histoire géologique et des conditions climatiques qui prévalent ou prévaudront à l'avenir.

Lors de la conception des pentes, les ingénieurs doivent obtenir suffisamment d'informations et de connaissances sur la nature et l'homogénéité des matériaux. Bien que de nombreuses méthodes d'analyse soient disponibles, aucune méthode générale d'analyse ne peut être appliquée à toutes les pentes parce que l'état de contrainte interne dans le sol et la relation contrainte-déformation dans une pente avant ou au moment de la rupture ne peuvent être déterminés avec une fiabilité absolue.

Presque la plupart des méthodes utilisées aujourd'hui sont des méthodes d'analyse en équilibre limite, qui ne simulent pas vraiment le mécanisme de rupture de la pente. En effet, toutes les méthodes d'équilibre limite supposent une rupture naissante à un facteur de sécurité de l'une et négligent les incréments ou les diminutions de la déformation due à la contrainte dans la pente elle-même. Néanmoins, les méthodes d'analyse d'équilibre limite sont largement utilisées comme un outil pour concevoir des pentes.

En raison des faiblesses inhérentes aux méthodes d'équilibre limite, on va utiliser la méthode des élément finis.

Chapitre II

Présentation de la méthode des éléments finis

II.1 Introduction

Dans cette partie du mémoire, nous allons examiner la méthode des éléments finis qui font partie des outils mathématiques utilisés pour résoudre numériquement les équations aux dérivées partielles avec une grande précision et ce quel que soient la géométrie de la structure et les conditions aux limites.

La méthode des éléments finis représente une approche alternative puissante pour l'analyse de la stabilité des pentes qui est précise, polyvalente et nécessite moins d'hypothèses. C'est une méthode très générale qui s'applique à la plupart des problèmes rencontrés dans la pratique définie dans tout domaine géométrique à une, deux ou trois dimensions plus elle s'adapte très bien aux environnements hétérogènes souvent rencontrés en pratique par l'ingénieur.

II.2 Historique [12]

Les mathématiciens et les ingénieurs ont abordé différemment la discrétisation des problèmes continus. Les premiers ont développé des techniques générales s'appliquant directement aux équations différentielles régissant le problème, telle que les approximations aux différences finies, les différents procédés de résidus pondérés ou les techniques approchées de détermination du point stationnaire de fonctionnelle définies de façon adéquate.

De son côté, l'ingénieur a souvent une approche plus intuitive du problème en créant une analogie entre les vrais éléments discrets et des parties finies d'un domaine continu.

Les résultats fondamentaux du domaine d'approximation ont été obtenus sous l'impulsion de RITZ et de GALERKINE en 1915. Puis COURANT établit les bases de la M.E.F en montrant que la résolution de certains problèmes de milieux continus est possible en effectuant une discrétisation du domaine en utilisant les méthodes d'approximation variationnelles.

Il est important de souligner que l'essor de la méthode des éléments finis a été atteint grâce aux travaux des chercheurs dans le domaine de génie civil [Zienkiewicz.] d'où les termes tirés de ce domaine et qui persiste d'être utilisés même hors domaine.

II.3 Principe général [12]

La méthode des éléments finis permet donc de résoudre de manière discrète une EDP dont on cherche une solution approchée « suffisamment » fiable. De manière générale, cette EDP porte sur une fonction u , définie sur un domaine. Elle comporte des conditions aux limites permettant d'assurer existence et unicité d'une solution.

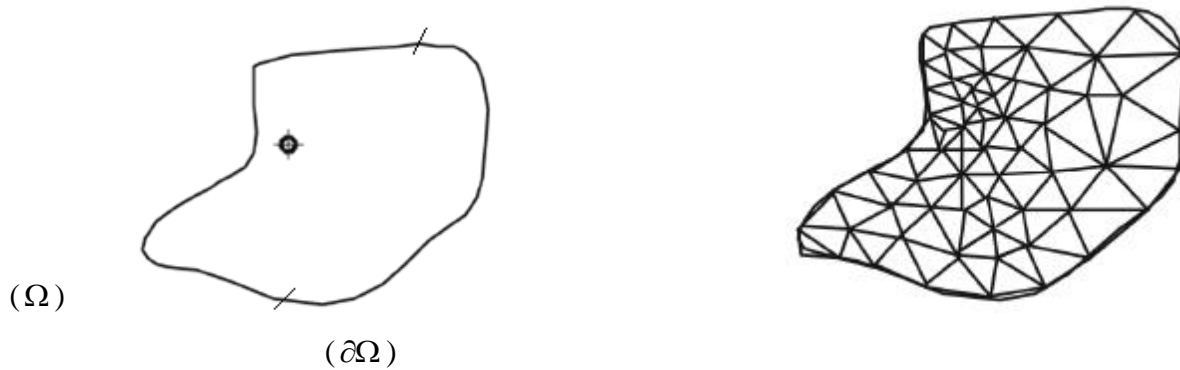
Sauf cas particuliers, la discrétisation passe par une redéfinition et une approximation de la géométrie, on considère donc le problème posé sur la géométrie approchée par un domaine polygonal ou polyédrique par morceaux. Une fois la géométrie approchée, il faut choisir un espace d'approximation de la solution du problème, dans la *MEF*, cet espace est défini à l'aide du maillage du domaine (ce qui explique aussi pourquoi il est nécessaire d'approcher la géométrie). Le maillage du domaine permet d'en définir un pavage dont les pavés sont les éléments finis. Un élément fini est la donnée d'une cellule élémentaire et de fonctions de base de l'espace d'approximation dont le support est l'élément, et définies de manière à être interpolant (voir Fonctions de base).

Bien qu'il existe de nombreux logiciels exploitant cette méthode et permettant de « résoudre » des problèmes dans divers domaines, il est important que l'utilisateur ait une bonne idée de ce qu'il fait, notamment quant au choix du maillage et du type d'éléments qui doivent être adaptés au problème posé : aucun logiciel ne fera tout pour l'utilisateur, et il faut toujours garder un œil critique vis-à-vis de solutions approchées. Pour cela il existe des indicateurs d'erreur et des estimateurs d'erreur qui permettent d'ajuster les différents paramètres.

La solution trouvée, il reste cependant à déterminer les caractéristiques de la méthode ainsi développée, notamment l'unicité de l'éventuelle solution ou encore la stabilité numérique du schéma de résolution. Il est essentiel de trouver une estimation juste de l'erreur liée à la discrétisation et montrer que la méthode ainsi écrite converge, c'est-à-dire que l'erreur tend vers 0 si la finesse du maillage tend elle aussi vers 0.

C'est-à-dire :

$$\lim_{h \rightarrow 0} \hat{u}_{app} = u_{exacte}$$



Domaine réel (Ω_h)

domaine discrétisé (Ω_h)

Frontière ($\partial\Omega$)

h : paramètre lié à la taille de l'élément (longueur, aire ou volume)

Figure II.1 : Discrétisation du domaine de travail

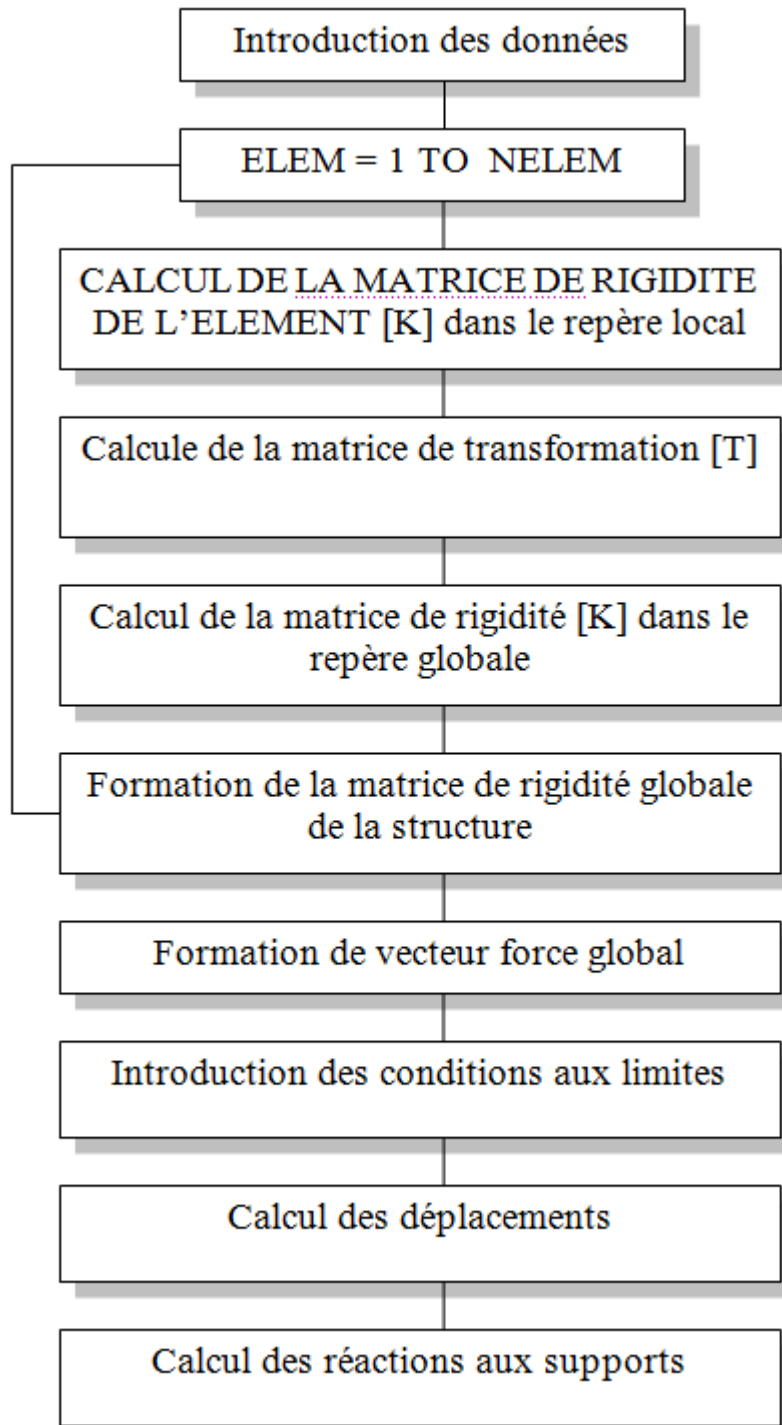
Dans le cas d'une EDP linéaire avec opérateur symétrique (comme l'est Δ), il s'agit finalement de résoudre une équation algébrique linéaire, inversible dans le meilleur des cas.

II.4 Principe de la méthode des éléments finis

La MEF consiste à subdiviser le domaine étudié en un nombre fini d'éléments finis connectés entre eux par des nœuds. Ses étapes sont :

1. Discrétisation : on fait le choix de l'élément.
2. Calcul de la matrice de rigidité élémentaire.
3. Assemblage: $IK_{globale} = \sum^{n^{\circ} \text{ éléts}} K_i^e$
4. Introduction des conditions aux limites.
5. Résolution du système algébrique obtenu
6. Dépouillement et critique des résultats

La MEF peut globalement être représentée par l'organigramme suivant :



II.5 Choix d'un maillage

La méthode des éléments finis repose sur un découpage de l'espace selon un maillage. D'habitude l'on choisit un maillage carré ou triangulaire mais rien n'interdit de choisir des maillages plus complexes. Il n'est pas non plus nécessaire que le maillage soit régulier et l'on a tendance à raffiner le maillage près des endroits d'intérêts (par exemple aux endroits où l'on pense que la solution va beaucoup varier i.e là où il y a une grande variation du gradient de la solution), cependant il faut veiller à avoir des éléments faiblement distordus. Plus ce maillage est raffiné plus la solution que l'on obtient par la méthode des éléments finis sera précise et proche de la « vraie » solution de l'équation aux dérivés partielles.

II.6 Notion de continuité inter élémentaire

Un élément offre une certaine continuité lorsque la fonction d'interpolation sur les limites géométriques de l'enlèvement n'est fonction que des valeurs nodales constituant cette frontière. Ceci est assez évident pour l'élément linéaire unidimensionnel en se référant à la propriété de l'approximation nodale.

On définit la continuité d'un élément en fonction de l'ordre de la dérivée à laquelle la fonction d'interpolation peut garantir la continuité sur une frontière. Un élément C0 possède une fonction d'interpolation qui ne garantit la continuité inter élémentaire qu'à l'ordre 0, un élément C1 ne la garantit que jusqu'à l'ordre 1.

II.7 Quelques éléments classiques

En 2 Dimensions

- triangles de degré 1, (triangles à 3 nœuds, fonctions d'interpolation linéaires)
- triangles de degré 2 (triangles à 6 nœuds, polynômes de degré 2)
- quadrangles de degré 1 (carrés à quatre nœuds, fonctions linéaires)
- quadrangles de degré 2 (carrés à 8 ou 9 nœuds, polynômes de degré 2)

En 3 Dimensions

- tétraèdre de degré 1, (quatre nœuds, linéaires)
- cube de degré 1, (huit nœuds, linéaire)

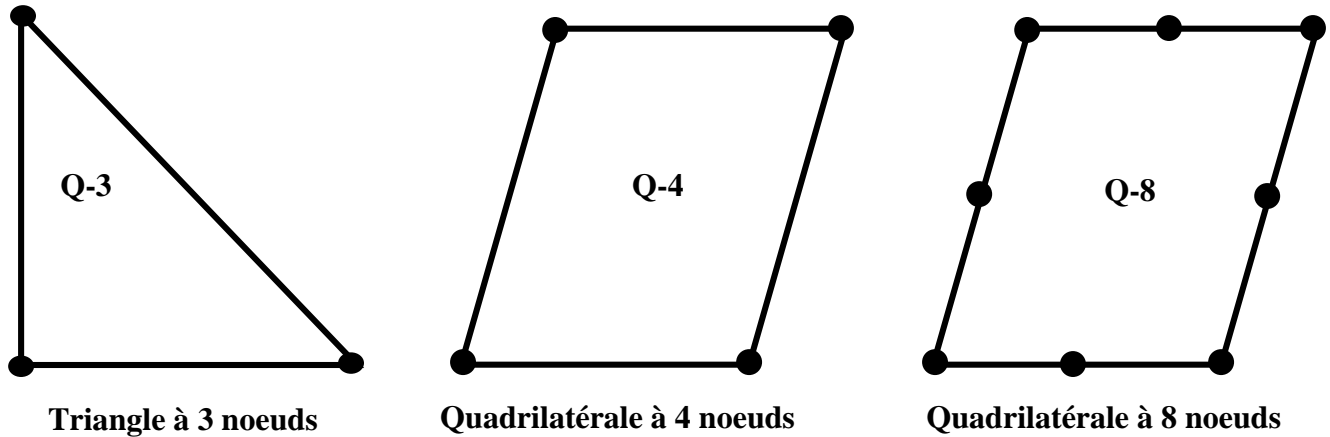


Figure II.2 : la forme de maillage et nombre de nœud

II.8 Élément de référence

De manière à simplifier la définition analytique des éléments de formes complexes, on introduit la notion d'élément de référence.

Un élément de référence Ω^r est un élément de forme très simple, repéré dans l'espace de référence, qui peut être transformé de chaque élément réel Ω^e par une transformation géométrique bijective τ^e au lieu de travailler sur les coordonnées (x, y, z) on travail sur (ξ, η, ζ) . Un autre intérêt réside dans l'utilisation de l'intégration numérique fortement facilitée par les tableaux disponibles (Fig.II.3).

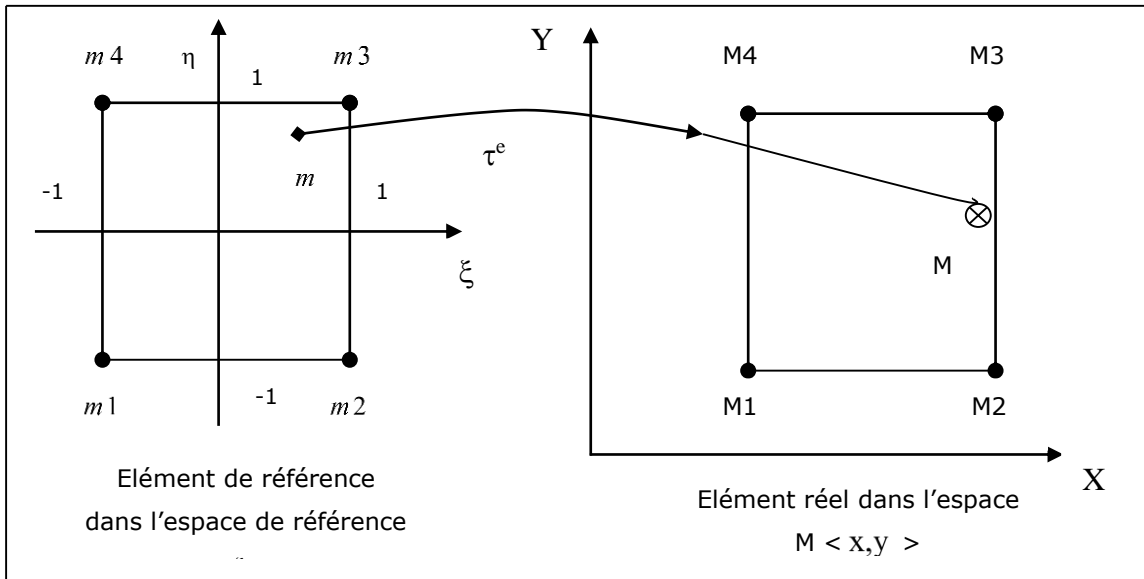


Figure II.3 : Présentation de l'élément quadrilatéral à quatre nœuds dans le repère local et global.

II.8.1 Formulation iso paramétrique

Un élément est dit isoparamétrique si les mêmes fonctions d'interpolations sont prises pour le potentiel et la géométrie.

Ceci implique que les nœuds géométriques soient confondus avec les nœuds d'interpolations

$$\phi = \sum N_i \phi_i \quad [\text{II.1}]$$

$$x = \sum N_i x_i \quad [\text{II.2}]$$

$$y = \sum N_i y_i \quad [\text{II.3}]$$

II.9 passage du système de coordonnées d'élément réel à celui de l'élément de référence

En utilisant le concept d'élément isoparamétrique, les variables et la géométrie sont approximées de la même façon et donc pour la géométrie de l'élément réel on a :

$$X = \sum N_i X_i, \quad y = \sum_{i=1}^{nne} N_i y_i \quad [\text{II.4}]$$

La dérivation en chaîne pour calculer les dérivées en ξ d'une fonction à partir de ces dérivées en x :

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial}{\partial \xi} \\ \frac{\partial}{\partial \eta} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} \\ \frac{\partial}{\partial y} \end{Bmatrix} \quad [\text{II.5}]$$

$$\text{Notée : } \{ \partial_{\xi} \} = [J] \{ \partial_x \} \quad [\text{II.6}]$$

Où $[J]$ est la matrice Jacobienne de la transformation géométrique.

$$\left\{ \frac{\partial}{\partial \xi} \right\} = [J] \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \right\} \quad [\text{II.7}]$$

Alors les dérivées cartésiennes des fonctions d'interpolations deviennent sur l'élément de référence :

$$\frac{\partial N_i}{\partial x} = \frac{\partial N_i}{\partial \xi} j_{11} + \frac{\partial N_i}{\partial \eta} j_{12} \quad [\text{II.8}]$$

$$\frac{\partial N_i}{\partial y} = \frac{\partial N_i}{\partial \xi} j_{21} + \frac{\partial N_i}{\partial \eta} j_{22} \quad [\text{II.9}]$$

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial \phi}{\partial x} \\ \frac{\partial \phi}{\partial y} \end{Bmatrix} = \sum_{i=1}^{iel} \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} j_{11} & \frac{\partial N_i}{\partial \eta} j_{12} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \xi} j_{21} & \frac{\partial N_i}{\partial \eta} j_{22} \end{bmatrix} \{\Phi_i^e\} = [B] \{\Phi_i^e\} \quad [\text{II.10}]$$

Enfin la matrice de rigidité élémentaire $[K^e]$ s'écrit :

$$K^e = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [B]^T [D][B] \det(J) d\xi d\eta \quad [\text{II.11}]$$

On obtient la matrice de rigidité élémentaire d'une équation par exemple l'équation de l'écoulement souterraine en régime non permanent par :

II.10 La Discrétisation de l'équation d'écoulement

La formulation mathématique étant développée dans le chapitre 1, l'équation mathématique qui régit l'écoulement souterrain bidimensionnel, dans les milieux poreux saturés, et en état non permanent est donné comme suit :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_{xx} \frac{\partial \phi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_{yy} \frac{\partial \phi}{\partial y} \right) + Q = S_s \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad [\text{II.12}]$$

k_{xx}, k_{yy} : Perméabilités dans les deux directions x et y en (m/s)

Q : Débit volumétrique (source/puits) en m³/s

ϕ : Potentiel hydraulique en (m)

S_s : Coefficient d'emmagasinement spécifique

x, y : Coordonnées cartésiennes

t : Temps en (s)

II.10.1 Discrétisation spatiale

La discrétisation spatiale de l'équation [II.6] se fera par la méthode des résidus pondérés (**Galerkin**) (Gallagher, 1976 ; Zienkiewicz, 1979 ; Humbert, 1984 ; Dhatt, 1984 ; Frind, 1986, Huyakorn, 1986).

Pour un élément plan ayant n nœuds par éléments, aura n fonctions d'interpolations nodales notées, $N_1, N_2, N_3, \dots, N_n$.

Le vecteur des fonctions d'interpolations s'écrit :

$$\{N\} = \langle N_1, N_2, \dots, N_n \rangle^T \quad [\text{II.13}]$$

$\langle N \rangle^T$: Vecteur transposé

Puisque l'inconnu du problème est le potentiel, il pourra être approximé en n'importe quel point à partir des valeurs nodales ϕ_i tel que.

$$\phi = N_1 \phi_1 + N_2 \phi_2 + \dots + N_n \phi_n = \langle N \rangle \{\phi_i\}^e \quad [\text{II.14}]$$

Où $\phi_1, \phi_2, \dots, \phi_n$ sont les valeurs nodales inconnus du potentiel.

$\{\phi\}^e$: Vecteur potentiel hydraulique élémentaire.

L'intégrale du résidu pondéré, par la méthode de Galerkin, de l'équation [II.6], s'écrit pour un élément comme suit :

$$\int_{A^e} \{N\} \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(k_{xx} \frac{\partial \phi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_{yy} \frac{\partial \phi}{\partial y} \right) + Q \right] dx dy - \int_{A^e} \{N\} S_s \frac{\partial \phi}{\partial t} dx dy = 0 \quad [\text{II.15}]$$

Qui devient après intégration par parties, par le théorème de **Green** (Zienkiewicz, 1979) :

$$\begin{aligned} & \int_{\Gamma^e} \{N\} k_{xx} \frac{\partial \phi}{\partial x} n_x d\Gamma - \int_A \frac{\partial \{N\}}{\partial x} k_{xx} \frac{\partial \phi}{\partial x} dx dy + \int_{\Gamma^e} \{N\} k_{yy} \frac{\partial \phi}{\partial y} n_y d\Gamma \\ & - \int_{A^e} \frac{\partial \{N\}}{\partial y} k_{yy} \frac{\partial \phi}{\partial y} dx dy + \int_{A^e} \{N\} Q dx dy - \int_{A^e} \{N\} S_s \frac{\partial \phi}{\partial t} dx dy = 0 \end{aligned} \quad [\text{II.16}]$$

En rassemblant les deux termes d'intégration de frontière, ainsi que les deux termes d'intégration de surface deux à deux, on obtient après réarrangement l'expression suivante :

$$\begin{aligned} & \int_{A^e} \left[\frac{\partial \{N\}}{\partial x} k_{xx} \frac{\partial \phi}{\partial x} + \frac{\partial \{N\}}{\partial y} k_{yy} \frac{\partial \phi}{\partial y} \right] dx dy + \int_{A^e} \{N\} S_s \frac{\partial \phi}{\partial t} dx dy = \int_{A^e} \{N\} Q dx dy \\ & + \int_{\Gamma^e} \{N\} \left(k_{xx} \frac{\partial \phi}{\partial x} n_x + k_{yy} \frac{\partial \phi}{\partial y} n_y \right) d\Gamma \end{aligned} \quad [\text{II.17}]$$

Or la condition au limite de Neumann est écrite comme suit :

$$- \left(k_{xx} \frac{\partial \phi}{\partial x} n_x + k_{yy} \frac{\partial \phi}{\partial y} n_y \right) = q \quad [\text{II.18}]$$

En substituant l'équation (II.23) dans (II.22), nous aboutissons à :

$$\begin{aligned} & \int_{A^e} \left[\frac{\partial \{N\}}{\partial x} k_{xx} \frac{\partial \phi}{\partial x} + \frac{\partial \{N\}}{\partial y} k_{yy} \frac{\partial \phi}{\partial y} \right] dx dy + \int_{A^e} \{N\} S_s \frac{\partial \phi}{\partial t} dx dy = \\ & \int_{A^e} \{N\} Q dx dy + \int_{\Gamma^e} \{N\} q d\Gamma \end{aligned} \quad [\text{II.19}]$$

Substituant aussi l'équation [II.14] qui représente les valeurs nodales du potentiel, l'équation [2-19] devient :

$$\left[\int_{A^e} \left[\frac{\partial \{N\}}{\partial x} k_{xx} \frac{\partial \langle N \rangle}{\partial x} + \frac{\partial \{N\}}{\partial y} k_{yy} \frac{\partial \langle N \rangle}{\partial y} \right] dx dy \right] \{\phi\}^e + \left[\int_{A^e} \{N\} S_s \langle N \rangle dx dy \right] \frac{\partial}{\partial t} \{\phi\}^e = \int_{A^e} \{N\} Q dx dy + \int_{\Gamma^e} \{N\} q d\Gamma \quad [\text{II.20}]$$

Que nous pouvons récapituler sous la forme suivante :

$$[K]^e \{\phi\}^e + [M] \frac{\partial}{\partial t} \{\phi\}^e = \{f\}^e \quad [\text{II.21}]$$

Ou bien

$$[K]^e \{\phi\}^e + [M] \{\dot{\phi}\}^e = \{f\}^e \quad [\text{II.22}]$$

L'équation [II.16] est une équation différentielle du premier ordre en $\{\phi\}$ où :

$\{\phi\}^e$: Le vecteur potentiel élémentaire

$\{\dot{\phi}\}^e$: La variation du potentiel dans le temps.

$[K]^e$: La matrice de conductivité hydraulique élémentaire.

$[M]^e$: La matrice masse élémentaire.

$\{f\}^e$: Le vecteur sollicitation élémentaire qui englobe un vecteur débit de surface et de volume.

Avec :

$$[K]^e = \int_{A^e} \left(\frac{\partial \{N\}}{\partial x} k_{xx} \frac{\partial \langle N \rangle}{\partial x} + \frac{\partial \{N\}}{\partial y} k_{yy} \frac{\partial \langle N \rangle}{\partial y} \right) dx dy \quad [\text{II.23}]$$

et

$$[M]^e = \int_{A^e} \{N\} S_s \langle N \rangle dx dy \quad [\text{II.24}]$$

Dans le cas où on étudie l'écoulement permanent l'équation à résoudre se résume à :

$$[K]^e \{\phi\}^e = \{f\}^e \quad [\text{II.25}]$$

Et le vecteur sollicitation élémentaire s'écrit:

$$\{f\}^e = \{f\}_Q^e + \{f\}_q^e = \int_{A^e} \{N\} Q dx dy + \int_{\Gamma^e} \{N\} q d\Gamma$$

II.11 assemblage

L'assemblage est l'opération qui construit la matrice de rigidité globale [K], et la valeur globale des sollicitations {F} (débit) à partir des matrices élémentaires [K^e] et des vecteurs élémentaires.

$$[K] = \sum_{\text{élément}} [K^e] \quad \text{[II.26]}$$

II.12 Méthode de stockage

La méthode la plus simple pour stocker [K] est de la considérer comme une matrice pleine non symétrique de dimension (N x N) et elle occupera n² mots réels en mémoire d'ordinateur. Mais il y a des autres méthodes plus fiables en terme d'espace de stockage et parmi eux la matrice à ligne de ciel symétrique.

II.13 introduction des conditions aux limites

- **Méthode de pénalité**

La matrice [K] est assemblée sans tenir compte des conditions aux limites puis chaque relation de

$\phi_i = \bar{\phi}_i$ est introduite en remplaçant

K_{ii} par K_{ii}+G et K_{ii}+G=α

F_i par α $\bar{\phi}_i$

G : un nombre très grand par rapport à tous les termes K_{i,j}

$$\begin{bmatrix} k_{11} & \dots & k_{1i} & \dots & k_{1n} \\ k_{i1} & \dots & k_{ii} + G & \dots & k_{in} \\ k_{n1} & \dots & k_{ni} & \dots & k_{nn} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Phi_1 \\ \Phi_i \\ \Phi_n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_1 \\ \alpha \bar{\Phi}_i \\ F_n \end{Bmatrix} \quad [\text{II.27}]$$

Donc l'équation s'écrit :

$$\alpha \Phi_i + \left(\sum_{\substack{j=1 \\ j \neq i}} K_{ij} \Phi_j \right) = \alpha \bar{\phi}_i \quad [\text{II.28}]$$

Elle admet la solution approchée :

$$\Phi_i \cong \bar{\phi}_i \quad \text{Si} \quad \alpha \bar{\phi}_i \gg \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq i}} K_{ij} \Phi_j \quad [\text{II.29}]$$

$\bar{\phi}_i$: Valeur connue Φ_i

Cette méthode est très simple à utiliser mais elle peut poser des problèmes lorsque la matrice [K] est mal conditionnée et lorsque certaines composantes de $\{\Phi_n\}$ sont grandes.

II.14 Méthodes de résolution

Les méthodes de résolution des équations linéaires se divisent en deux catégories :

- Méthodes directes : Ce sont des méthodes
- Méthodes itératives

II.15 La MEF dans l'analyse de la stabilité des talus

Depuis l'avènement des ordinateurs, la méthode des éléments finis a connu un essor considérable en raison de la capacité des machines à résoudre les gros systèmes qui sont mobilisés dans les calculs. Cette méthode n'a cessé de se développer depuis son introduction dans le domaine de géotechnique en 1967 par Clough et Woodward sur la stabilité et les performances des digues. La technique est basée sur la définition même du facteur de sécurité appelée Réduction de la Résistance au Cisaillement (SSR : Shear Strength Reduction).

Elle découle de la définition donnée par Duncan comme suit :

« FS est le facteur par lequel la résistance au cisaillement du sol devrait être divisée pour amener la pente dans un état de rupture imminent ».

La résistance selon Mohr-Coulomb initiale est donnée par :

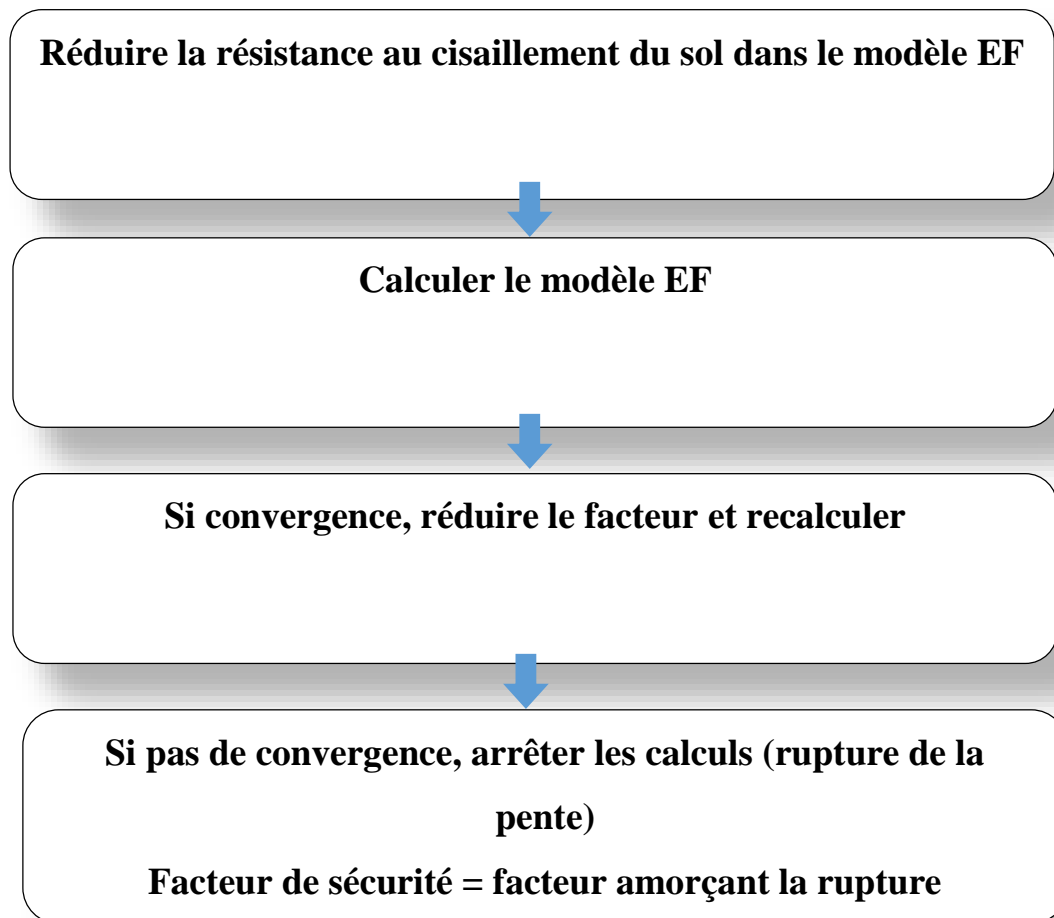
$$\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi$$

Sa réduction se fait par la division par FS :

$$\tau = \frac{c'}{FS} + \frac{\sigma' \operatorname{tg} \varphi}{FS}$$

Parmi les avantages de MEF est la possibilité d'utiliser une loi de comportement élastoplastique ou même élastoviscoplastique étant donné qu'un comportement linéaire n'est plus fiable.

Le déroulement des calculs peut être schématisé par l'organigramme suivant :



Dans l'analyse par EF, le critère d'arrêt est, justement, la non-convergence, i.e., les paramètres de résistance au cisaillement sont réduits jusqu'à ce qu'il n'y a plus de champ de contrainte vérifiant le critère de rupture. En quelque sorte, on peut dire qu'il y a solution s'il n'y a pas de solution (a non-solution is the solution)

Griffiths et Lane (1999) ont proposé que la condition d'instabilité est atteinte lorsque $E\delta_{\max} / \Delta h^2$ (où ε_{\max} est le déplacement nodal maximal calculé) augmente rapidement et la solution ne converge pas avec 1000 d'itérations.

II.16 Les avantages et limites de la méthode des éléments finis :

Les avantages d'une approche EF pour l'analyse de la stabilité des pentes par rapport aux méthodes traditionnelles d'équilibre limite peuvent être résumés comme suit :

-Aucune hypothèse ne doit être faite à l'avance sur la forme ou l'emplacement de la surface de rupture.

-La rupture se produit « naturellement » à travers les zones dans la masse du sol dans lesquelles la résistance au cisaillement du sol est incapable de supporter les contraintes de cisaillement appliquées.

-Comme il n'y a pas de concept de tranches dans l'approche EF, il n'y a pas besoin d'hypothèses sur les forces latérales des tranches. La méthode FE

Toutefois et, malgré, ces avantages, la MEF n'a pas échappé à certaines critiques dans le critère de rupture adopté ainsi que l'absence de modèles complexes qui caractérisent le comportement du sol et la non-prise en compte certains aspects dans le modèle EF comme les renforcements. [13]

II.17 Conclusion :

Après avoir examiné la méthode des éléments finis, nous concluons que cette méthode est un moyen rapide et direct d'obtenir des résultats satisfaisants.

Nous pouvons donc juger de ce résultat dans l'efficacité du calcul du facteur de sécurité pour obtenir un résultat acceptable.

Chapitre III
Modélisation, Résultats
&
Interprétation

III.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous présenterons les résultats d'une étude de pente homogène utilisant des méthodes classiques et la méthode des éléments finis à l'aide de calcul automatique.

L'idée est d'étudier l'effet de la variation des paramètres du sol sur la valeur du facteur de sécurité. Ces paramètres sont : la cohésion c , l'angle de frottement interne ϕ et le poids spécifique du sol γ .

Comme le programme EF de calcul de la stabilité des pentes utilise un modèle élastoplastique, on a jugé qu'il est intéressant d'examiner la différence entre l'utilisation d'une règle d'écoulement associée ou non-associée étant donné que les géomatériaux n'obéissent, généralement, pas à une règle d'écoulement associée contrairement aux matériaux métalliques. Cette différence entre les deux règles d'écoulement réside dans le choix de la valeur à attribuer à l'angle de dilatance ψ .

Nous avons, également utilisé certaines méthodes classiques d'équilibre limite, à savoir :

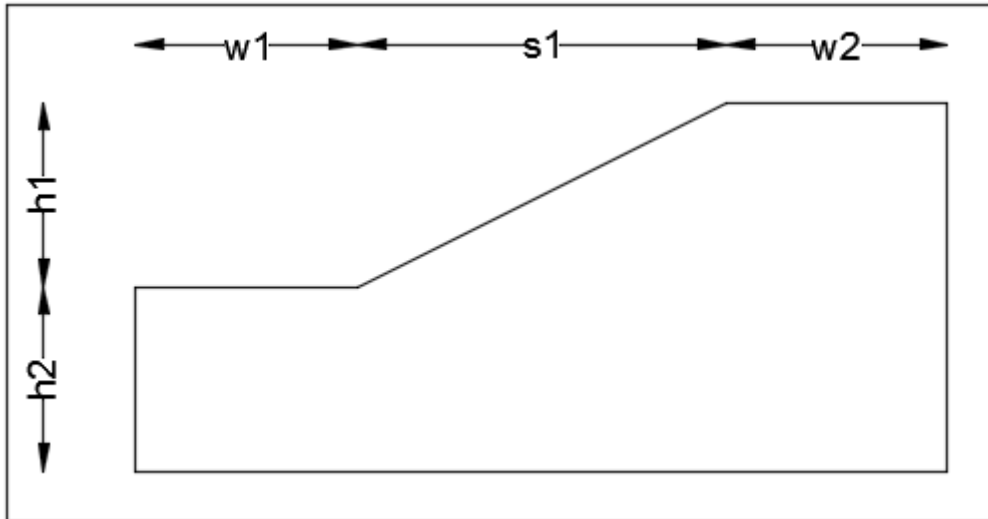
- méthode Bishop simplifiée
- Méthode de Janbu.
- Méthode de Spencer.

III.2 Calcul à l'aide de la méthode des éléments finis

Nous utilisons le programme en Fortran « SLOPE 64 » écrit par Dr. D.V. Griffith à Colorado School of Mines [Smith et al., 2014] [14].

III.2.1 Modélisation

Le talus étudié dans ce travail est montré sur la figure III-1. Il s'agit d'un talus homogène constitué d'un sol argileux.



Avec : $h1=10m$ $h2=10m$
 $W1=12m$ $W2=12m$
 $S1= 20m$

Figure III.1: Schéma de la pente avec les caractéristiques géométriques

La figure suivante représente le maillage sous le programme SLOPE 64.

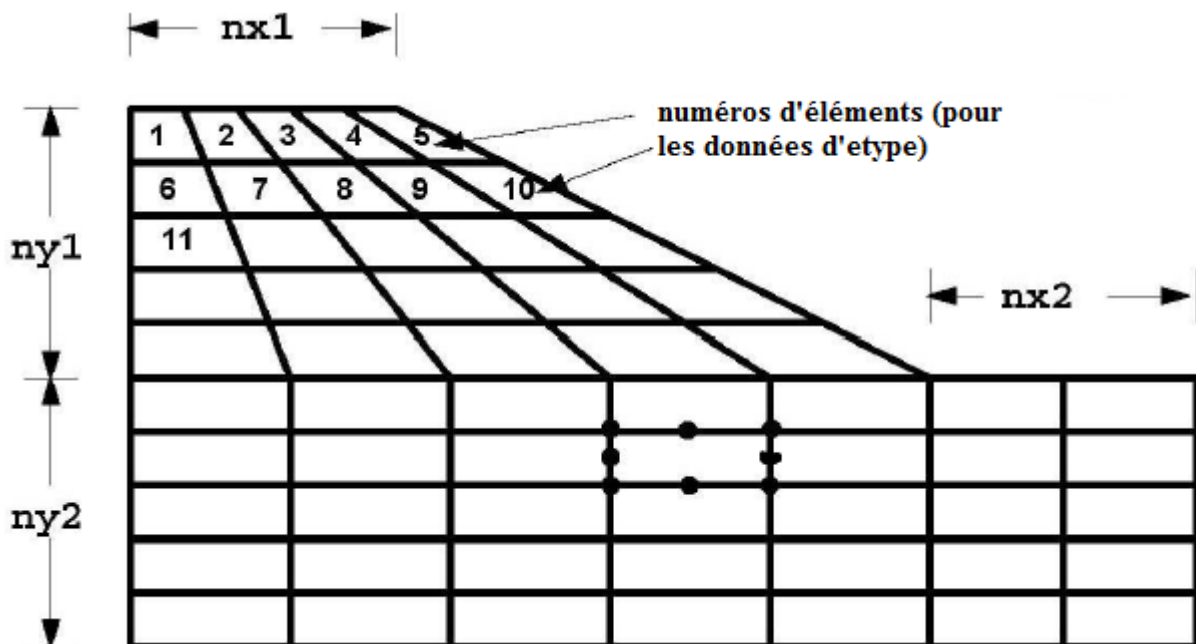


Figure III.2: Schéma de la disposition et le nombre d'élément dans chaque section

III.2.2 Effet de la variation de l'angle de dilatance

Pour cette partie de l'étude, les valeurs choisies pour l'angle de dilatance sont les suivantes :

III.2.3 Déroulement des calculs

1- Préparation du fichier données (*.dat) comme suit :

Pour $\psi=0$; $C=20\text{kN/m}^2$; $\varphi=10^\circ$; $\gamma=20\text{kN/m}^3$

- 'Pente homogène'
- "Largeur du haut du remblai (w1) "
- 12
- "Largeur de la partie inclinée du remblai (s1) "
- 20
- "La fondation de distance s'étend à droite du talon de remblai (w2) "
- 12
- "Hauteur du remblai (h1) "
- 10
- "Épaisseur de la couche de fondation (h2) "
- 10
- "Nombre d'éléments selon x dans le remblai (nx1) "
- 64
- "Nombre d'éléments selon x à droite de l'embout (nx2) "
- 24
- "Nombre d'éléments selon y dans le remblai (ny1) "
- 20
- "Nombre d'éléments selon y dans la fondation (ny2) "
- 20
- "Nombre de groupes de propriétés différents (np_types) "
- 1
- "Propriétés du matériau ($\phi, c, \psi, \gamma, E, \nu$) pour chaque groupe"
- 10.0 20.0 0.0 20.0 1.e5 0.3
- "Groupe de propriétés affecté à chaque élément (etype, données non nécessaires si np_types = 1) "

- "Analyse pseudo-statique : facteur d'accélération horizontale (k_h) "
- 0.0
- "Nombre de points de surface libre et leurs coordonnées (nosurf, surf (2, nosurf))"
- 0
- "Poids unitaire de l'eau (gam_w) "
- 0.0
- "Plafond d'itération (limite) "
- 1000
- "Facteur de tolérance de précision de sécurité (fos_tol) "
- 0.02

2- Lancement du calcul

3- Résultats

Les résultats sont obtenus sous forme de trois fichiers :

- *. MESH (figure III.4) où le maillage est reproduit
- *.DIS (figure III.5) où le champ déplacement à la rupture est montré. La surface de glissement y est montrée.
- *.VEC (figure III.6) où le champ du vecteur vitesse de déplacement est présenté.

III.2.4 Résultats de calcul

- Résultats obtenus par le calcul : Facteur de sécurité $F_s = 1.27$

Le tableau suivant présente les résultats de F_s avec la variation de ψ avec :

- $\psi=0$ règle non-associée
- $\psi=\varphi/2$ règle non-associée
- $\psi=\varphi$ règle associée

III.2.5 Exemple de fichier résultats (*.res) par le programme SLOPE64

```

-----
Example 1: A homogeneous slope
w1= 12.00
s1= 20.00
w2= 12.00
h1= 10.00
h2= 10.00

nx1= 64
nx2= 24
ny1= 20
ny2= 20

Group  phi      c      psi    gamma      e      v
   1    10.00    20.00    0.00    20.00    0.1000E+06    0.30

k_h= 0.00

Iteration ceiling= 1000

Factor of Safety tolerance= 0.020

trial factor      max displ      iterations
   0.5000         0.3050E-01           2
   1.0000         0.4353E-01          12
   1.2500         0.5324E-01         282
   1.2656         0.6102E-01         500

Estimated Factor of Safety =      1.27
    
```

Le tableau suivant présenter les résultats obtenus par le programme SLOPE64

Tableau III.1 : les résultats de Fs par Slope64

ψ	0°	5°	10°
Fs	1.27	1.27	1.27

Le diagramme suivant (fig.III.3) présenter la variation du facteur de sécurité en fonction de l'angle dilatation ψ .

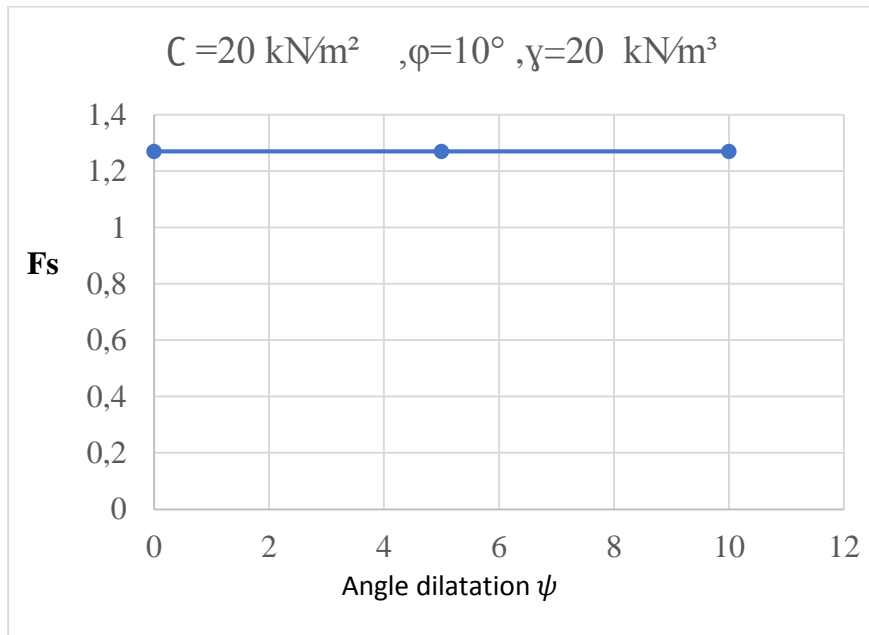


Figure III.3: diagramme de F_s en fonction de l'angle dilatation ψ

Il est clair que variation de ψ n'affecte pas le coefficient de sécurité. Ceci nous conduit à choisir une valeur constante pour $\psi=0$ (règle non associée) par exemple dans tout le reste des calculs avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb.

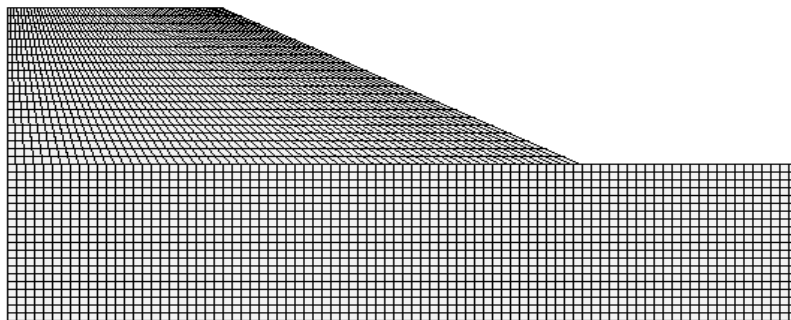


Figure III.4 : Maillage éléments finis

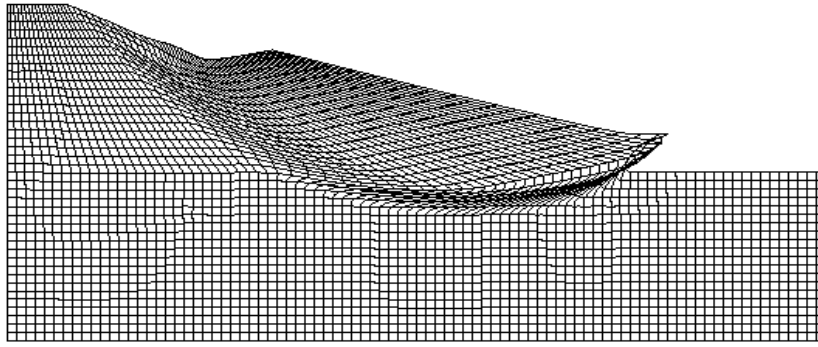


Figure III.5 : maillage déformé à la rupture (DIS) pour $\psi=0$



Figure III.6 : Vecteurs de déplacement (VEC) pour $\psi=0$

Ceci rejoint les résultats déjà obtenus par Zienkiewicz et al [Zienkiewicz et al,1975] pour le calcul du facteur de sécurité pour une digue composite (fig III.10)

Des figures donnant le maillage, la déformée de la pente (surface de rupture) ainsi le vecteur vitesse semblable aux figures III.4, III.5 et III.6 sont obtenus pour chaque calcul.

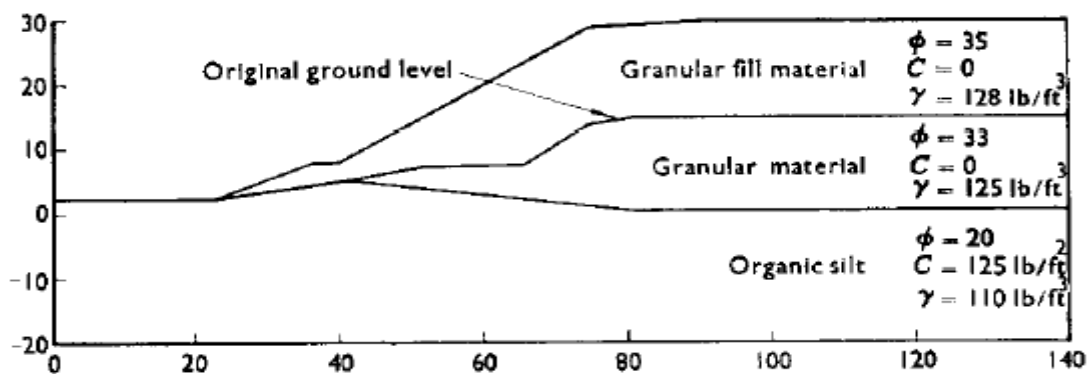


Figure III.7: Digue composite [Zienkiewicz et al,1975] [15]

Tableau III.2 : Facteur de sécurité pour la digue composite [Zienkiewicz et al,1975] [15]

Method	Safety factor	Reference
Whitman–Bailey	1.24–1.26	Whitman–Bailey (1967)
Bishop	1.33	Whitman–Bailey (1967)
Fellenius	1.09	Whitman–Bailey (1967)
Sarma	1.542	Sarma (1973)
Morgenstern–Price	1.557	Sarma (1973)
Bell	1.49	Bell (1968)
Associated Mohr-Coulomb	1.165	
Non-associated Mohr-Coulomb	1.165	

Dans ce qui suit les calculs vont être menés en faisant varier les trois paramètres.

1^{er} cas : Effet de la variation de la cohésion

$$\varphi=10^\circ \quad \gamma=20\text{kN/m}^3 \quad \psi=0$$

Le tableau suivant présenter les résultats calcul de facteur de sécurité par le SLOPE 64

Tableau III.3 : Calcul de Fs par SLOPE64 (variation de la cohésion)

C(kN/m ²)	15	17	19	21	23	25
Fs	1,08	1,16	1,23	1,3	1,38	1,44

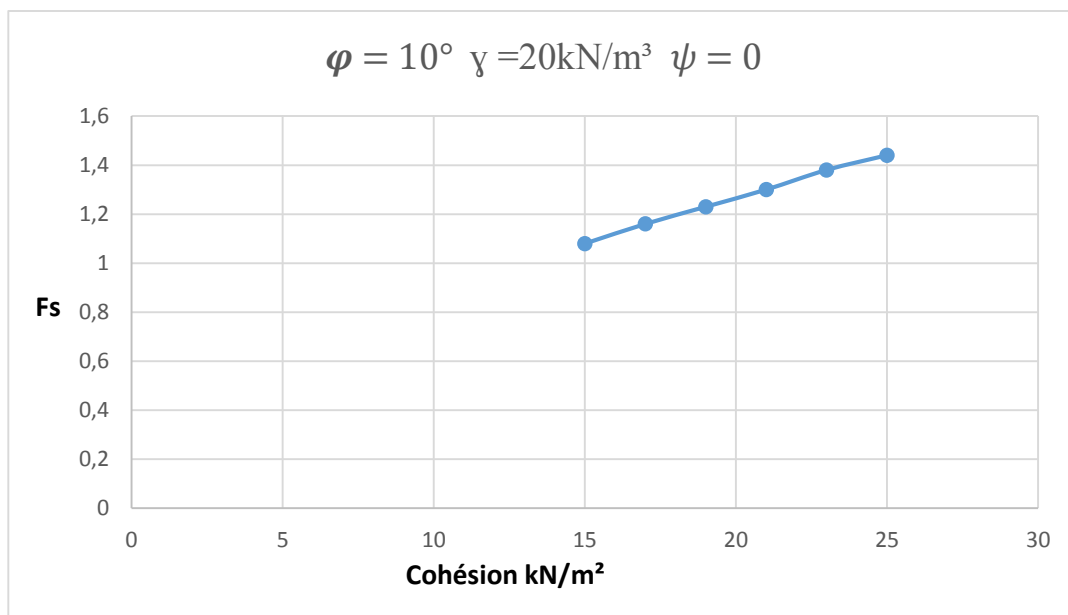


Figure III.8 : Diagramme de Fs en fonction de la Cohésion

2^{eme} Cas : Effet de la variation d'Angle de frottement :

$C=20\text{kN/m}^2=cet$

$\gamma=20\text{kN/m}^3$

$\psi=0$

Le Tableau suivant présenter les valeurs de Fs en fonction de l'angle de frottement ϕ du sol

Tableau III.4: Calcul de Fs par SLOPE64 (variation d'Angle de frottement ϕ)

ϕ (°)	5	7	9	11	13	15
Fs	0,97	1,09	1,2	1,31	1,42	1,53

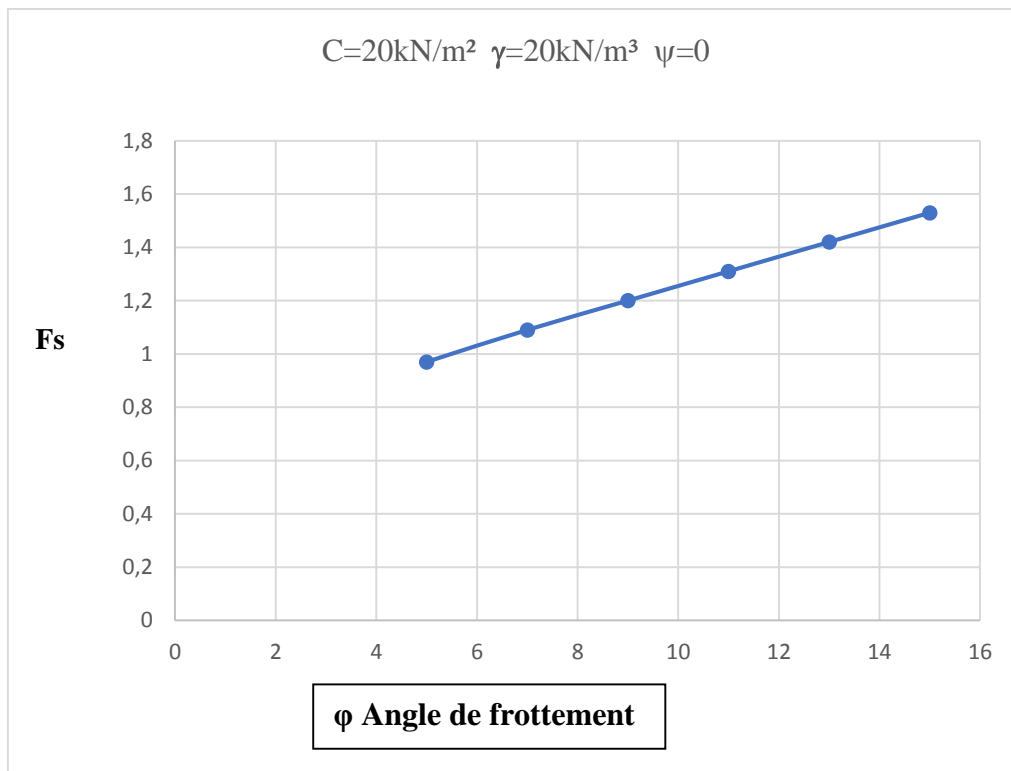


Figure III.9 : Diagramme de Fs en fonction de l'Angle de frottement ϕ

De ces deux diagrammes, Nous observons que la valeur du facteur de sécurité FS dépend directement des paramètres du sol de manière proportionnelle figureIII.8 & figureIII.9.

3^{ème} Cas : Effet de la variation de Poids volumique

$$c = 20 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi = 10^\circ$$

$$\psi = 0$$

Le Tableau suivant présenter les valeurs de Fs en fonction du poids volumique du sol

Tableau III.5 : Calcul de Fs par SLOPE64 (variation du Poids volumique γ)

γ (kN/m ³)	15	17	19	21	23	25
Fs	1,5	1,39	1,3	1,23	1,17	1,11

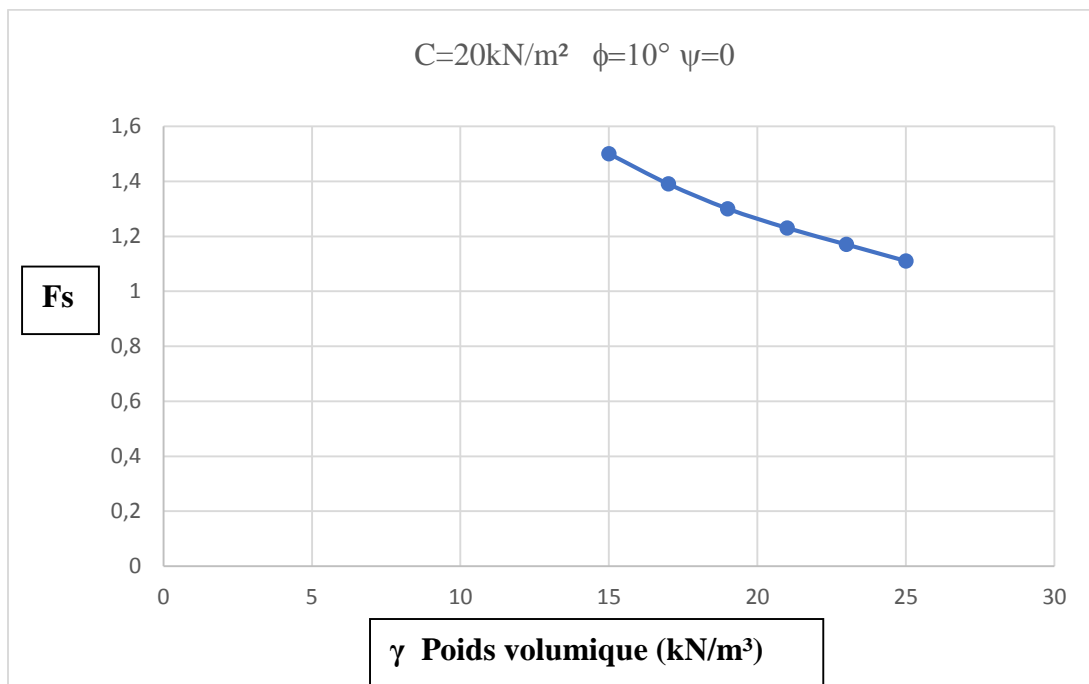


Figure III.10 : Diagramme de Fs en fonction du Poids volumique γ

Nous observons à travers la courbe de la figure III.10 que plus la valeur de la Poids volumique augmente la valeur du facteur de sécurité diminue, et donc nous disons qu'il y a une relation inverse.

III.3 Calcul par les méthodes d'équilibre limite

- **Applications numériques :**

Cette partie consiste au traitement numérique par le logiciel Slide V6.0 de Rocscience.

III.3.1 Description de Slide Version 6.0

C'est un logiciel d'analyse de stabilité de pente développé chez Rocscience 2016. Les programmes englobent la stabilité des sols et des pentes rocheuses, l'équilibre limite, ainsi que la modélisation 2D et 3D.

Le programme de SLIDE 6.0 utilise le facteur d'équilibre conventionnel pour estimer la valeur du facteur de sécurité de la pente ou pour estimer l'effondrement possible des surfaces inclinées circulaires et non circulaires des pentes dans le sol ou dans les roches.

III.4 Étape de préparation de la forme



La détermination du facteur de sécurité à l'aide du programme de Slide6.0 dépend principalement de la détermination des conditions du cas étudié à travers la boîte de dialogue des paramètres du projet, les modules de cas étudiés sont définis, des unités métriques sont utilisées pour mesurer les cotes de pente (Figure III.11).

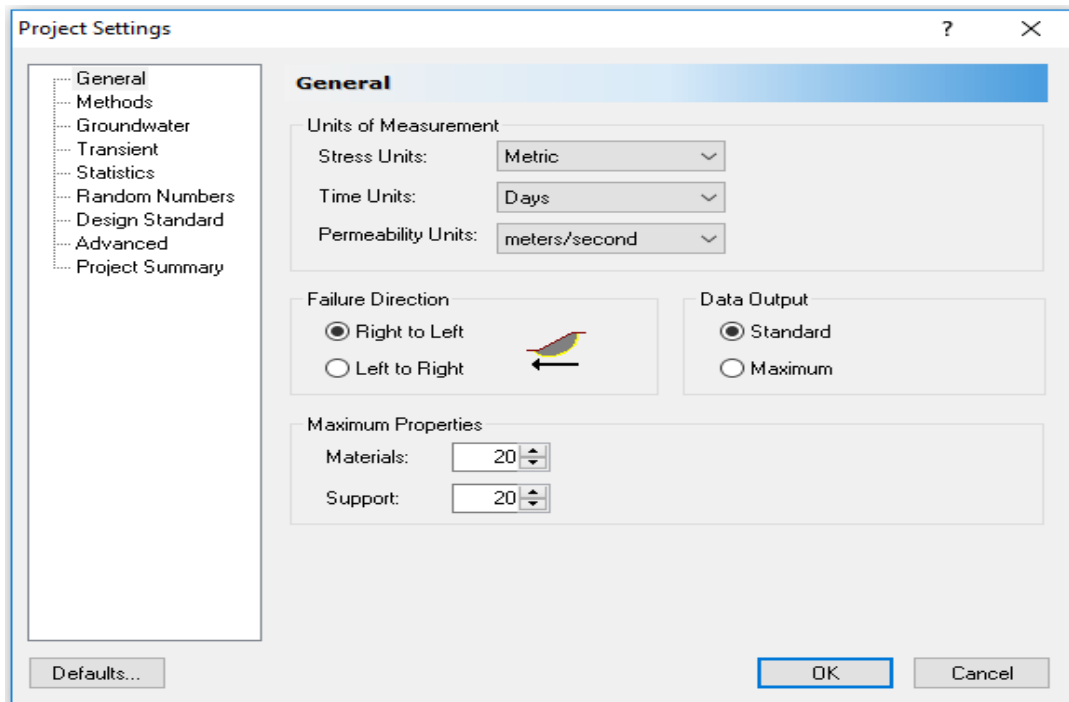


Figure III.11 : Boîte de dialogue Options PROJECT SETTINGS

Il peut également déterminer la direction de l'effondrement (Failure Direction) et les méthodes d'analyse.

III.5 Étape de l'insertion du modèle :

A ce stade, le modèle étudié sera représenté et analysé en utilisant l'une des méthodes l'équilibre limite. Pour introduire le modèle, nous préparons la géométrie à l'aide d'AutoCAD et nous sauvegardons le fichier en format (DXF). Il est, alors, importé selon le cheminement suivant : File-import-import DXF) (Fig.III.12).

Note : le dessin de la géométrie dans l'AUTOCAD doit être réalisé par le POLYLING.

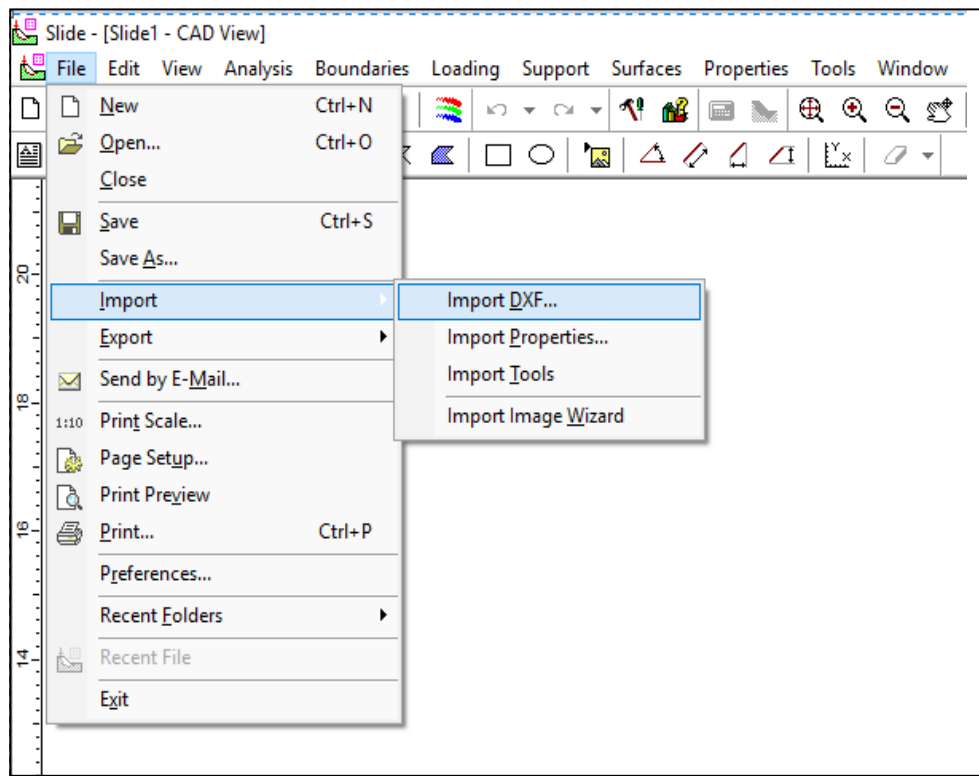


Figure III.12 : Boîte de dialogue pour importer le fichier dessin

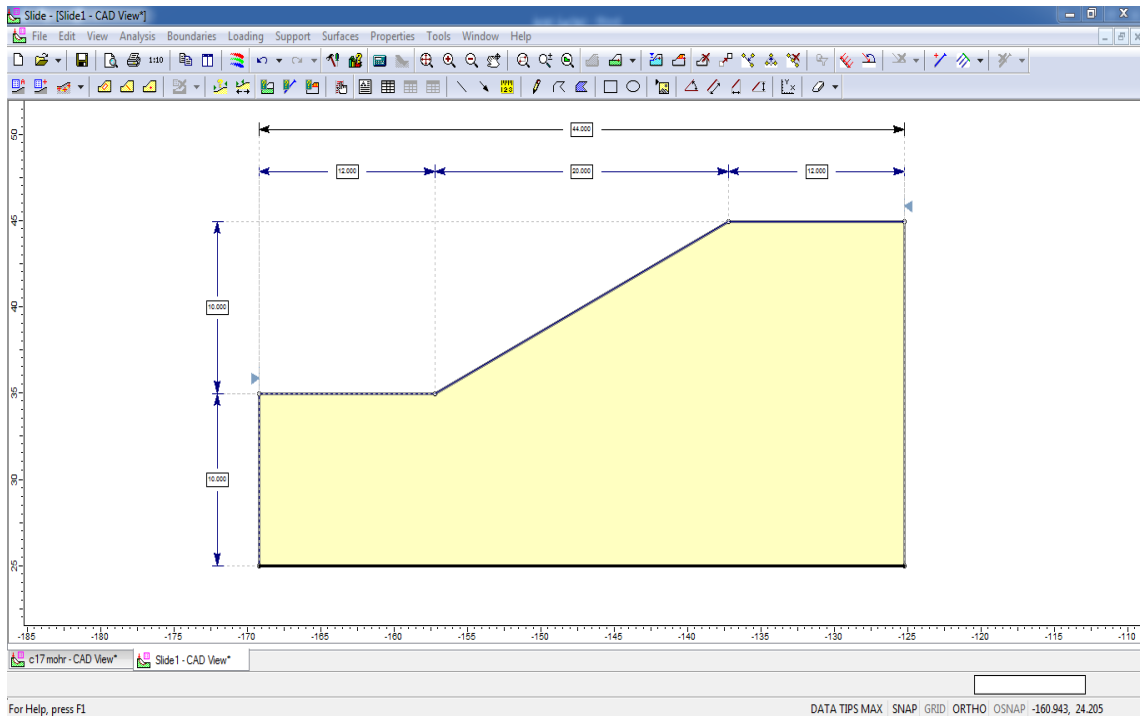


Figure III.13 : Pente après l'insertion

III.5.1 Surfaces glissantes.



Le programme de Slide permet à l'utilisateur d'analyser la stabilité des glissements circulaires et non circulaires. Il dépend de l'analyse de la stabilité des surfaces de glissement individuelles ou des surfaces critiques pour trouver la surface de glissement avec la plus petite valeur de facteur de sécurité F_s .

La grille coulissante sera trouvée en utilisant la grille de recherche (Grid Search)

Figure (III-14) entre les options des surfaces de glissement.

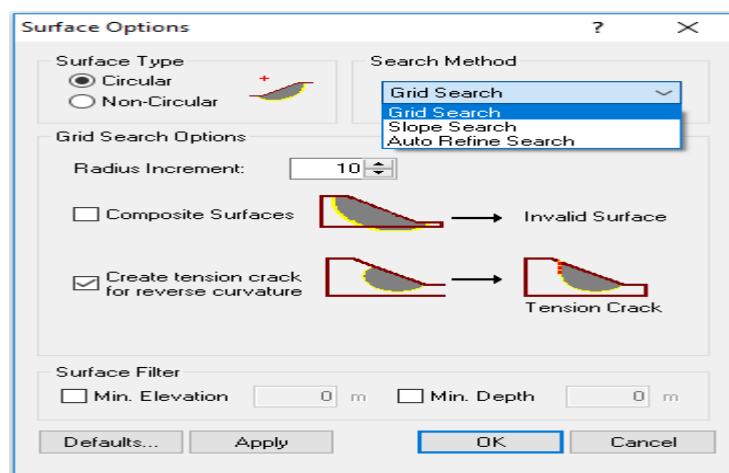


Figure III.14 : Options de surface des glissements

La solution dans la méthode de recherche nécessite une seule position de glissement, grâce à l'option Auto Grid il est possible de sélectionner plus d'un centre de la grille coulissante, mais souvent un seul maillage est suffisant pour analyser le problème souhaité (Fig.III.15).

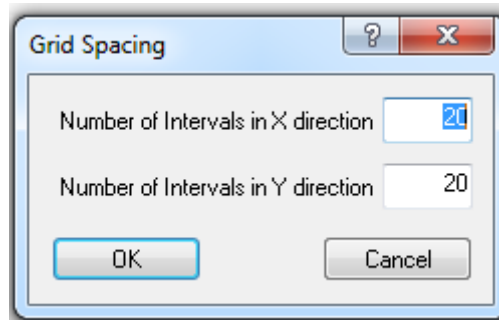
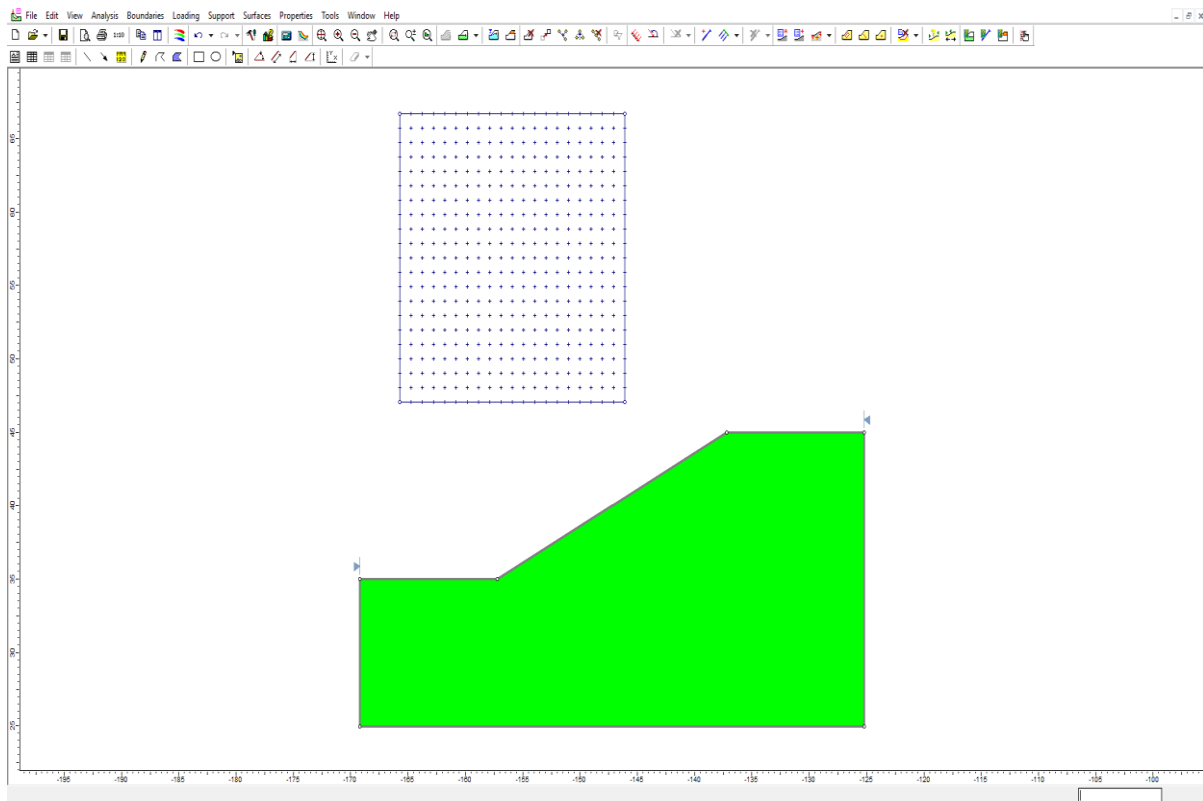


Figure III.15 : Options d'espacement de maillage

Après la formation d'une grille centrale glissante, le nombre de distances dans les deux directions x, y) peut être déterminé, ce qui conduit à la formation d'une grille de positions de glissement.

Nombre de centres dans le maillage = (nombre de distances de grille dans la direction 1 + x) * (nombre de distances de grille dans la direction 1 + y) La figureIII-14 montrele centre de la glissière en utilisant l'option (Auto Grid).



FigureIII.16 : Centres de glissement de maillage utilisant l'option Auto Grid .

III.5.2 Limites de la pente.

Après l'insertion des limites de la pente, par défaut, deux marqueurs apparaissent en forme de deux triangles à gauche et à droite de la limite supérieure de la pente la limite, calculée automatiquement après la création des limites du formulaire.

Les limites du modèle servent à deux fins d'analyse des surfaces circulaires, à savoir

1. *Filtrage* : Toutes les surfaces de glissement doivent se croiser avec les limites extérieures de la limite de la pente Si le point de départ et la fin de la surface de glissement ne sont pas dans la pente, la surface de glissement doit être exclue (Figure III.17).

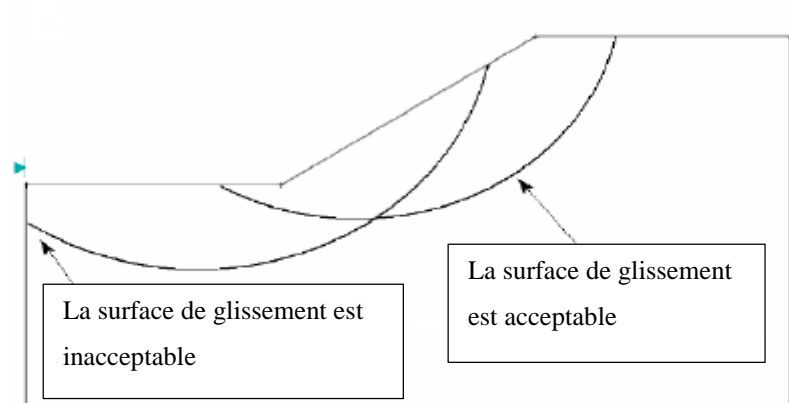


Figure III.17 : Filtre des surfaces de glissement correctes en fonction des limites du modèle.

. *La formation des cercles* : selon lesquels les segments de limite externes entre les limites du modèle définissent la surface de la pente à analyser et sa stabilité utilise la surface de la pente pour générer des circuits glissants pour la recherche de grille Search Grid comme suit .

-Chaque point de la grille des centres de glissement détermine les classes de grands et petits diamètres à la distance du centre de glissement de la pente.

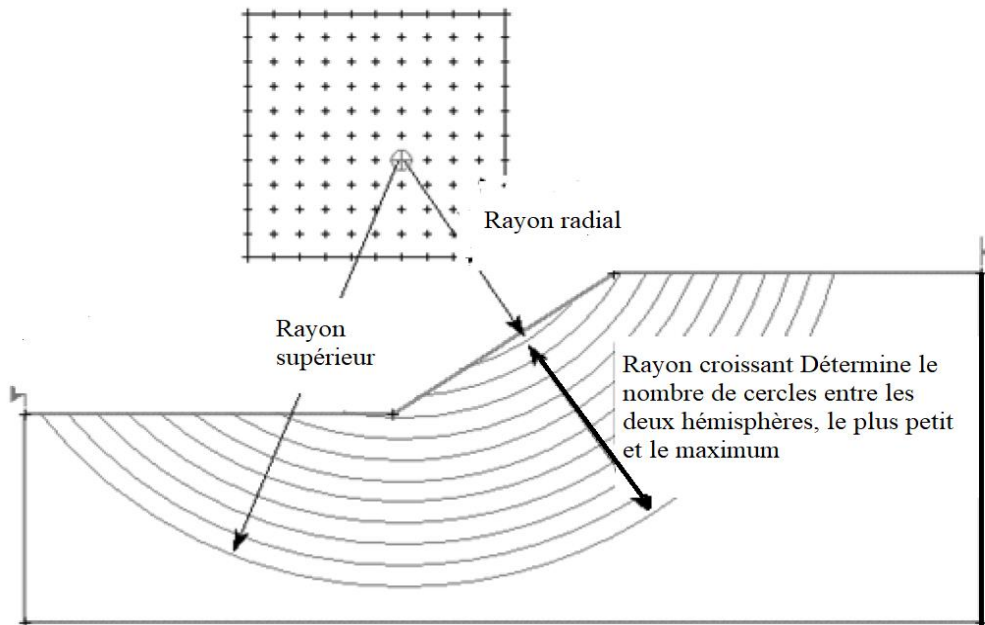


Figure III.18: Méthode de génération de circuits glissants en cherchant dans le maillage en utilisant des limites de pente et une génération décrivant le diamètre

III.5.3 Propriétés du matériau



Grâce à cette option, la spécification du sol de la pente étudiée est appliquée à la fois à la cohésion et à l'angle de frottement comme indiqué. (Figure III.19)

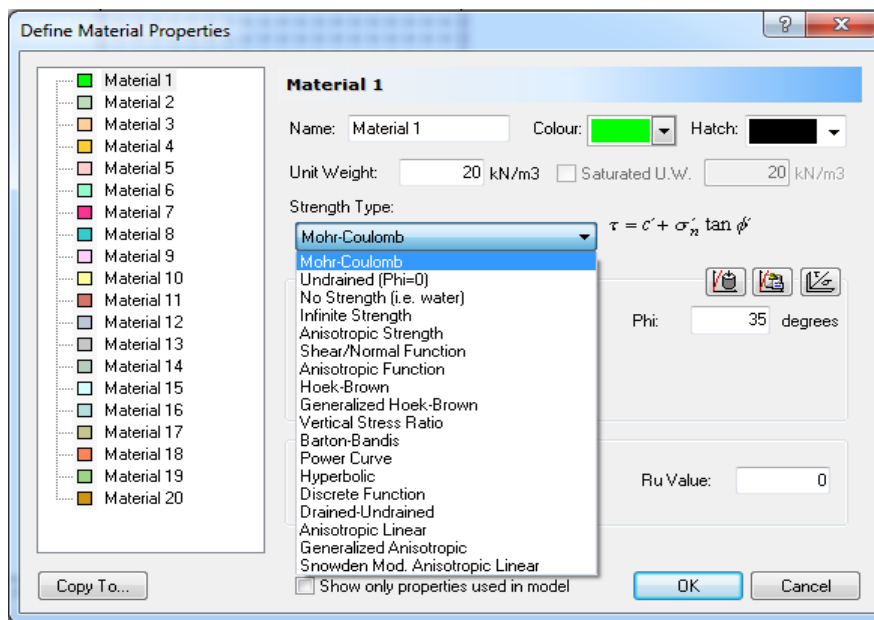


Figure III.19 : Caractéristiques des matériaux de pente étudiés.

III.5.4 Méthodes d'analyse

Dans la fenêtre (project settings) en choisissons (Méthods), la méthode d'analyse de la pente peut être déterminée à l'aide d'une ou de plusieurs méthodes EL Cette option permet également de déterminer le nombre de diapositives et la convergence comme indiqué

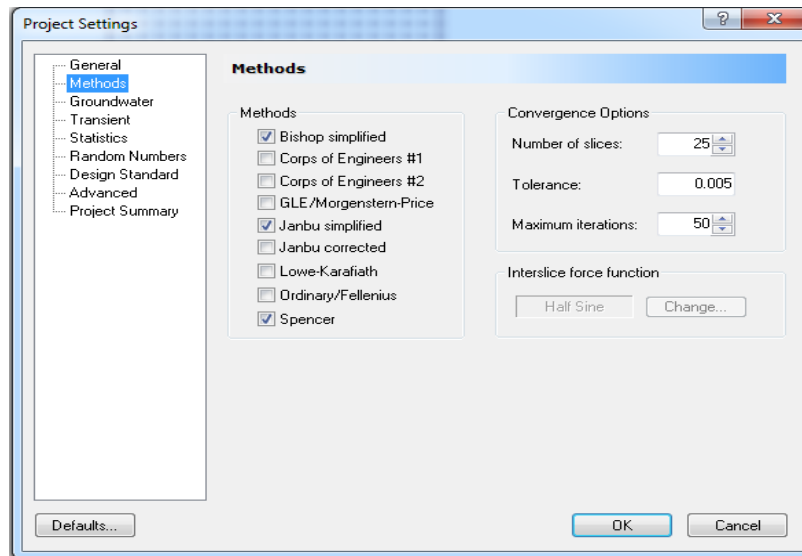


Figure III.20: Méthodes d'équilibre limite dans Slide.

III.6 Afficher les résultats



Cette étape commence avec l'option (Interprt) la pente apparaîtra comme indiqué sur la Figure III.21 où la pente et la surface de glissement générale mineure.

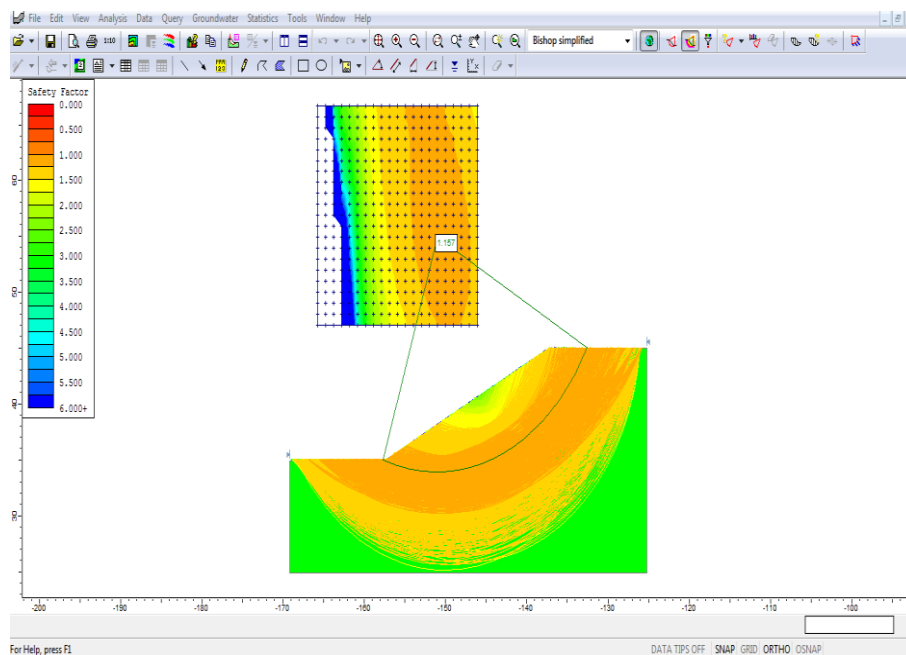


Figure III.21 : Pente après analyse en utilisant la méthode Bishop

Surface de glissement minimum globale avec la plus petite valeur pour le facteur de sécurité FS.

Il convient de noter que la surface de glissement n'est pas nécessairement la surface de glissement minimum de la pente possible de l'étude est basée sur des méthodes et des paramètres de recherche. Par exemple, les surfaces de glissement peuvent être trouvées avec des valeurs plus faibles pour le facteur de sécurité.

La valeur du facteur de sécurité résultant de la surface de glissement peut varier lorsqu'elle est calculée par plus qu'une méthode de l'équilibre limite Selon les hypothèses de chaque méthode.

1^{er} cas : Effet de la variation de la cohésion :

$$\phi=10^\circ \quad \gamma= 20\text{kN/m}^3$$

Le tableau suivant présent la variation de Fs en fonction de Cohésion avec les trois méthodes (Bishop, Janbu et Spencer) par SLIDE6.0

Tableau III.6 : Calcul de Fs par Slide6.0 (variation de la Cohésion)

C (kN/m ²)	15	17	19	21	23	25
Fs (Bishop)	1,08	1,156	1,229	1,301	1,374	1,446
Fs (Janbu)	0,991	1,059	1,127	1,198	1,265	1,329
Fs (Spencer)	1,078	1,155	1,226	1,299	1,371	1,444

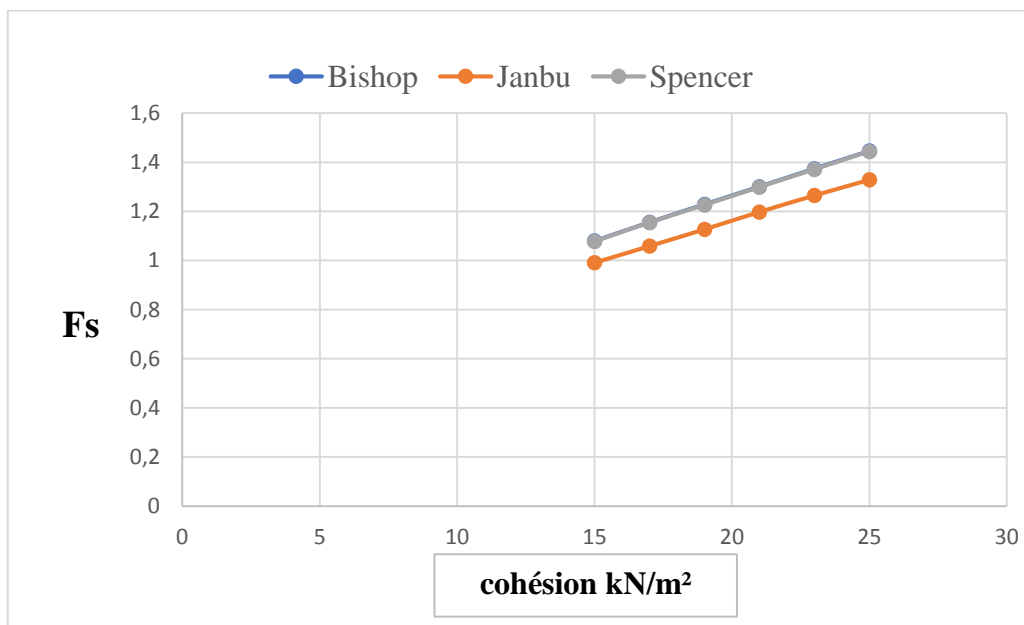


Figure III.22 : diagramme de variation du facteur de sécurité en fonction de la cohésion

2^{eme} Cas : Effet de la variation de Poids volumique :

$C=20\text{kN/m}^2$ $\gamma=20\text{kN/m}^3$

Le tableau suivant présente la variation de Fs en fonction de ϕ avec les trois méthodes par SLIDE 6.0

Tableau III.7 : Calcule de Fs par Slide6.0 (variabilité d'Angle de frottement ϕ)

Φ (°)	15	17	19	21	23	25
Fs (Bishop)	0,978	1,098	1,21	1,32	1,428	1,536
Fs (Janbu)	0,902	1,01	1,113	1,211	1,31	1,408
Fs (Spencer)	0,977	1,096	1,212	1,318	1,426	1,533

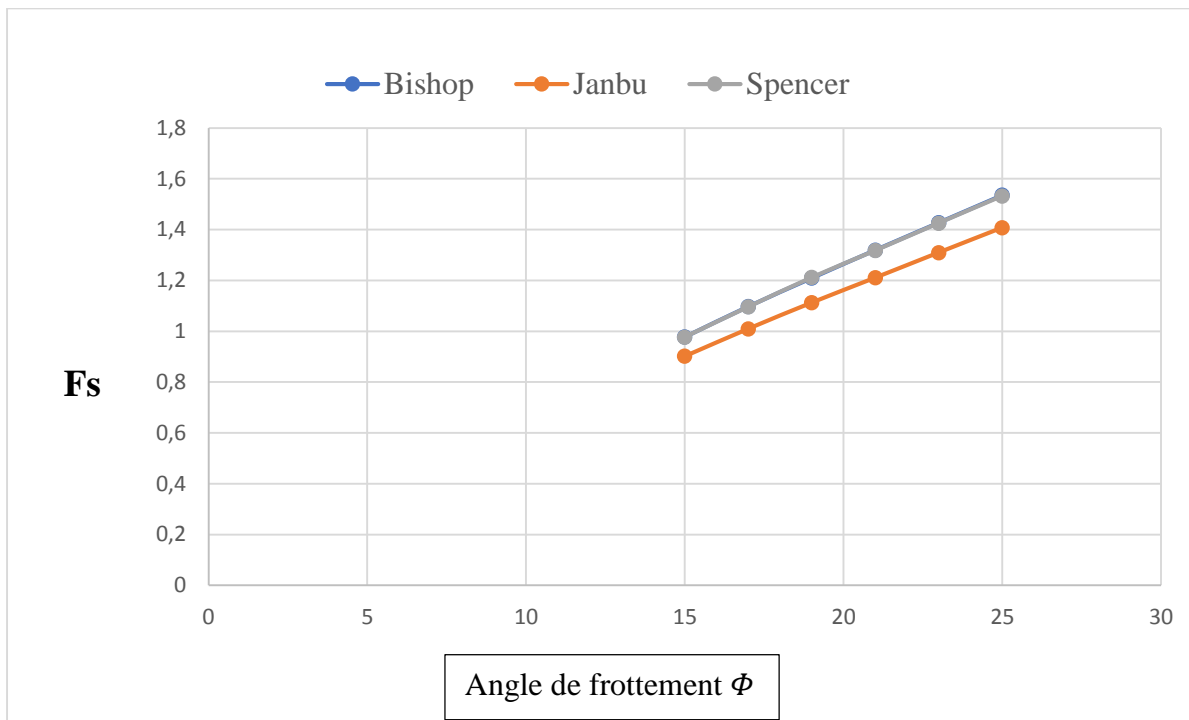


Figure III.23 : diagramme de variation du facteur de sécurité en fonction d'angle de frottement Φ

De ces deux diagrammes (figure III.22 & figure III.23), Nous observons que la valeur du facteur de sécurité FS dépend directement des paramètres du sol de manière proportionnelle et la courbe de Bishop est identique à la courbe Spencer donc les deux méthodes son approche.

3^{ème} Cas : Effet de la variation de Poids volumique

$$C = 20 \text{ kN/m}^2 \quad \phi = 10^\circ$$

Le tableau suivant présente la variation de F_s en fonction de γ avec les trois méthodes par le SLIDE 6.0

Tableau III.8 : Calcul de F_s par Slide6.0 (variabilité de Poids volumique γ).

γ (kN/m ³)	15	17	19	21	23	25
Fs (Bishop)	1,506	1,393	1,303	1,231	1,17	1,118
Fs (Janbu)	1,384	1,281	1,199	1,129	1,072	1,024
Fs (Spencer)	1,504	1,39	1,3	1,228	1,169	1,116

La figure suivante présente la variation de facteur de sécurité en fonction de la variabilité de poids volumique γ avec les trois méthodes « Bishop simplifiée, Janbu simplifiée et Spencer).

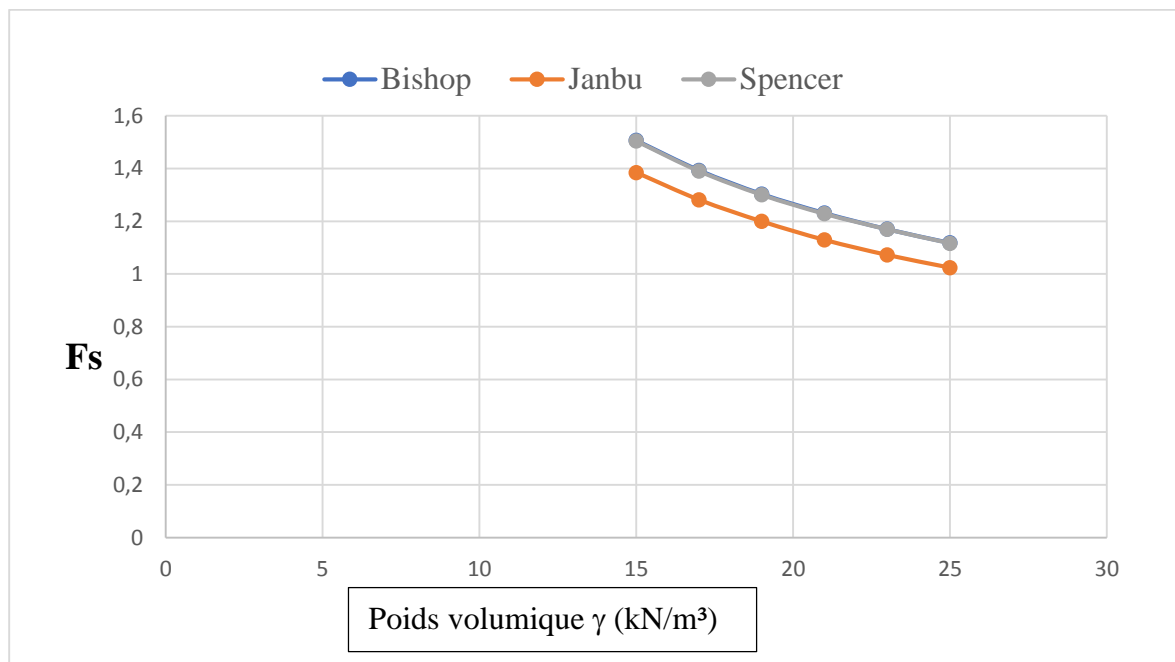



Figure III.24 : diagramme de variation de valeur poids volumique et valeurs des facteurs de sécurité.

Nous observons à travers la courbe (figure III.24) que plus la valeur de la Poids volumique augmente la valeur du facteur de sécurité diminue, et donc nous disons qu'il y a une relation inverse.

Exemple de fichier résultats (.res) par le programme SLIDE6.0

INFORMATION D'ANALYSE DE SLIDE6.0

Matériel prospérités

Property	layer one
Color	
Strength Type	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m3]	20
Cohesion [kPa]	15
Friction Angle [deg]	10
Water Surface	None
Ru Value	0

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS: 1.080730

Center: -151.015,54.895

Radius: 21.006

Left Slip Surface Endpoint: -157.706,34.983

Right Slip Surface Endpoint -132.494, 44.983

Resisting Moment=17548.3 kN-m

Driving Moment=16237.5 kN-m

Total Slice Area=113.035 m2

Method: janbu simplified

FS: 0.991198

Center: -150.034, 50.974

Radius: 18.030

Left Slip Surface Endpoint: -158.366, 34.983

Right Slip Surface Endpoint: -133.028, 44.983

Resisting Horizontal Force=794.542 kN

Driving Horizontal Force=801.597 kN

Total Slice Area=132.286 m2

Method: Spencer

FS: 1.078650

Center: -151.015, 53.915

Radius: 20.210

Left Slip Surface Endpoint: -158.089, 34.983

Right Slip Surface Endpoint: -132.886, 44.983

Resisting Moment=17022 kN-m

Driving Moment=15780.9 kN-m

Resisting Horizontal Force=736.424 kN

Driving Horizontal Force=682.728 kN

Total Slice Area=114.166 m2

III.7 Effet du critère de rupture choisi

Haderbache et Laouami ont montré que l'utilisation du critère de Drucker-Prager à la place de celui de MC conduit à des FS supérieurs à ceux calculés en utilisant MC ou les méthodes EL comme le montre le tableau III.9

Tableau III.9 : pour un exemple de couche. [11]

Methods	Water		No Water	
	Fs	λ	Fs	λ
Present method	0.920	0.1856	1.552	0.1941
Zhu method	0.633	0.1855	1.068	0.1940
Bishop*	0.701	-	1.116	-
Janbu*	0.588	-	1.004	-
Fellenius*	0.666	-	1.062	-

Les expressions de facteurs de sécurité ont été prises dans Mallkawi & al.

Ceci est dû au fait que le critère Drucker-Prager prend en compte la contrainte intermédiaire σ

III.8 Conclusion :

En conclusion, Nous observons que la règle d'écoulement n'a pas d'effet sur le facteur de sécurité et que les paramètres du sol affectent de manière significative sa valeur.

Conclusion Générale

Conclusion générale

L'objectif principal de cette recherche est d'évaluer la variation du facteur de sécurité d'une pente en fonction de la variabilité des paramètres du sol dont est constituée cette pente.

Le sol utilisé dans cette étude est un sol argileux homogène avec des caractéristiques géométriques bien définies et dont les paramètres du sol sont variables dans un intervalle.

Les paramètres qui ont été étudiés sont :

- La cohésion du sol C
- L'angle de frottement interne ϕ .
- Le poids spécifique γ .

Un autre paramètre dont l'effet a été, également, examiné et qui s'agit de l'angle de dilatance ψ du fait que le programme SLOPE64 est basé sur un modèle élastoplastique obéissant au critère de rupture de Mohr-Coulomb. Il a été procédé à voir l'effet d'utiliser une règle d'écoulement associée ($\psi=\phi$) ou non-associée ($\psi\neq\phi$).

Les méthodes d'équilibre limite ont été utilisées grâce au programme SLIDE 6.0. Il s'agit des méthodes de Bishop simplifiée, de Janbu simplifiée et la Méthode de Spencer.

La première constatation est que l'angle de dilatation, et par conséquent, la règle d'écoulement, n'a pas d'influence sur le facteur de sécurité. Ce résultat rejoint celui d'autres auteurs mais qui n'est pas valable dans tous les problèmes de géotechnique. Une valeur fixe $\psi=0$ a été retenue dans tout le reste des calculs

Il a été démontré, également, au travers de cette étude que la variation des paramètres du sol affecte significativement la valeur du facteur de sécurité de la pente.

Des études probabilistes s'imposent ainsi que des études de fiabilité afin de mieux étudier la stabilité des talus.

Un autre aspect qui n'a pas été abordé dans ce mémoire est la corrélation croisée entre la cohésion, l'angle de frottement et le poids unitaire du sol et qui doit être étudié dans des travaux ultérieurs.

Références Bibliographiques :

- [1] W. Lee., Abramson, Slope stability and stabilization methods , John Wiley & Sons, New York, 1995
- [2] R. Nova, Fondement de la mécanique des sols, Hermes sciences, 2002
- [3] M. Selmi, M. Ltifi et H. Hassis. Effet de l'incertitude sur la stabilité des pentes. Colloque Sols et Matériaux à Problèmes, Sousa, Tunisie, 2007
- [4] R.M.Faure. L'évolution des méthodes de calcul en stabilité des pentes. Partie I : Méthodes à la rupture, Revue Française de Géotechnique, N°92, 2000
- [5] I.B. Donald, and P.S.K. Giam. Improved comprehensive limit equilibrium stability analysis. Department of Civil Engineering Report No. 1/1989, Monash University, Melbourne, Australia, 1989a
- [6] E. Hoek, General two-dimensional slope stability analysis. In Analytical and computational methods in engineering rock mechanics Edited by E.T. Brown, Allen & Unwin, London, pp.95–128, 1987
- [7] S.K. Sarma, Stability analysis of embankments and slopes. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, N°12, pp. 1511–1524, 1979
- [8] J. Krahn, The limits of limit equilibrium analyses, The 2001 R.M. Hardy Lecture, Can. Geotech. J. Vol. 40, pp. 643–660, 2003
- [9] J. P, Masekanya, Stabilité des pentes et saturation partielle : Étude expérimentale et modélisation numérique, thèse de doctorat, université de liège, 2008
- [10] R. Whitlow. Basic Soil Mechanics, 3rd ed, Longman, Harlow, Essex., 1995
- [11] H, Lahlou et L Nasser, EGJE, The effect of failure criterion on slope stability analysis, Vol.15 Bund. B, 2010
- [12] Zienckiewicz, The finite element method, Vol. I. Basic formulations and linear problems. 1989

Références Bibliographiques

[13] J. M, Duncan, Wright, S., Brandon, G. Th. L., Soil Strength and Slope Stability, John Wiley & Sons, 2014

[14] I.M. Smith, D.V. Griffiths and L. Margetts, Programming The Finite Element Method, 5th ed., John Wiley & Sons, 2014

[15] O.C, Zienkiewicz, C,Humpheson,et R.W,Lewis, Associated and non-associated viscoplasticity and plasticity in soil mechanics, Géotechnique 25,No.4,671-686, 1975

عنوان المذكرة: تأثير تغير خصائص التربة على ثبات المنحدرات

المؤطر: - مونتج قدور

الاسم: - خليل

اللقب: - خليلي

-مهدي

-سوفي

ملخص

يعتبر استقرار المنحدرات من بين أهم المواضيع التي يناقشها العلماء منذ القدم، وقد تم التوصل إلى عدة طرق لحساب معامل الأمان الذي يضمن عدم وقوع الكارثة و الذي يرتبط ارتباطا وثيقا بخصائص التربة.

ومن أجل هذا يتلخص العمل الذي نقوم به في معرفة و تحليل تأثير خصائص التربة في استقرار هذه المنحدرات. وقد قمنا، تبعا لذلك، بضبط قياسات المنحدر و نوعية التربة (تربة طينية) ثم نقوم بحساب تأثير خصائص هذه التربة المتمثلة في كل من: التماسك c ، زاوية الاحتكاك الداخلي ϕ ، والوزن γ . إلى جانب ذلك درسنا تأثير زاوية التمدد ψ في استقرار المنحدر وذلك باستعمال بعض الطرق الكلاسيكية للتوازن الحدي وطريقة العناصر المنتهية.

النتائج التي تم الحصول عليها تدل على وجود تأثير كبير لخصائص التربة على قيمة معامل الأمان للمنحدر. و لذا ينبغي القيام بدراسات قائمة على الاحتمالات لمعرفة موثوقية النتائج المحصل عليها

كلمات مفتاحية: استقرار المنحدر، طريقة العناصر المنتهية، طرق التوازن الحدي، خصائص التربة، معامل الأمان.

Memory title: Influence of variability of soil parameters on slope stability

First name: -Khalili

Name: - Khalil

-Directed by: -Mouattah Kaddour-

-Souffi

-Mehdi

Abstract:

Slope Stability is among the most important topics discussed by scientists since antiquity, and has been achieved in several ways to calculate the safety factor to prevent the disaster which is closely related to soil parameters.

For this reason, the work presented here is interested in the effect of the soil properties variability on the stability of a clayey slope with fixed geometry and, then, vary the parameters of this soil ϕ , namely: c , ϕ and γ . Beside this, we, also, analyze the effect of dilatancy angle ψ on the stability of the slope using the limit equilibrium methods and the finite element method.

The results obtained indicate a strong effect on the safety factor. Probabilistic studies should, therefore, be conducted to determine the reliability of the results obtained.

Keywords: Slope stability, Finite Element Method, Limit Equilibrium Method, soil parameters, safety factor.

Titre de mémoire : Influence de la variabilité des paramètres du sol sur la stabilité des talus.

Nom : -Khalili

prénom : -Khalil

Encadreur : - Mouattah Kaddour

- Souffi

- Mehdi

Résumé :

La stabilité des pentes est l'un des sujets les plus importants abordés par les géotechniciens depuis l'Antiquité et plusieurs méthodes ont été développées pour calculer le facteur de sécurité, étroitement liée aux paramètres du sol, afin d'éviter les catastrophes.

Pour cette raison, le travail présenté s'intéresse à l'effet de la variabilité des propriétés du sol sur la stabilité d'une pente argileuse à géométrie fixe qu'on fait varier, les paramètres de ce sol : c , ϕ et γ . Nous nous sommes intéressés, également, à l'effet de l'angle de dilatance ψ sur la stabilité de la pente en utilisant les méthodes d'équilibre limite et la méthode des éléments finis.

Les résultats obtenus indiquent un effet très significatif des paramètres du sol sur le facteur de sécurité. Des études probabilistes devraient donc être menées pour déterminer la fiabilité des résultats obtenus.

Mots-clés : stabilité de la pente, Méthode des éléments finis, Méthode d'équilibre limite, paramètres du sol, facteur de sécurité.