

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE**  
**SCIENTIFIQUE**  
**UNIVERSITE SAAD DAHLEB BLIDA 1**



**Faculté de Technologie**  
**Département de Génie Civil**

**MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL**

Spécialité : Géotechnique

Thème

**ANALYSE PAR ÉLÉMENTS FINIS DE LA STABILITÉ DES PENTES DANS  
LES CONDITIONS SISMIQUES-ELABORATION DES ABAQUES ET  
TABLEAUX DE CONCEPTION**

Réalisé par :

**Chamma Warda**  
**Bellarbi Manel**

Encadré par :

Djillali Amar Bouzid (Professeur)  
Kahelrassa Amina (Doctorante)

U.S.D.B.1  
U.S.D.B.1

Promoteur  
Co-Promotrice

Blida, 2022 November

# *Dédicace*

*Je dédie avec grand plaisir, ce modeste travail à :*  
*Tout d'abord je tiens à remercier Dieu Tout puissant :*  
*Je puisse les honores :*  
*A mon cher père Ali;*  
*A ma chère mère Hafida ;*  
*A mes chères sœurs Soumia et Yasmine ;*  
*A mes frères Abdelmalek et Hamido ;*  
*A toute mes nièces et mes neveux ;*  
*A mes tantes et toute ma famille ;*  
*A Sahar ,Hayet, Dounia*  
*A ma cher binôme : Bellarbi Manal ;*  
*A B. Squad Et tous mes amis proches;*  
*Et a Tous mes collègues génie civil spécialité géotechnique.*

*Chamma Warda*

# *Dédicace*

*Je dédie avec grand plaisir, ce modeste travail à :*  
*Tout d'abord je tiens à remercier Dieu Tout puissant ;*  
*Je puisse les honores ;*  
*A mon cher père Toufik ;*  
*A ma chère mère Hakima ;*  
*A mon cher mari Salim ;*  
*A mes frères Redouane et Mohamed ;*  
*A toute ma famille ;*  
*A ma cher binôme : Chamma Warda ;*  
*A tous mes amis proches*  
*Chaima ,Dounia*  
*Et a Tous mes collègues génie civil spécialité géotechnique.*

*Bellarbi Manal*

## *Remerciements :*

*Je tiens tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce Modeste travail.*

*En seconde lieu je voudrais présenter mes remerciements à notre promoteur Mr. Djilali Amar Bouzid et co- promotrice Mme Kahlerass Amina.*

*Je voudrais également les témoigner ma gratitude pour leur patience et ses soutien qui m'a été précieux afin de mener mon travail à bon port.*

*Nos vifs remerciements vont également aux membres 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.*

*Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.*

## الملخص:

ان اتزان الميول هو مشكل موجود كثيرا في الدراسة الجيوتقنية. يتم حساب عامل الأمان لتقييم ثبات أي نوع من المنحدرات. على مر السنين ، تم تطوير عدة طرق ، أشهرها طريقة التوازن الحدي القائمة على طريقة الشريحة وطريقة حساب العناصر المنتهية التي تمثلها طريقة تقليل المقاومة المستخدمة على نطاق واسع. بالنسبة لهذا الأخير ، تم تطوير طريقة جديدة تسمى " طريقة توسيع انحراف الاجهادات الرئيسية " في عام 2021 باستخدام معيار موهر-كولومب. في هذا العمل ، تم اعتماد الطريقة الأخيرة للتعامل مع أمثلة مثل المنحدرات ذات الطبقتين في الحالات الساكنة وشبه ساكنة ، النتائج المحصل عليها تم مقارنتها مع طرق أخرى من الاتزان.

**الكلمات المفتاحية:** اتزان الميول، معامل الأمان، انحراف الاجهادات، العناصر المنتهية، ميل بطبقتين، التحليل شبه الساكن.

## Résumé :

La stabilité des pentes est un problème souvent rencontré en géotechnique. Un facteur de sécurité est calculé pour évaluer la stabilité de tout type de pente. A travers des années, plusieurs méthodes ont été développées, dont les plus connues sont la méthode de l'équilibre limite basée sur la méthode des tranches et la méthode de calcul par éléments finis représentée par la méthode de réduction de la résistance (SRM) largement utilisée. Pour cette dernière, une nouvelle méthode appelée " la méthode d'expansion du déviateur des contraintes " a été développée en 2021 en utilisant le critère de Mohr-Coulomb. Dans ce travail , cette dernière méthode est adoptée pour traiter des exemples tels que les pentes à deux couches dans des états statiques et pseudo-statiques, et les résultats sont comparés à d'autres méthodes d'équilibre limite.

**Mots clés :** Stabilité des pentes, facteur de sécurité, déviateur des contraintes, éléments finis, pente bicouche, analyse pseudo-statique.

## Abstract:

Slope stability problems are very common in geotechnical engineering, A safety factor is calculated to assess the stability of any type of slope. Over the years, several methods have been developed, the more known methods are the limit equilibrium methods known as slice methods and the methods based on finite elements calculations such as the strength reduction method that have known a wide spread. In the same category a new method have been developed in 2021, this method is named "Stress Deviator Increasing Method SDIM" it uses the Mohr – Coulomb criterion. In this work, this method is used to deal with some

examples of two layered slopes and other examples of slopes in both static and pseudo-static cases, the obtained results are compared to other limit equilibrium methods.

**Key words:** Slope stability, factor of safety, stress deviator, finite elements, two layered slope, pseudo-static analysis.

## Table des matières

Dédicace .....	
Remerciement .....	
Résumé .....	
Table des matières .....	
Liste des figures .....	
Liste des tableaux .....	
Introduction générale.....	1

### Chapitre I : Généralités sur la stabilité des pentes et méthodes d'analyse

1. Introduction .....	3
2. Définition d'une pente.....	3
2.1.Pentes naturelles.....	4
2.2.Pentes artificielles .....	4
3. Description des principaux types de mouvements.....	5
3.1.Les écroulements et chutes de pierres.....	5
3.2.Les glissements .....	5
3.2.1. Glissement plan.....	6
3.2.2. Glissement rotationnel simple.....	6
3.3.Fluage et solifluxion .....	7
3.4.Coulées boueuses .....	7
4. Définition du facteur de sécurité.....	8
5. Méthodes classiques pour l'étude de la stabilité des pentes .....	10
5.1. Méthodes d'équilibre limite.....	10
5.1.1. Méthode ordinaire.....	11
5.1.2. Méthode simplifiée de (Bishop, 1955).....	11
5.1.3. Méthode de Lowe – Karafiath.....	12
5.1.4. Méthodes de Corps of Engineers.....	13
5.1.5. Méthode de Sarma.....	13

5.1.6.	Méthode de Janbu.....	14
5.1.7.	Méthode de Morgenstern-Price .....	16
5.1.8.	Méthode de Spencer.....	17
5.1.9.	Procédure d'équilibre limite général.....	17
5.2.	Synthèse des méthodes LE.....	18
6.	Le logiciel SLIDE.....	20
	Conclusion.....	24

## **Chapitre II : Stabilité des pentes par éléments finis (Méthode de réduction des paramètres de cisaillement SRM $c - \varphi$ reduction)**

1.	introduction.....	26
2.	Méthode des éléments finis pour l'analyse de la stabilité des pentes .....	26
3.	Choix d'un maillage .....	27
4.	Avantages de la méthode des éléments finis .....	27
5.	La méthode de réduction des paramètres de cisaillement (strength reduction method SRM).....	27
6.	Le code Plaxis.....	29
6.1.	Buts et objectifs.....	29
7.	Description du problème .....	30
7.1.	Caractéristiques des matériaux propriétés de sol .....	30
7.2.	Caractéristiques des matériaux propriétés du sol (2ème exemple).....	38
	Conclusion.....	46

## **Chapitre III : Stabilité des pentes par augmentation des déviateurs des contraintes (SDIM) (S<sup>4</sup>DINA) –Application à un sol bicouche purement cohérent**

1.	Introduction .....	48
2.	Présentation du programme « S4DINA » .....	48
2.1.	Nouveau concept : $F_s$ par extension de la contrainte mobilisée cercle de Mohr jusqu'à la rupture .....	50
3.	Application de la méthode SDIM à un sol bicouche .....	53
3.1.	Etude de pente $\beta = 15^\circ$ .....	53

3.2. Etude de pente $\beta = 30^\circ$ .....	59
3.3. Etude de pente $\beta = 45^\circ$ .....	65
3.4. Etude de pente $\beta = 60^\circ$ .....	71
3.5. Etude de pente $\beta = 75^\circ$ .....	77
3.6. Etude de pente $\beta = 90^\circ$ .....	83
4. Pente avec couche à faible caractéristiques .....	89
5. Conclusion : .....	94

## **Chapitre IV : Stabilité des pentes dans le cas pseudo-statique**

1. Introduction .....	95
2. L'analyse pseudo-statique .....	96
3. La méthode pseudo-statique .....	96
3.1.Principe .....	96
4. L'analyse de l'équilibre limite .....	97
5. Comparaison entre les facteurs de sécurités .....	99
5.1.S4DINA vs. L'équilibre limites .....	100
5.2.S4DINA vs. Slide.....	107
Conclusions.....	109
Conclusion générale.....	111
Références bibliographiques .....	114

## Liste des figures

Figure 1.1 : une pente naturelle.....	4
Figure 1.2 : une pente artificielle. ....	4
Figure 1.3 : les écroulements des blocs. ....	5
Figure 1.4 : un glissement de terre. ....	5
Figure 1.5 : glissement plan.....	6
Figure 1.6 : glissement rotationnel simple. ....	6
Figure 1.7 : glissement rotationnel complexe. ....	6
Figure 1.8 : le mécanisme de fluage. ....	7
Figure 1.9 : le phénomène de la solifluxion.....	7
Figure 1.10 : schéma d'une coulée boueuse .....	7
Figure 1.11 : schéma du principe de l'équilibre limite. ....	9
Figure 1.12 : Forces prise en compte par la méthode de Bishop.....	12
Figure 1.13 : pente traitée dans l'exemple 1 par logiciel SLIDE.....	21
Figure 1.14 : le tableau des matériaux pour l'exemple 1 fait par logiciel SLIDE. ....	21
Figure 1.15 : pente d'exemple 2 par logiciel SLIDE .....	22
Figure 1.16 : tableau des matériaux pour l'exemple 2 fait par logiciel SLIDE.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure 2.1 : Définition du $F_s$ par SRM. ....	23
Figure 2.2 : Géométrie de la pente (exemple 1).....	30
Figure 2.3 : Dimensions de la pente cas de $\beta = 90^\circ$ .....	32
Figure 2.4 : Les paramètres du sol cas de $\beta = 90^\circ$ . ....	33
Figure 2.5 : Maillage de pente cas de $\beta = 90^\circ$ .....	34
Figure 2.6 : Type de calcul ( $\phi/c$ réduction). ....	34
Figure 2.7 : Calcul.....	35
Figure 2.8 : maillage déformé cas de $\beta = 90^\circ$ . ....	35
Figure 2.9 : contraintes effectives cas de $\beta = 90^\circ$ . ....	36
Figure 2.10 : déplacement total.....	36
Figure 2.11 : courbe $F_s = F( U )$ cas de $\beta = 90^\circ$ . ....	37
Figure 2.12 : géométrie de la pente (exemple 2). ....	38
Figure 2.13 : Dimensions de la pente cas de $\beta = 45^\circ$ .....	40
Figure 2.14 : Les paramètres du couche cas de $\beta = 45^\circ$ .....	41
Figure 2.15 : Maillage de pente cas de $\beta = 45^\circ$ .....	42

Figure 2.16 : Type de calcul ( $\phi/c$ réduction).....	42
Figure 2. 17: Calcul.....	43
Figure 2.18 : maillage déformé cas de $\beta = 15^\circ$ .....	43
Figure 2.19 : déplacement total.....	44
Figure 2.20 : contraintes effectives.....	44
Figure 2.21: courbe $F_s = F (  U  )$ cas de $\beta = 45^\circ$ .....	45
Figure 3.1: l'organigramme du programme S <sup>4</sup> DINA.....	49
Figure3.2: Extension du cercle de Mohr de la contrainte mobilisée en maintenant la ligne définissant la contrainte de cisaillement mobilisée parallèle à la ligne de rupture.....	51
Figure 3.3:Description de la pente.....	53
Figure 3.4:Dimensions de la pente ( $\beta = 15^\circ$ ).....	53
Figure3.5: $\beta = 15^\circ$ ;d/h=2 (Tecplot).....	55
Figure3.6: $\beta = 15^\circ$ ;d/h=3 (Tecplot).....	55
Figure3.7: $\beta = 15^\circ$ ;d/h=4 (Tecplot).....	56
Figure3.8 : $\beta = 15^\circ$ ;d/h=4 (Tecplot).....	56
Figure 3.9:Courbe de $F_s$ en fonction de $Cu_1/Cu_2$ (d/h =2 ; $\beta = 15^\circ$ ).....	57
Figure3.10:Courbe de $F_s$ en fonction de $Cu_1/Cu_2$ (d/h =3 ; $\beta = 15^\circ$ ).....	57
Figure3.11:Courbe de $F_s$ en fonction de $Cu_1/Cu_2$ (d/h =4 ; $\beta = 15^\circ$ ).....	58
Figure 3.12:Courbe de $F_s$ en fonction de $Cu_1/Cu_2$ (d/h =5 ; $\beta = 15^\circ$ ).....	58
Figure3.13:Dimensions de la pente ( $\beta = 30^\circ$ ).....	59
Figure3.14: $\beta = 30^\circ$ ;d/h=2 (Tecplot).....	61
Figure3.15: $\beta = 30^\circ$ ;d/h=3 (Tecplot).....	61
Figure3.16: $\beta = 30^\circ$ ;d/h=4 (Tecplot).....	62
Figure3.17: $\beta = 30^\circ$ ;d/h=5 (Tecplot).....	62
Figure3.18:Courbe de $F_s$ en fonction de $Cu_1/Cu_2$ (d/h =2 ; $\beta = 30^\circ$ ).....	63
Figure3.19:Courbe de $F_s$ en fonction de $Cu_1/Cu_2$ (d/h =3 ; $\beta = 30^\circ$ ).....	63
Figure3.20:Courbe de $F_s$ en fonction de $Cu_1/Cu_2$ (d/h =4 ; $\beta = 30^\circ$ ).....	64
Figure3.21:Courbe de $F_s$ en fonction de $Cu_1/Cu_2$ (d/h =5 ; $\beta = 30^\circ$ ).....	64
Figure3.22:Dimensions de la pente ( $\beta = 45^\circ$ ).....	65
Figure3.23: $\beta = 45^\circ$ ;d/h=2 (Tecplot).....	67
Figure3.24: $\beta = 45^\circ$ ;d/h=3 (Tecplot).....	67
Figure3.25: $\beta = 45^\circ$ ;d/h=4 (Tecplot).....	68
Figure3.26: $\beta = 45^\circ$ ;d/h=5 (Tecplot).....	68

Figure 3.27: Courbe de Fs en fonction de Cu1/Cu2(d/h =2 ; $\beta = 45^\circ$ ). .....	69
Figure 3.28: Courbe de Fs en fonction de Cu1/Cu2(d/h =3 ; $\beta = 45^\circ$ ). .....	69
Figure 3.29: Courbe de Fs en fonction de Cu1/Cu2(d/h =4 ; $\beta = 45^\circ$ ). .....	70
Figure 3.30: Courbe de Fs en fonction de Cu1/Cu2(d/h =5 ; $\beta = 45^\circ$ ). .....	70
Figure 3.31: Dimensions de la pente ( $\beta = 60^\circ$ ). .....	71
Figure 3.32: $\beta = 60^\circ$ ; d/h=2 (Tecplot). .....	73
Figure 3.33: $\beta = 60^\circ$ ; d/h=3 (Tecplot). .....	73
Figure 3.34: $\beta = 60^\circ$ ; d/h=4 (Tecplot). .....	74
Figure 3.35: $\beta = 60^\circ$ ; d/h=5 (Tecplot). .....	74
Figure 3.36: Courbe de Fs en fonction de Cu1/Cu2(d/h =2 ; $\beta = 60^\circ$ ) . .....	75
Figure 3.37: Courbe de Fs en fonction de Cu1/Cu2(d/h =3 ; $\beta = 60^\circ$ ). .....	75
Figure 3.38: Courbe de Fs en fonction de Cu1/Cu2(d/h =4 ; $\beta = 60^\circ$ ) . .....	76
Figure 3.39: Courbe de Fs en fonction de Cu1/Cu2(d/h =5 ; $\beta = 60^\circ$ ). .....	76
Figure 3.40: Dimensions de la pente ( $\beta = 75^\circ$ ). .....	77
Figure 3.41: $\beta = 75^\circ$ ; d/h=2 (Tecplot). .....	79
Figure 3.42: $\beta = 75^\circ$ ; d/h=3 (Tecplot). .....	79
Figure 3.43: $\beta = 75^\circ$ ; d/h=4 (Tecplot). .....	80
Figure 3.44: $\beta = 75^\circ$ ; d/h=5 (Tecplot). .....	80
Figure 3.45: Courbe de Fs en fonction de Cu1/Cu2(d/h =2 ; $\beta = 75^\circ$ ). .....	81
Figure 3.46: Courbe de Fs en fonction de Cu1/Cu2(d/h =3 ; $\beta = 75^\circ$ ). .....	81
Figure 3.47: Courbe de Fs en fonction de Cu1/Cu2(d/h =4 ; $\beta = 75^\circ$ ). .....	82
Figure 3.48: Courbe de Fs en fonction de Cu1/Cu2(d/h =5 ; $\beta = 75^\circ$ ). .....	82
Figure 3.49: Dimensions de la pente ( $\beta = 90^\circ$ ) . .....	83
Figure 3.50: $\beta = 90^\circ$ ; d/h=2 (Tecplot). .....	85
Figure 3.51: $\beta = 90^\circ$ ; d/h=3 (Tecplot). .....	85
Figure 3.52: $\beta = 90^\circ$ ; d/h=4 (Tecplot). .....	86
Figure 3.53: $\beta = 90^\circ$ ; d/h=5 (Tecplot). .....	86
Figure 3.54: Courbe de Fs en fonction de Cu1/Cu2(d/h =2 ; $\beta = 90^\circ$ ). .....	87
Figure 3.55: Courbe de Fs en fonction de Cu1/Cu2(d/h =3 ; $\beta = 90^\circ$ ). .....	87
Figure 3.56 : Courbe de Fs en fonction de Cu1/Cu2(d/h =4 ; $\beta = 90^\circ$ ). .....	88
Figure 3.57 : Courbe de Fs en fonction de Cu1/Cu2(d/h=5 ; $\beta = 90^\circ$ ). .....	88
Figure 3.58 : pente avec couche à faibles caractéristiques. ....	89
Figure 3.59 : variation du Fs en fonction de la position de la couche faible (g=1m). .....	91

Figure 3.60 : variation du $F_s$ en fonction de la position de la couche faible ( $g=5m$ ). .....	91
Figure 3.61 : variation du $F_s$ en fonction de la position de la couche faible( $g=10m$ ). .....	92
Figure 4.1 : Approche d'analyse pseudo-statique . .....	98
Figure 4.2 : La géométrie de la pente (Slide) .....	100
Figure 4.3 : $\varphi = 10^\circ ; c' = 5$ kpa tecplot de S <sup>4</sup> DINA .....	102
Figure 4.4 : $\varphi = 20^\circ ; c' = 5$ kpa tecplot de S4DINA. ....	102
Figure 4.5 : $\varphi = 30^\circ ; c' = 5$ kpa tecplot de S4DINA. ....	103
Figure 4.6 : $\varphi = 40^\circ ; c' = 5$ kpa tecplot de S4DINA. ....	103
Figure 4.7 : $\varphi = 10^\circ ; c' = 10$ kpa tecplot de S4DINA .....	105
Figure 4.8 : $\varphi = 20^\circ ; c' = 10$ kpa tecplot de S4DINA. ....	105
Figure 4.9 : $\varphi = 30^\circ ; c' = 10$ kpa tecplot de S4DINA. ....	106
Figure 4.10: $\varphi = 40^\circ ; c' = 10$ kpa tecplot de S4DINA. ....	106
Figure 4.11 : $\varphi = 30^\circ ; k_h=0.2$ tecplot de S4DINA . ....	107
Figure 4.12 : $\varphi = 30^\circ ; k_h=0.5$ tecplot de S4DINA .....	108

## Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Résumé des méthodes d'équilibre limite.....	19
Tableau 1.2 : Les résultats de Fs d'exemple 1.....	22
Tableau 1.3 : Les résultats de Fs d'exemple 2.....	23
Tableau 2.1: propriétés de sol (exemple 1).....	31
Tableau 2.2: propriétés de sol(exemple 2).....	39
Tableau 2.3 : résultats de Fs (Bishop, Spencer et SRM).....	46
Tableau 3.1 :les caractéristiques de la pente $Cu1; \phi u =0$ .....	53
Tableau 3.2 : les valeurs du Fs pour $\beta = 15^\circ$ .....	54
Tableau 3.3 : les valeurs du Fs pour $\beta = 30^\circ$ .....	60
Tableau 3.4: Les résultats de $\beta = 45^\circ$ .....	66
Tableau 3.5 : Les valeurs du Fs pour $\beta = 60^\circ$ .....	72
Tableau 3.6 : Les valeurs du Fs pour $\beta = 75$ .....	78
Tableau 3.7 : Les valeurs du Fs de $\beta = 90$ .....	84
Tableau 3.8 : les valeurs du Fs.....	90
Tableau 4.1 : Coefficients sismiques horizontaux recommandés.....	99
Tableau 4.2 : Les résultats de Fs ( $c'/\gamma h =0.025 ; c'=5$ kpa).....	101
Tableau 4.3 : Les résultats de Fs ( $c'/\gamma h =0.05 c'=10$ kpa ).....	104
Tableau 4.4 : les valeurs de Fs par S <sup>4</sup> DINA et Slide $k_h= 0.2$ .....	107
Tableau 4.5 : les valeurs de Fs par S <sup>4</sup> DINA et Slide $k_h= 0.5$ .....	108

# **Introduction générale**

# Introduction générale

---

## Introduction générale :

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

De nombreuses méthodes de calcul de stabilité ont été proposées. Celles-ci se différencient par les hypothèses admises par leurs auteurs (méthodes de calcul à l'équilibre limite, méthodes de calcul à la rupture, méthodes de calcul en déformations) et par la facilité de leur mise en œuvre (calculs à l'aide d'abaques, calculs automatiques à l'aide de logiciels), mais elles s'accordent toutes à définir un coefficient de sécurité global en fonction duquel la stabilité du talus étudié est considérée comme assurée ou compromise,

Les outils traditionnels utilisés pour traiter le problème de stabilité des pentes reposent sur des approches statiques simples (calcul en équilibre limite par la méthode des tranches). Ces approches, quoique simples et pratiques, elles ne sont pas toutes rigoureuses, non seulement elles supposent des surfaces de glissement préalables, mais elles ne fournissent pas des données sur le champ de déplacement causé par la rupture.

Le calcul numérique (méthode des éléments finis par exemple) conduit à une meilleure maîtrise du problème de stabilité des pentes. Ces méthodes consistent à discrétiser le domaine de la pente en un nombre fini d'éléments, plus ce maillage est fin plus on augmente la précision des résultats. La méthode de réduction de la résistance (SRM) est l'une des méthodes les plus utilisées, elle a été implémentée dans différents logiciels de calcul tel que le logiciel PLAXIS.

Dans ce travail, une nouvelle méthode de calcul aux éléments finis a été adaptée (SDIM). Dans cette méthode le cercle des contraintes principales est élargi jusqu'à l'atteinte de l'état de rupture suivant le critère de Mohr-Coulomb. Un programme nommé S<sup>4</sup>DINA a été implémenté par FORTRAN, ce programme a été utilisé dans ce travail pour traiter différents exemples dans le cas statique et pseudo-statique. Une pente bicouche à sols purement cohérents a été également traitée et les résultats (facteur de sécurité) ont été comparés avec les méthodes de l'équilibre limite (Bishop et Spencer). D'autre part, une pente avec une couche à faibles caractéristiques est étudiée pour évaluer l'effet de l'existence d'une telle couche sur le facteur de sécurité.

## Introduction générale

---

Ce mémoire représentant le travail est constitué des parties suivantes :

Chapitre 1 : Généralité sur la stabilité des pentes et méthodes d'analyse

Le premier chapitre traite des généralités sur la stabilité des pentes et les méthodes classiques de l'équilibre limite pour le traitement de ces problèmes. Deux exemples à facteur de sécurité connu ont été traités par le logiciel Slide.

Chapitre 2 : Stabilité des pentes par éléments finis (Méthode de réduction des paramètres de cisaillement SRM  $c - \varphi$  reduction)

La méthode des éléments finis est présentée brièvement avec l'introduction de la méthode de la réduction de la résistance, à la fin de ce chapitre les deux exemples traités dans le chapitre I sont traités par le logiciel PLAXIS 2D afin de comparer les résultats.

Chapitre 3 : Stabilité des pentes par augmentation des déviateurs des contraintes (SDIM) (S<sup>4</sup>DINA)

Dans le troisième chapitre la nouvelle méthode SDIM est présentée et le programme S<sup>4</sup>DINA (2021) est utilisé pour calculer le facteur de sécurité de plusieurs pentes, les résultats obtenus sont présentés sous forme de tableaux et d'abaques, les mécanismes de ruptures sont représentés par le logiciel Tecplot.

Chapitre 4 : Stabilité des pentes dans le cas pseudo-statique

Le dernier chapitre, définit l'analyse pseudo-statique des pentes par la méthode de l'équilibre limite et la méthode des éléments finis. Une comparaison entre les facteurs de sécurité trouvés par les programme S<sup>4</sup>DINA, STABR et SLIDE est effectuée pour différents exemples.

**Chapitre I : Généralités  
sur la stabilité des pentes et  
méthodes d'analyse**

## 1. Introduction :

Les problèmes liés à l'instabilité dans les pentes artificielles et naturelles sont des défis communs aux chercheurs et professionnels. Dans les zones de construction, une instabilité peut survenir en raison des précipitations, augmentation de la nappe phréatique et modification des conditions de contrainte. De même, les pentes naturelles qui sont stables depuis de nombreuses années peuvent soudainement se rompre en raison de changements de géométrie, de forces externes et la perte de résistance au cisaillement.

De même, Les tremblements de terre sont la grande menace pour la stabilité à long terme des versants dans les zones sismiques. De plus, la stabilité des pentes à long terme est également associée aux intempéries et aux influences chimiques qui peuvent diminuer la résistance au cisaillement et créer des fissures de tension. Dans de telles circonstances, l'évaluation de la stabilité des pentes devient une préoccupation primordiale partout.

Les solutions d'ingénierie aux problèmes d'instabilité des pentes nécessitent une bonne compréhension des méthodes, outils d'investigation et mesures de stabilisation.

Une évaluation quantitative du facteur de sécurité est importante lors de la prise des décisions. De même, l'objectif principal des analyses de stabilité des pentes est de contribuer à la conception sûre et économique des excavations, des remblais et des barrages en terre. Les activités de développement peuvent être difficiles en raison du terrain instable. De même, la rupture d'une pente peut perturber les services essentiels établis tels que le transport, l'approvisionnement en eau potable, la production d'électricité et les infrastructures similaires.

Ainsi, la principale motivation d'analyses de stabilité est de sauver des vies humaines, de réduire les dommages matériels et de fournir une prestation de service. Par conséquent, les méthodes d'analyse de stabilité les plus appropriées et les plus fiables ont une grande portée et donc, ils sont de plus en plus exigeants.

La méthode choisie doit permettre d'identifier les conditions de sécurité existantes et proposer des solutions techniquement réalisables et économiquement viables.

## 2. Définition d'une pente :

la pente est une surface qui forme un angle avec l'horizontale, de sorte que certains points sont plus élevés que d'autres. Elle peut être naturelle ou artificielle

### 2.1. Pentés naturelles :

Il s'agit des talus existants et présentant des variations géologiques et éventuellement des discontinuités.



**Figure 1.1** : une pente naturelle.

### 2.2. Pentés artificielles :

Les pentés artificielles sont principalement affectées par les glissements de terrain et parfois phénomène de fluage. Ils peuvent être classés par type d'ouvrage :

- Talus en déblai ;
- Talus en remblai sur sol non compressible ;
- Talus en remblai sur sol compressible ;
- Dignes et barrages en terre ;

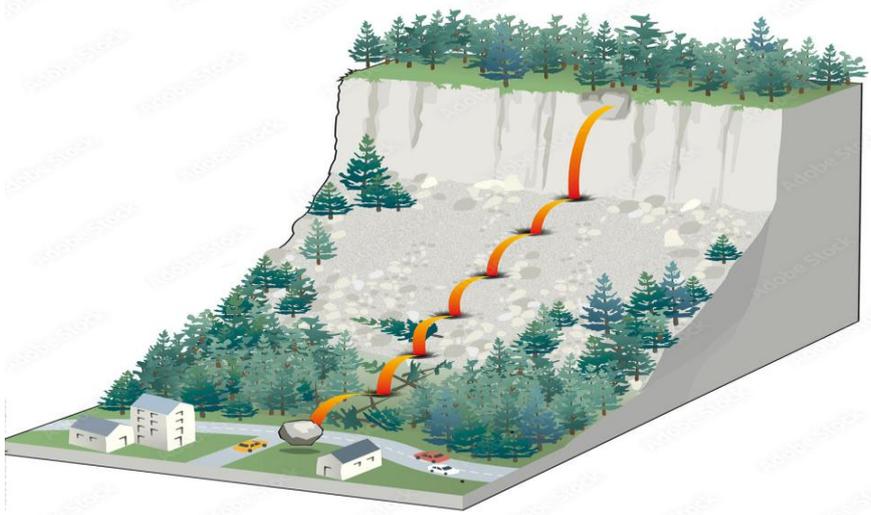


**Figure 1.2** : une pente artificielle.

### 3. Description des principaux types de mouvements :

#### 3.1. Les écoulements et chutes de pierres :

Les écoulements concernent les masses rocheuses, ils sont spectaculaires et dangereux, mais ils sont rares.



**Figure 1.3** : les écoulements des blocs.[1]

#### 3.2. Les glissements :

Les glissements de terrain affectent le sol et sont fréquents. La vitesse de ruptures peut être très variable.



**Figure 1.4** : un glissement de terre.

### 3.2.1. Glissement plan :

En général, les lignes de faille suivent une couche de mauvaises caractéristiques.

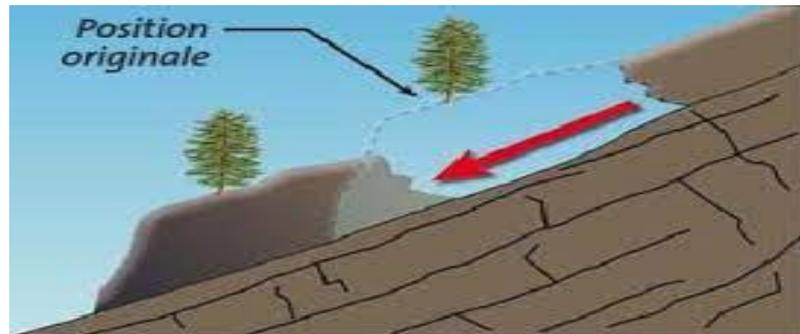


Figure 1.5 : glissement plan. [2]

### 3.2.2. Glissement rotationnel simple :

Ce type de glissement est courante et sa surface de rupture est de forme simple et peut être comparé à un cylindre.



Figure 1.6 : glissement rotationnel simple. [2]

### 3.2.3. Glissement rotationnel complexe :

Il s'agit de glissement multiple (emboîtés), les un sur les autres dus à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne ainsi les glissements successifs.

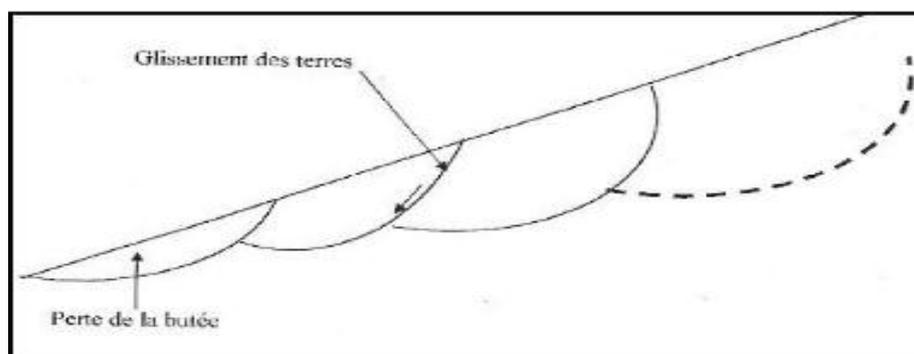


Figure 1.7 : glissement rotationnel complexe.

### 3.3. Fluage et solifluxion :

Le fluage correspond à un ralentissement à basse vitesse et résulte d'un état d'équilibre instable. La surface de rupture n'est pas bien définie.

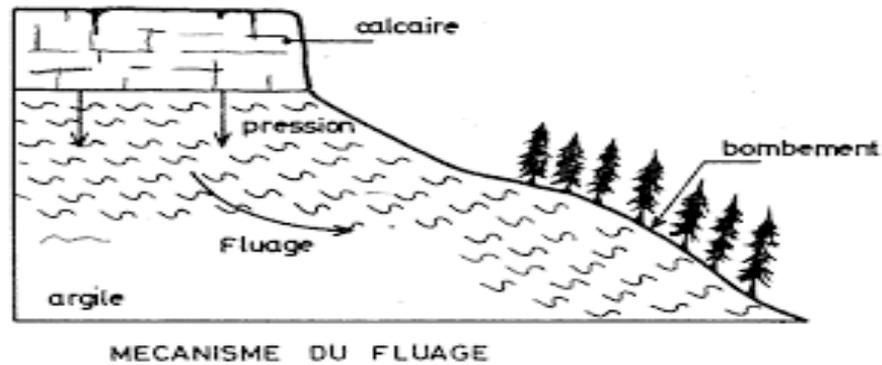


Figure 1.8 : le mécanisme de fluage. [2]

La solifluxion est un cas particulier de fluage, il s'agit d'un phénomène superficiel dû aux variations volumique du sol au cours des saisons (gel et dégel).

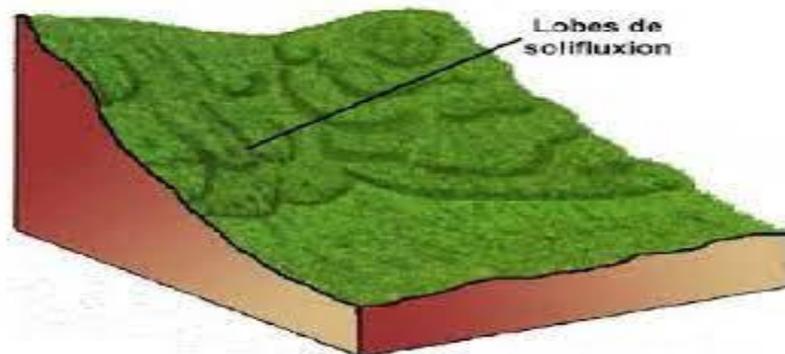


Figure 1.9 : le phénomène de la solifluxion. [2]

### 3.4. Coulées boueuses :

Les coulées boueuses sont dues à des écoulements d'eau importants transportant des matériaux solides. Ils apparaissent principalement dans les montagnes.

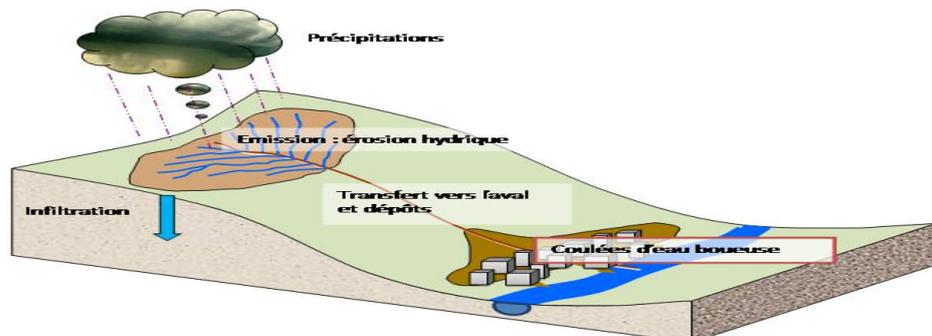


Figure 1.10 : schéma d'une coulée boueuse.

### 4. Définition du facteur de sécurité :

Toutes les méthodes d'équilibre limite utilisent l'expression de Mohr-Coulomb pour déterminer la résistance au cisaillement ( $\tau_f$ ) le long de la surface de glissement. La contrainte de cisaillement à laquelle un sol se rompt par cisaillement est définie comme la résistance au cisaillement du sol.

Un état d'équilibre limite existe lorsque la contrainte de cisaillement mobilisée ( $\tau$ ) est exprimée en fraction de la résistance au cisaillement. Au moment de la rupture, la résistance au cisaillement est entièrement mobilisée le long de la surface de rupture lorsque les conditions d'état critique sont atteintes.

La résistance au cisaillement est généralement exprimée par la relation linéaire de Mohr-Coulomb, où  $\tau_f$  et  $\tau$  sont définis par :

Résistance au cisaillement (disponible):

$$\tau_f = c' + \sigma \tan \varphi' \quad (1.1)$$

Contrainte de cisaillement (mobilisée):

$$\tau = \frac{\tau_f}{F_s} = \frac{c' + \sigma \tan \varphi'}{F_s} \quad (1.2)$$

où,

$c'$  et  $\varphi'$  : la cohésion et l'angle de frottement, respectivement, en termes de contrainte effective.

$F_s$  : le facteur de sécurité.

La résistance au cisaillement disponible dépend du type de sol et de la contrainte normale effective, alors que la contrainte de cisaillement mobilisée dépend des forces extérieures agissant sur la masse du sol.

Ceci définit le  $F_s$  en tant que rapport entre  $\tau_f$  et  $\tau$  dans une analyse d'équilibre limite (Janbu 1954), tel que défini dans l'Eq. (1.2).

Les deux dernières définitions peuvent parfois prêter à confusion lors de la définition des termes, que la force ou les composants du moment contribuent à la résistance ou à la conduite des côtés. La raison peut être expliquée par des exemples simples

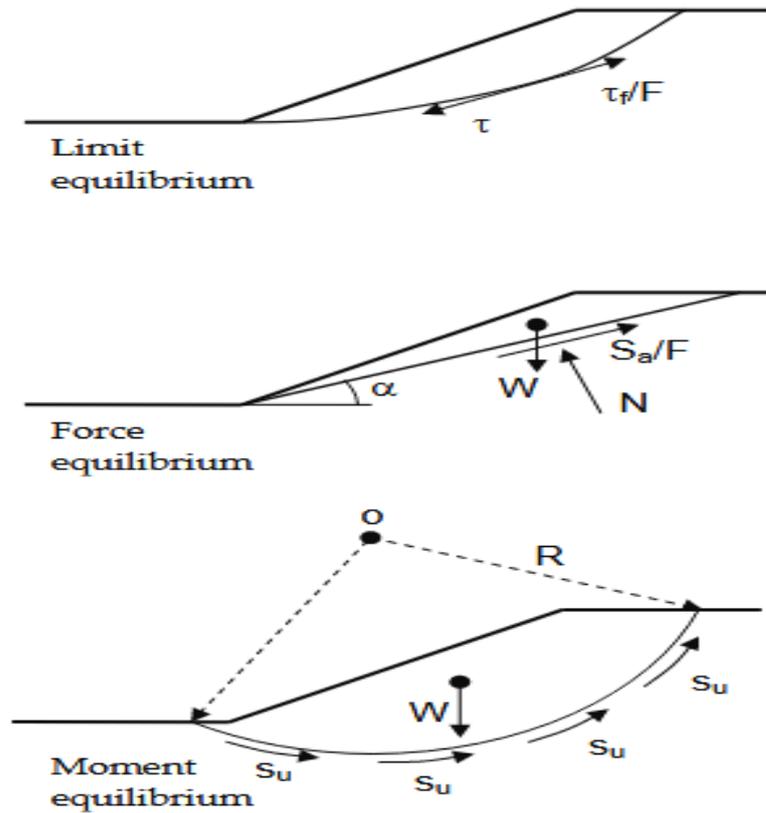


Figure 1.11 : schéma du principe de l'équilibre limite. [1]

- **Fs en termes de contrainte :**

$$F = \frac{S_u}{\tau} (\text{Contrainte totale}) \quad (1.3)$$

$$F = \frac{c' + \sigma' \tan \varphi'}{\tau} (\text{Contrainte effective}) \quad (1.4)$$

- **Fs en termes de forces :**

$$F = \frac{\sum \text{des forces résistantes}}{\sum \text{des forces motrices}} \quad (1.5)$$

$$F = \frac{S_a}{W \sin \alpha} = \frac{cL + N \tan \varphi}{W \sin \alpha} \quad (1.6)$$

L : longueur totale du plan de glissement

- **Fs en terme de moment :**

$$F = \frac{\sum \text{des moments résistants}}{\sum \text{des moments moteurs}} \quad (1.7)$$

$$F = \frac{R \int_0^L S_u dl}{W \cdot \alpha} \quad (1.8)$$

La composante de force d'appui le long de la surface de glissement peut être considérée comme une contribution positive du côté résistance, car elle augmente la capacité de résistance contre le mouvement. En même temps, cette composante peut également être considérée du côté de la conduite comme une contribution négative, car elle diminue la tendance à la conduite.

De même, les moments de l'auto-poids des tranches situées au pied résistent parfois et sont donc considérés soit du côté de la résistance comme une contribution positive, soit du côté de la conduite comme une contribution négative.

Ces deux considérations différentes entraînent des  $F_s$  différents mais ce n'est pas le cas dans la première définition.

### 5. Méthodes classiques pour l'étude de la stabilité des pentes :

#### 5.1. Méthodes d'équilibre limite :

Plusieurs méthodes d'équilibre limite (EL) ont été développées pour les analyses de stabilité des pentes.

Fellenius (1936) a introduit la première méthode, appelée la méthode ordinaire ou suédoise, pour une surface de glissement circulaire. Bishop (1955) a avancé la première méthode introduisant une nouvelle relation pour la force normale à la base. L'équation pour le  $F_s$  est donc devenue non linéaire. En même temps, Janbu (1954) a développé une méthode simplifiée pour les surfaces de rupture non circulaires, diviser une masse coulissante potentielle en plusieurs coupes verticales.

La procédure généralisée de tranches a été développée en même temps qu'un développement ultérieur de la méthode simplifiée de Janbu(1973). Plus tard, Morgenstern-Price (1965), Spencer (1967), Sarma (1973) et plusieurs autres contributions avec des hypothèses différentes pour les forces inter slice. Une procédure d'équilibre limite générale a été développée par Chugh (1986) comme une extension des méthodes de Spencer et Morgenstern-Price, satisfaisant à la fois les conditions d'équilibre des moments et des forces (Krahn2004, Abramson et al. 2002).

Ces développements sont examinés dans la section suivante, qui vise à cerner les principales différences entre les diverses approches de détermination de  $F_s$ .

Toutes les méthodes d'EL sont fondées sur certaines hypothèses pour la force normale inter-tranches (E) et le cisaillement (T), et la différence fondamentale entre les méthodes est la façon dont ces forces sont déterminées où supposées. Un résumé des méthodes LE sélectionnées et leurs hypothèses sont représentées dans le tableau 1.1 . [1]

### 5.1.1. Méthode ordinaire :

La méthode ordinaire (OM) satisfait l'équilibre du moment pour une surface de glissement circulaire, mais néglige à la fois les forces normales inter-tranche et les forces de cisaillement. L'avantage de cette méthode est sa simplicité dans la résolution du  $F_s$ , puisque l'équation ne nécessite pas un processus d'itération. Le  $F_s$  est basé sur l'équilibre des moments et calculé par (Abramson et al. 2002, Nash 1987) :

$$F_s = \frac{\sum(c'l + N'tan\varphi)}{\sum Wsina} \quad (1.9)$$

$$N' = (Wcos\alpha - ul) \quad (1.10)$$

$u$  = pression interstitielle,

$l$  = longueur de la base de la tranche,

$\alpha$  = inclinaison de la surface de glissement au milieu de la coupe

En résumé, la méthode ordinaire :

- satisfait aux conditions d'équilibre du moment ;
- néglige les forces de cisaillement et les forces inter-tranches normales ;
- donne le  $F_s$  le plus conservateur ;
- n'est utile que pour les démonstrations.

### 5.1.2. Méthode simplifiée de (Bishop, 1955) :

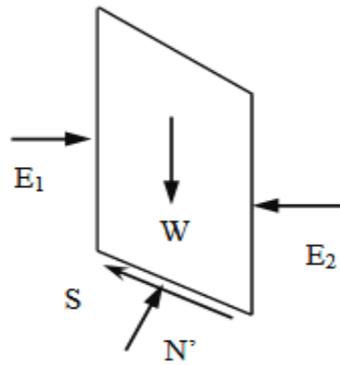
La méthode simplifiée de Bishop (BSM) est très courante dans la pratique pour la surface de cisaillement circulaire. Cette méthode considère les forces normales inter tranches mais néglige les forces de cisaillement inter-tranches. Elle satisfait en outre l'équilibre des forces verticales pour déterminer la force normale effective à la base ( $N'$ ), qui est donnée par :

$$N' = \frac{1}{m_\alpha} \sum \left( W - \frac{c'l \sin \alpha}{F} - ul \cos \alpha \right) \quad (1.11)$$

$$m_\alpha = \cos \alpha \left( 1 + \tan \alpha \frac{\tan \varphi'}{F} \right) \quad (1.12)$$

Étant donné que le modèle de Bishop simplifiée suppose également une surface de rupture circulaire, la même équation (1.9) est utilisée pour déterminer le  $F_s$ .

Cependant, le calcul nécessite une procédure itérative en raison de non-linéarité de la relation à mesure que le  $F_s$  apparaît des deux côtés.



**Figure 1.12 :** Forces prise en compte par la méthode de Bishop

En résumé, la BSM :

- assure l'équilibre du moment pour le  $F_s$ ;
- respecte l'équilibre de la force verticale pour  $N$ ,
- tient compte de la force normale entre les tranches ;
- plus courante dans la pratique;
- s'applique principalement aux surfaces de cisaillement circulaires.

### 5.1.3. Méthode de Lowe – Karafiath : (L-KM)

La méthode de Lowe -Karafiath (1960) ne satisfait que l'équilibre des forces dans le calcul  $F_s$ . Similaire à d'autres méthodes, L-KM suppose l'inclinaison de la force inter-tranche qui est égale à la moyenne de l'inclinaison de la surface de la pente ( $\beta$ ) et l'inclinaison de la base de la tranche ( $\alpha$ ), c'est-à-dire :

$$\theta = \frac{1}{2}(\beta + \alpha) \quad (1.13)$$

où  $\theta$  est l'inclinaison de la force résultante inter-tranche. Ainsi, les forces inter-tranches peuvent s'écrire

$$T = E \tan \theta \quad (1.14)$$

En résumé, la L-KM :

- tient compte à la fois des forces normales et de cisaillement entre les tranches,
- ne satisfait qu'à l'équilibre des forces,
- suppose une inclinaison pour la force résultante entre les tranches.

### 5.1.4. Méthodes de Corps of Engineers :

La méthode Corps of Engineers (1970) est similaire à la méthode de Lowe-Karafiath, à l'exception de l'hypothèse sur l'inclinaison des forces inter-tranche. Selon cette méthode, l'angle de la force résultante inter-tranche peut être assumé de deux manières.

## Chapitre I : Généralités sur la stabilité des pentes et méthodes d'analyse

---

Premièrement, il peut être supposé parallèle à la surface du sol, c'est-à-dire  $\theta = \beta$ , où  $\beta$  est l'angle de pente.

Deuxièmement, il peut être égal à l'angle de pente moyen entre les points d'entrée et de sortie des surfaces de glissement critiques.

En résumé, cette méthode

- tient compte à la fois des forces normales et de cisaillement entre les tranches,
- ne satisfait qu'à l'équilibre des forces,
- suppose des inclinaisons de deux manières.

### 5.1.5. Méthode de Sarma :

Sarma (1973) a développé une méthode pour une tranche non verticale ou pour des blocs généraux. Cette méthode satisfait les deux conditions d'équilibre (Abramson et al. 2002). De plus, la relation entre les force inter-tranche est supposée être d'une expression linéaire de Mohr-Coulomb :

$$T = C h + E \tan \varphi \quad (1.15)$$

Où,  $c$ ,  $\varphi$  = paramètres de résistance au cisaillement et  $h$  = hauteur de tranche.

Les forces inter-tranches sont ajustées jusqu'à ce que le  $F_s$  pour l'équilibre de force et de moment soit satisfait.

En résumé, l'approche de Sarma :

- tient compte à la fois des forces normales et de cisaillement entre les tranches,
- satisfait à la fois l'équilibre de moment et de force,
- relie les forces inter-tranches par une équation de résistance de quasi cisaillement.

### 5.1.6. Méthode de Janbu :

La méthode simplifiée, la méthode généralisée et la méthode directe développées par Janbu (1954,1968) sont très communs dans l'analyse de stabilité. Les différences fondamentales entre ces méthodes sont brièvement examinées ci-dessous.

#### 5.1.6.1.Méthode simplifiée de Janbu :

La méthode simplifiée (JSM) de Janbu est fondée sur une surface de cisaillement composite (c.-à-d. non circulaire) et le  $F_s$  est déterminée par l'équilibre des forces horizontales. La méthode tient compte de la force ( $E$ ) mais néglige les forces de cisaillement ( $T$ ). Le  $F_s$  est calculé comme suit :

$$F_s = \frac{\sum(c'l + (N-ul) \tan \phi) \sec \alpha}{\sum W \tan \alpha + \sum \Delta E} \quad (1.16)$$

Où,  $\sum \Delta E = E_2 - E_1$ , force normale nette entre les tranches (zéro s'il n'y a pas de force horizontale).

La formule originale en fonction des contraintes donnée par Janbu (1954), l'Eq. (1.9) est écrite comme suit :

$$F_0 = \frac{\sum \left\{ \frac{b(c' + (p-u) \tan \phi)}{n_\alpha} \right\}}{\sum p \cdot b \tan \alpha} \quad (1.17)$$

$$n_\alpha = \cos^2 \alpha \left( 1 + \tan \alpha \frac{\tan \phi'}{F} \right) \quad (1.18)$$

Où,  $p = \frac{W}{b}$ , Contrainte verticale totale et  $b$  est la largeur de tranche.

Janbu a introduit un facteur de correction, dans le  $F_s$  d'origine, Avec cette modification, la méthode corrigée de Janbu (JCM) donne  $F_s$  plus élevé, comme :  $F_s = f_0 \times F_0$

Le facteur de correction dépend du rapport profondeur-longueur (d/L) de la surface de rupture. Le  $F_s$  avec ce facteur de correction, peut augmenter de 5% -12%, donnant la plage inférieure dans les sols de frottement seulement, c.-à-d. les sols sans cohésion et la gamme plus élevée pour les sols argileux (Abramson et al. 1996, 2002).

En résumé, la JSM :

- satisfait aux deux équilibres de forces ;
- ne satisfait pas à l'équilibre du moment;
- tient compte des forces normales entre les tranches;
- est couramment utilisé pour la surface de cisaillement composite.

### 5.1.6. 2. Méthode généralisée de Janbu :

Méthode généralisée de Janbu (JGM) ou procédure généralisée des tranches de Janbu (GPS) (Janbu 1973) considère à la fois les forces entre les tranches et suppose une ligne de poussée pour déterminer une relation pour forces inter-tranches. En conséquence, le  $F_s$  devient une fonction complexe avec toutes les forces inter-tranche (Nash 1987):

$$F_f = \frac{\sum [c'l + (N-ul) \tan \phi] \sec \alpha}{\sum \{W - (T_2 - T_1)\} \tan \alpha + \sum (E_2 - E_1)} \quad (1.19)$$

De même, la force normale de base totale (N) devient une fonction des forces de cisaillement inter-tranche (T) comme :

$$N = \frac{1}{m_\alpha} \left\{ W - (T_2 - T_1) - \frac{1}{F} (c'l - ul \tan \phi) \sin \alpha \right\} \quad (1.20)$$

## Chapitre I : Généralités sur la stabilité des pentes et méthodes d'analyse

---

C'est la première méthode qui satisfait à la fois l'équilibre des forces et des moments. Le moment d'équilibre pour la masse totale coulissante est explicitement satisfait en considérant une coupe infinitésimale largeur ( $dx$ ) et prise de moments autour du milieu de la base de la coupe (Janbu 1957, 1973).

La largeur de coupe infinitésimale a été introduite pour éviter la confusion sur le point d'application de base de la force normale. Cette condition d'équilibre en fait donne la relation entre la force inter tranches (E et T) comme suit :

$$T = \tan \alpha_t E - \frac{dE}{dx} h_t \quad (1.21)$$

où,  $\tan \alpha_t$  : est la pente de la ligne de poussée,

$h_t$  : la hauteur entre le point central de la base de coupe et  $dE$ .

La relation de force inter-tranche obtenue dans l'Eq. (1.21) est la même que celle établie initialement par Janbu, à l'exception de la direction de la force de glisser de gauche à droite comme indiqué sur le croquis. Le dernier terme de l'équation (1.21) ne peut pas être ignoré en raison du gradient de la force normale inter-tranche par rapport à la distance.

En résumé, elle

- tient compte des deux forces entre les tranches ;
- suppose une ligne de poussée pour les forces inter-tranches;
- satisfait les équilibres de force et de moment,
- s'occupe de la géométrie complexe et des surfaces de rupture.

### 5.1.6.2. Méthode directe de Janbu :

La méthode directe (JDM) de Janbu est basée sur des paramètres sans dimension et une série de tableaux de stabilité (Janbu 1954a). Ces graphiques fournissent un outil puissant pour effectuer une analyse de stabilité de pente, aussiy compris diverses conditions de charge telles que les eaux souterraines, les surcharges et les fissures de tension.

En outre, la méthode peut être utilisée pour des analyses de contraintes totales et efficaces.

Le  $F_s$  pour les sols cohésifs et frictionnels peut être calculé par (Janbu, 1954a, 1996) :

$$F = N_{cf} \frac{c}{p_d}, \lambda_{c\phi} = \frac{p_e}{c} \tan \phi \text{ et } p_e = (1 - ru)p_d \quad (1.22)$$

où,

$p_d = \gamma H$  = contrainte total,  $P_e$  = contrainte effectif,

$N_{cf}$  = le nombre de stabilité, qui dépend du facteur sans dimension ( $\lambda_{cp}$ ), et

$r_u = u/\gamma z$  = rapport de pression interstitielle.

### 5.1.7. Méthode de Morgenstern-Price :

La méthode Morgenstern-Price (M PM) satisfait également les équilibres de force et de moment et assume la fonction de force inter-tranche. Selon M PM (1965), l'inclinaison de la force inter-tranche peut varier avec une fonction arbitraire ( $f(x)$ ) comme :

$$T = f(x) \cdot \lambda \cdot E \quad (1.23)$$

Où,

$f(x)$  : fonction de force entre les coupes qui varie continuellement le long de la surface de glissement,

$\lambda$  : facteur d'échelle de la fonction supposée.

La méthode suggère d'assumer tout type de fonction de force, par exemple demi-sinus, trapézoïdal ou défini par l'utilisateur. Les relations pour la force normale de base (N) et les forces inter-tranches (E, T) sont identique à celui donné dans JGM. Pour une fonction de force donnée, les forces inter-tranches sont calculées par itération jusqu'à, Ff est égal à Fm dans Eqs. (1.24) et (1.25) (Nash 1987).

$$Ff = \frac{\sum [c' l + (N - ul) \tan \phi] \sec \alpha}{\sum \{W - (T_2 - T_1)\} \tan \alpha + \sum (E_2 - E_1)} \quad (1.24)$$

$$Fm = \frac{\sum (c' l + (N - ul) \tan \phi')}{\sum W \sin \alpha} \quad (1.25)$$

En résumé, elle

- tient compte des deux forces entre les tranches ;
- suppose une fonction de force entre les coupes,  $f(x)$ ,
- permet la sélection de la fonction de force entre les coupes,
- Calcule le Fs pour la force et le moment équilibre.

### 5.1.8. Méthode de Spencer :

La méthode de Spencer (SM) est la même que celle de M PM, à l'exception de l'hypothèse concernant les forces inter-tranches. A l'inclinaison constante est supposée pour les forces inter-tranches et le  $F_s$ . Selon cette méthode, la force de cisaillement inter-tranche est exprimée comme suit :

$$T = E \cdot \tan\theta \quad (1.26)$$

En résumé, elle

- tient compte des deux forces entre les tranches ;
- suppose une force inter-tranche constante;
- satisfait à l'équilibre du moment et de la force;
- calcule le  $F_s$  pour l'équilibre de la force et du moment.

### 5.1.9. Procédure d'équilibre limite général :

La procédure d'équilibre limite général (GLE) intègre toutes les hypothèses et développement fait par les dernières méthodes LE.

En fait, il s'agit d'une extension des méthodes Spencer et Morgenstern - Price où, la pente inter-tranche,  $\tan\theta = \lambda \cdot f(x)$  est attribué pour déterminer la forces inter-tranche (Krahn 2004, Abramson et al. 2002).

De cette façon, la procédure (GLE) est bonne pour comparer les méthodes les plus courantes dans un  $F_s$  par rapport au diagramme  $\lambda$ , les inclinaisons probables d'équilibre de force  $F_s$  ( $F_f$ ) et d'équilibre de moment  $F_s$  ( $F_m$ ) ont été particulièrement indiqué pour l'analyse circulaire de la surface de glissement.

L'analyse plane peut avoir changé de position de  $F_f$  et  $F_m$  (Krahn 2004).

Une analyse de stabilité pour les surfaces de contrainte circulaires et composites est possible dans cette procédure. A variable inter-tranche force fonction, définie l'inclinaison des forces inter-tranches après les itérations subséquentes (Nash, 1987).

En résumé, la procédure GLE :

- tient compte des forces de cisaillement et des forces normales entre les tranches ;
- satisfait les équilibres de moment et de force,
- permet la sélection de la fonction de force entre les tranches ;
- présente une comparaison des méthodes d'apprentissage les plus courantes et avancées.

### 5.2. Synthèse des méthodes LE :

La méthode ordinaire est limitée à des calculs manuels et à des fins de démonstration uniquement, alors que la BSM et la JSM ont été largement utilisées pour les analyses de stabilité depuis de nombreuses années. Ces méthodes sont courantes parce que le  $F_s$  peut être calculé avec une précision adéquate dans la plupart des cas.

Cependant, ces méthodes ont des limites dans la satisfaction de l'équilibre des forces et des moments. Abramson et al. (2002) recommandent la méthode de Bishop simplifiée uniquement pour l'analyse de la surface de glissement circulaire.

De même, la méthode de Janbu simplifiée est plus flexible pour l'évaluation de  $F_s$  pour les surfaces non circulaires.

Le principal avantage par rapport à JSM est qu'elle peut traiter efficacement les pentes et les surfaces de glissement irrégulières. L'équilibre des moments pour les tranches donne la solution complète pour le  $F_s$  de l'équilibre des forces, qui est proche du  $F_s$  de la méthode Morgenstern-Price .

Toutefois, une enquête menée par Fredlund et Krahn (1977) montre que le  $F_s$  est insensible au choix de  $f(x)$ . Dans le cas de charges ponctuelles ou d'ancrages, le moment d'équilibre de  $F_s$  se déplace considérablement vers le  $F_s$  inférieur.

Cela montre que le  $F_s$ , à partir de moment d'équilibre, est plus sensible à l'application de forces externes. En raison du point charges ou forces d'ancrage, la force de cisaillement inter-tranche est augmentée.

Le tableau 1.1 résume des différentes méthodes d'équilibre limite et de leur fonctionnement. [1]

## Chapitre I : Généralités sur la stabilité des pentes et méthodes d'analyse

**Tableau 1.1** : Résumé des méthodes d'équilibre limite.

Méthodes	Circulaire	Non-circulaire	$\Sigma M = 0$	$\Sigma F = 0$	Hypothèses pour T et E
Ordinaire	✓	-	✓	-	Néglige E et T
Bishop simplifié	✓	(*)	✓	(**)	Considère E, mais néglige T
Janbu simplifié	(*)	✓	-	✓	Considère E, mais néglige T
Janbu GPS	✓	✓	(***)	✓	Considère les deux E et T.
Lowe-Karafiath	-	✓	-	✓	Inclinaisons résultantes $\hat{a}, \theta = \frac{1}{2}(\alpha + \beta)$
Corps of Engineers	- «	✓	-	✓	Inclinaisons résultantes $a\theta = \frac{1}{2}(\alpha_1 + \alpha_2)$
Sarma	✓	✓	✓	✓	Cisaillement intersicial, $T = ch + E \tan \phi$
Spencer	✓	(*)	✓	✓	Inclinaison constante, $T = \tan \theta E$
Morgenst-Price	✓	✓	✓	✓	définie par $f(x), T = f(x) \cdot \lambda \cdot E$

(\*) Peut être utilisée pour les surfaces de rupture circulaires et non circulaires,

(\*\*) Satisfait à l'équilibre de la force verticale pour la force normale de base,

(\*\*\*) Satisfait à l'équilibre du moment pour les tranches intermédiaires minces (Janbu 1957, Grande 1997)

### 6. Le logiciel SLIDE :

Dans ce chapitre une analyse comparative très restreinte a été effectuée pour voir les différences entre les méthodes surtout en matière du coefficient de sécurité. Pour ce faire deux exemples ont été considérés. Ces exemples ont été choisis par le fait que leurs coefficients de sécurité sont connus ( $F_s=1$ ).

SLIDE est un programme de stabilité des pentes en 2D permettant d'évaluer le facteur de sécurité des surfaces de rupture circulaires ou non circulaires dans des pentes de sol ou de roche. SLIDE est très simple d'utilisation, et pourtant, des modèles complexes peuvent être créés et analysés rapidement et facilement.

Les charges externes, les eaux souterraines et les supports peuvent tous être modélisés de différentes manières.[3]

C'est le logiciel d'analyse de stabilité de pente le plus complet disponible, avec les possibilités de probabilités et analyse en arrière-plan. Il combine une interface graphique basée par DAO.

Ses caractéristiques sont les suivantes :

- Recherche de surfaces critiques pour les surfaces de glissement circulaires ou non circulaires.
- Les méthodes d'analyse comprennent : Bishop simplifier, Spencer, Janbu simplifier, Janbu corrigé, lowe-Karafiath, Fellenius , Corps of engineers 1/2 , Morgenstern-Price .
- Matériaux multiples. Matériaux anisotropes, non linéaires de Mohr-Coulomb, et autres modèles de résistance.
- Eaux souterraines - surfaces piézoélectriques, facteurs de Ru, grilles de pression interstitielle ou état stable des eaux souterraines. Grilles de pression interstitielle, ou analyse des eaux souterraines en régime permanent.
- Fissure de tension (sèche ou remplie d'eau).
- Chargement externe - linéaire, distribué ou sismique.
- Support - clous de sol, tirants, géotextiles, pieux.
- Zones de résistance infinie (exclusion de la surface de glissement)
- Visualisation d'une ou de toutes les surfaces générées par la recherche

## Chapitre I : Généralités sur la stabilité des pentes et méthodes d'analyse

- Les résultats détaillés de l'analyse peuvent être tracés pour les surfaces de glissement individuelles.
- coefficient sismique.
- méthode de prélèvement rapide (lowe and karafiath 1960).

### Exemple1 :

La pente traitée dans cet exemple a une hauteur de 10m, la hauteur totale égale à 20m.les autres paramètres sont comme suis :

$$\beta = 45^\circ ; \varphi = 20^\circ ; c = 12.38 \text{KN/m}^2$$

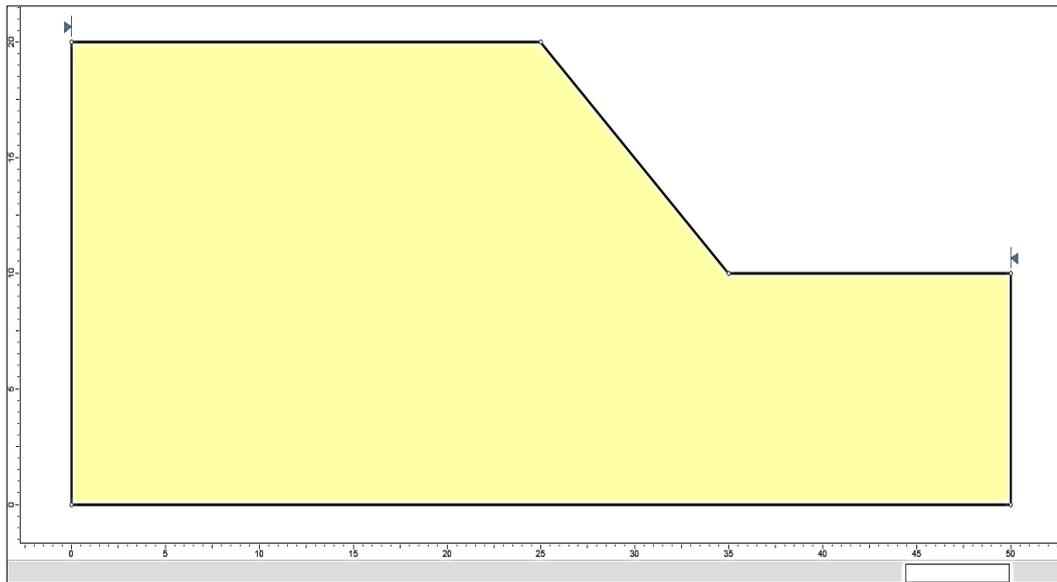


Figure 1.13 : pente traitée dans l'exemple 1 par logiciel SLIDE.

**Define Material Properties**

**Material 1**

Name: Material 1    Colour: Yellow    Hatch: Black

Unit Weight: 20 kN/m3    Saturated U.W.: 20 kN/m3

Strength Type: Mohr-Coulomb     $\tau = c' + \sigma'_{zz} \tan \phi'$

Strength Parameters

Cohesion: 12.38 kN/m2    Phi: 20 degrees

Water Parameters

Water Surface: None    Ru Value: 0

Copy To...     Show only properties used in model    OK    Cancel

Figure 1.14 :le tableau des matériaux pour l'exemple 1 fait par logiciel SLIDE.

## Chapitre I : Généralités sur la stabilité des pentes et méthodes d'analyse

Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau 1.2.

**Tableau 1.2 :** Les résultats de Fs d'exemple 1.

Méthode	Felenius	Bishop	Janbu simplifiée	Janbu corrigée	Spencer	Corps eng1	Corps eng 2	Lowe- karafiath	Morgenstren- Price
Facteur de sécurité	0.927	1.020	1.075	1.089	1.059	1.535	1.076	1.052	1.023

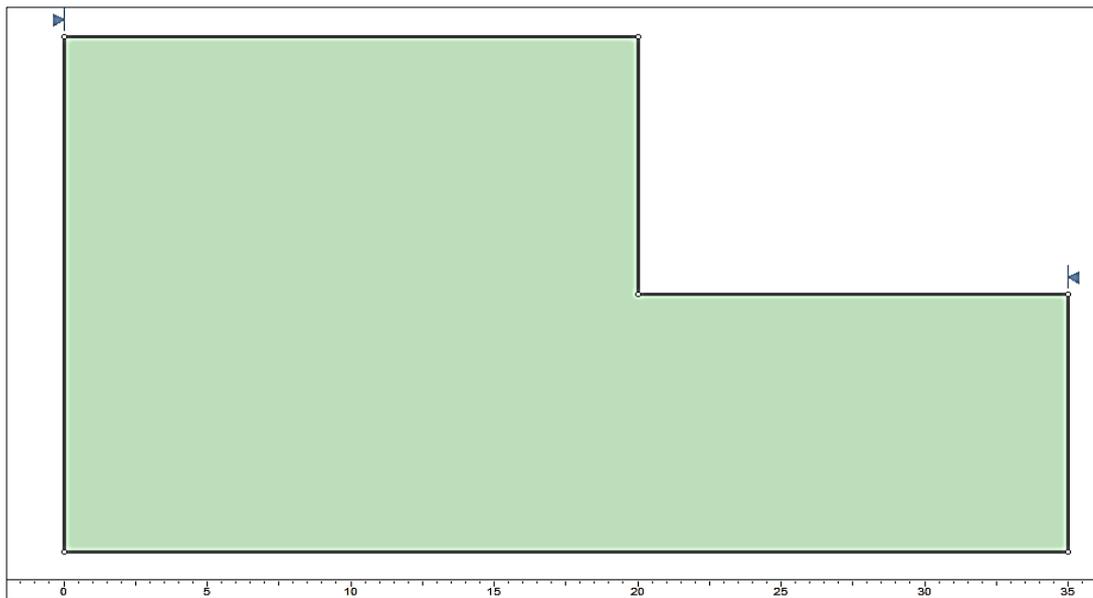
### Commentaire :

Les valeurs du facteur de sécurité obtenues par la méthode de Bishop et la méthode de Morgenstern and Price sont les valeurs les plus proches de la valeur exacte qui est égale à 1. Malgré la simplicité de la méthode de Bishop on remarque que c'est la méthode qui donne le meilleur résultat.

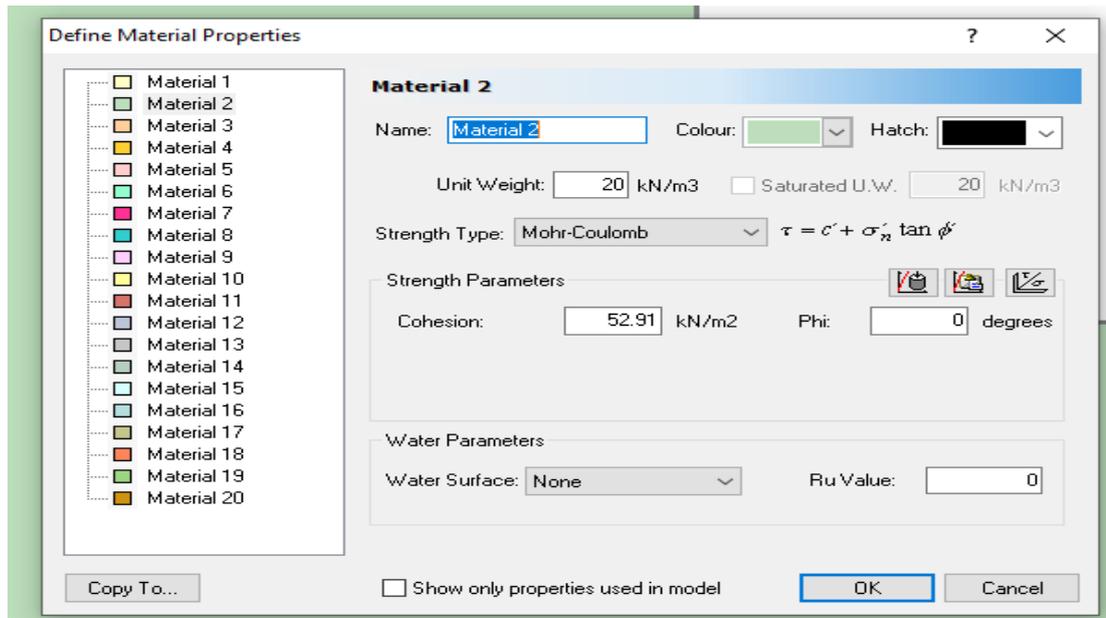
### Exemple 2 :

La pente traitée dans l'exemple 2 a une hauteur de 10m, la hauteur totale égale à 20m. Les autres paramètres sont comme suis :

$$\beta = 90^\circ, \varphi = 0^\circ, c = 52.91 \text{KN/m}^2$$



**Figure 1.15 :** pente d'exemple 2 par logiciel SLIDE .



**Figure 1.16 :** tableau des matériaux pour l'exemple 2 fait par logiciel SLIDE.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau 1.3.

**Tableau 1.3 :** Les résultats de Fs d'exemple 2 .

Méthodes	Fellenius	Bishop	Janbu simplifiée	Janbu corrigée	Spencer	Corps eng1	Corps eng 2	Low-karafiath	Morgenstern-Price
Facteur de sécurité	0.990	1.014	0.982	1.029	1.011	1.026	1.038	1.023	1.007

### Commentaire :

On remarque que les méthodes qui donnent des résultats proches de la valeur exacte sont la méthode de Fellenius et la méthode de Morgenstern-Price. La méthode de Spencer aussi donne une valeur assez proche de la valeur exacte.

### **Conclusion :**

Dans ce chapitre, les différentes méthodes de calcul de stabilité avec leur différente hypothèse sont été présentées, elles visent toutes à trouver le facteur de sécurité, qui est le paramètre le plus important pour évaluer la stabilité des pentes. Selon la nature du problème posé la méthode à utiliser pour calculer le facteur de sécurité est choisie.

D'après les exemples traités précédemment, on remarque que la méthode de Bishop et de Spencer donnent de bon résultats pour le facteur de sécurité et ceux sont les méthodes qu'on va adopter dans le reste du travail.

## **Chapitre II :**

**Stabilité des pentes par  
éléments finis (Méthode de  
réduction des paramètres  
de cisaillement SRM  $c - \varphi$   
reduction)**

## Chapitre II : Stabilité des pentes par éléments finis

---

### 1. introduction :

La méthode d'analyse de la stabilité des pentes peut être principalement classée en deux catégories : L'une est la méthode de l'équilibre limite (LEM) ; l'autre est la méthode des éléments finis (FEM). En raison de son principe simple et de sa signification physique précise, la méthode de l'équilibre limite est l'une des plus importantes méthodes d'analyse de la stabilité des pentes.

La pente compliquée peut être calculée par la méthode des éléments finis, qui présente les avantages suivants : elle peut prendre en compte les relations constitutives non linéaires de la masse rocheuse et du sol et ne nécessite pas de supposer la surface de glissement, etc.

La méthode de réduction de la résistance (SRM) combine la théorie de la réduction de la résistance du sol avec la méthode des éléments finis élasto-plastiques pour analyser la stabilité de la pente en ajustant continuellement le facteur de réduction, et obtenir ensuite le facteur de sécurité de la pente. La méthode de réduction de la résistance a été largement utilisée dans l'analyse de la stabilité des pentes.

### 2. Méthode des éléments finis pour l'analyse de la stabilité des pentes :

La revue de Duncan (1996) sur l'analyse éléments finis des pentes s'est concentrée principalement sur la déformation plutôt que sur l'analyse de la stabilité des pentes.

Cependant, l'attention a été attirée sur quelques articles importants dans lesquels des modèles de sol élasto-plastiques ont été utilisés pour évaluer la stabilité.

Smith & Hobbs (1974) ont rapporté des résultats de pentes à  $\varphi_u = 0$  et ont obtenu un accord raisonnable avec les graphiques de Taylor (1937). Zienkiewicz et al. (1975) ont considéré  $c', \varphi'$  et ont obtenu un bon accord avec les solutions de cercle de glissement. Griffiths (1980) a étendu ce travail pour montrer des résultats fiables de stabilité de pente sur une large gamme de propriétés et de géométries de sol, en comparaison avec les graphiques de Bishop & Morgenstern (1960).

L'utilisation subséquente de la méthode éléments finis dans l'analyse de la stabilité des pentes a permis d'accroître la confiance dans la méthode.

Duncan mentionne le potentiel d'amélioration des résultats graphiques et des rapports en utilisant les éléments finis, mais met en garde contre l'hypothèse d'une précision artificielle lors de l'utilisation des éléments finis. Lorsque les paramètres d'entrée eux-mêmes sont si variables. [3]

## Chapitre II : Stabilité des pentes par éléments finis

---

### 3. Choix d'un maillage :

La méthode des éléments finis repose sur un découpage de l'espace selon un maillage. Il n'est pas non plus nécessaire que le maillage soit régulier et l'on a tendance à resserrer le maillage près des endroits d'intérêts (par exemple aux endroits où l'on pense que la solution va beaucoup varier), cependant il faut veiller à avoir des éléments faiblement distordus (se rapprocher d'un polygone régulier). Plus ce maillage est resserré plus la solution que l'on obtient par la méthode des éléments finis sera précise et proche de la « vraie » solution exacte du problème.

### 4. Avantages de la méthode des éléments finis :

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

- -Il n'est pas nécessaire de faire des hypothèses à priori sur la forme ou l'emplacement de la surface de rupture. La rupture se produit "naturellement" par zones de la masse de sol dans lesquelles la résistance au cisaillement du sol est incapable de supporter les contraintes de cisaillement appliquées.
- Puisqu'il n'y a pas de concept de tranches dans l'approche d'éléments finis, il n'y a pas besoin d'hypothèses sur les forces latérales des tranches.
- La méthode des éléments finis préserve l'équilibre global jusqu'à ce que la "défaillance" soit atteinte.
- Si des données réalistes sur la compressibilité du sol sont disponibles, les solutions d'éléments finis donneront des informations sur les déformations.
- La méthode des éléments finis est capable de surveiller la défaillance progressive jusqu'à la rupture globale par cisaillement.

### 5. La méthode de réduction des paramètres de cisaillement (strength reduction method SRM) :

La méthode de réduction de la résistance consiste à réduire progressivement les paramètres de résistance au cisaillement de la roche ou du sol de la pente dans le processus de calcul de la pente élasto-plastique idéale. Le concept de coefficient de réduction de la résistance au cisaillement, qui était le même considéré par la méthode de l'équilibre limite pour l'analyse du facteur de sécurité de la résistance géotechnique.

## Chapitre II : Stabilité des pentes par éléments finis

Les paramètres de résistance au cisailment factorisés sont donc donnés par :

$$c^* = c/F_s \quad (2.1)$$

$$\varphi^* = \arctan(\tan\varphi / F_s) \quad (2.2)$$

Où :

$c$  et  $\varphi$  sont les paramètres de résistance au cisailment disponibles du sol ;

$c^*$  et  $\varphi^*$  sont les paramètres de résistance au cisailment réels du sol ;

$F_s$  est le facteur de réduction de la résistance.

Cependant, la méthode de réduction de la résistance prend en compte la relation contrainte-déformation élasto-plastique de la roche et du sol, qui est plus proche de la défaillance réelle de la roche et du sol que la méthode de l'équilibre limite qui ne prend en compte que la rigidité plastique de la roche et du sol.

Parce qu'il est très important de déterminer le facteur de sécurité dans l'analyse de la stabilité des pentes géotechniques, la méthode de réduction de la résistance peut calculer avec précision le facteur de sécurité et améliorer l'efficacité de l'analyse de la stabilité des pentes géotechniques à condition que la gravité du glissement géotechnique reste inchangée. Par rapport à toutes les méthodes actuelles d'analyse de la stabilité des pentes géotechniques, la SRM est très précise.[4]

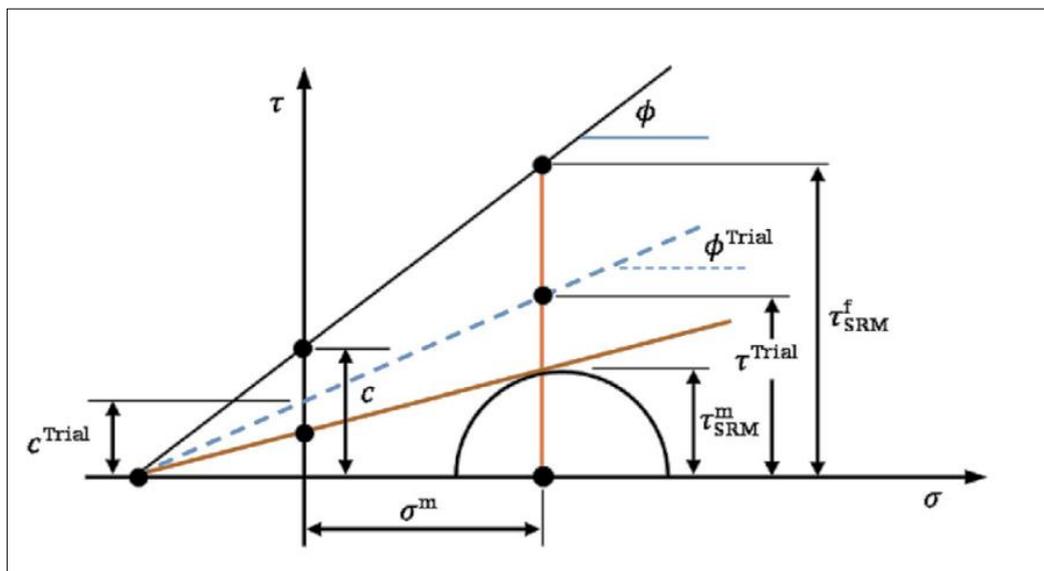


Figure 2.1 : Définition du  $F_s$  par SRM.[9]

## Chapitre II : Stabilité des pentes par éléments finis

---

### 6. Le code Plaxis :

PLAXIS 2D est un programme d'éléments finis bidimensionnels spécialisé, utilisé pour effectuer des analyses de déformation, de stabilité et d'écoulement pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être modélisées soit par une déformation plane, soit par un modèle axisymétrique.

Le programme utilise une interface utilisateur graphique pratique qui permet aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis sur la base d'une section verticale représentative de la situation en question. Les utilisateurs doivent être familiarisés avec l'environnement Windows. Pour obtenir une connaissance rapide des principales caractéristiques de PLAXIS, les utilisateurs doivent travailler sur les exemples de problèmes contenus dans le Manuel de Tutoriel.

Le Manuel de référence est destiné aux utilisateurs qui souhaitent obtenir des informations plus détaillées sur les caractéristiques du programme. Le manuel couvre des sujets qui ne sont pas traités de manière exhaustive dans le Manuel de Tutoriel. Il contient également des détails pratiques sur la façon d'utiliser le programme PLAXIS pour une grande variété de types de problèmes. L'interface utilisateur se compose de deux sous-programmes (Input et Output).

- Le programme Input est un pré-processeur, qui est utilisé pour définir la géométrie du problème, pour créer le maillage des éléments finis et pour définir les phases de calcul.
- Le programme Output est un post-processeur, qui permet d'inspecter les résultats des calculs dans une vue bidimensionnelle ou dans des sections transversales, et de tracer des graphiques (courbes) des quantités de Output des points géométriques sélectionnés.[6]

#### 6.1. Buts et objectifs :

PLAXIS est destiné à fournir un outil d'analyse pratique à utiliser par les ingénieurs géotechniques qui ne sont pas nécessairement des spécialistes du numérique. Très souvent, les ingénieurs praticiens considèrent que les calculs par éléments finis non linéaires sont lourds et prennent beaucoup de temps.

L'équipe de recherche et développement de PLAXIS a abordé ce problème en concevant des procédures de calcul robustes et théoriquement solides, qui sont encapsulées dans une coquille logique et facile à utiliser.

## Chapitre II : Stabilité des pentes par éléments finis

En conséquence, de nombreux ingénieurs en géotechnique du monde entier ont adopté le produit et l'utilisent pour leurs projets. Ont adopté le produit et l'utilisent à des fins d'ingénierie et de conception.

### 7. Description du problème :

On a étudié des cas qui ont un coefficient de sécurité connu  $F_s=1$ . Le cas traité dans cette partie est une pente d'un angle =  $90^\circ$ .

La hauteur totale est de 20m avec une largeur de 35 m. Le logiciel adopté pour l'étude de ce cas est Plaxis V8.2

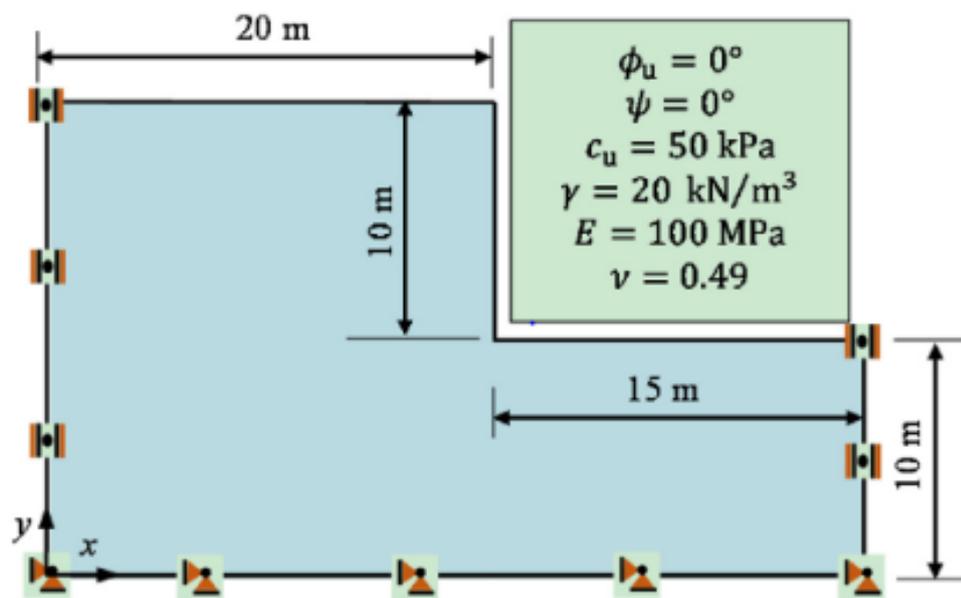


Figure 2.2 : Géométrie de la pente (exemple 1).

#### 7.1. Caractéristiques des matériaux propriétés de sol :

Le sol est constitué d'une couche d'argile homogène, le modèle de comportement est celui de Mohr-Coulomb (MC). Le paramètre  $C$  ref, est variable selon le cas simulé comme il est indiqué dans le tableau ci-après:

## Chapitre II : Stabilité des pentes par éléments finis

**Tableau 2.1:** propriétés de sol (exemple 1) .

Paramètres	Symbole	Sol	Unité
Modèle du matériau	Model	MC	-
Type de comportement	Type	Non-drainé	-
Poids volumique	$\gamma_{unsat}$	20	kN/m <sup>3</sup>
Poids volumique saturé	$\gamma_{sat}$	22.45	kN/m <sup>3</sup>
Module d'Young	$E_{ref}$	100000	kN/m <sup>2</sup>
Coefficient de poisson	$\nu$	0.49	-
Cohésion	$c_{ref}$	50	kN/m <sup>2</sup>
Angle de frottement	$\varphi$	0	°
Angle de dilatance	$\psi$	0	°

## Chapitre II : Stabilité des pentes par éléments finis

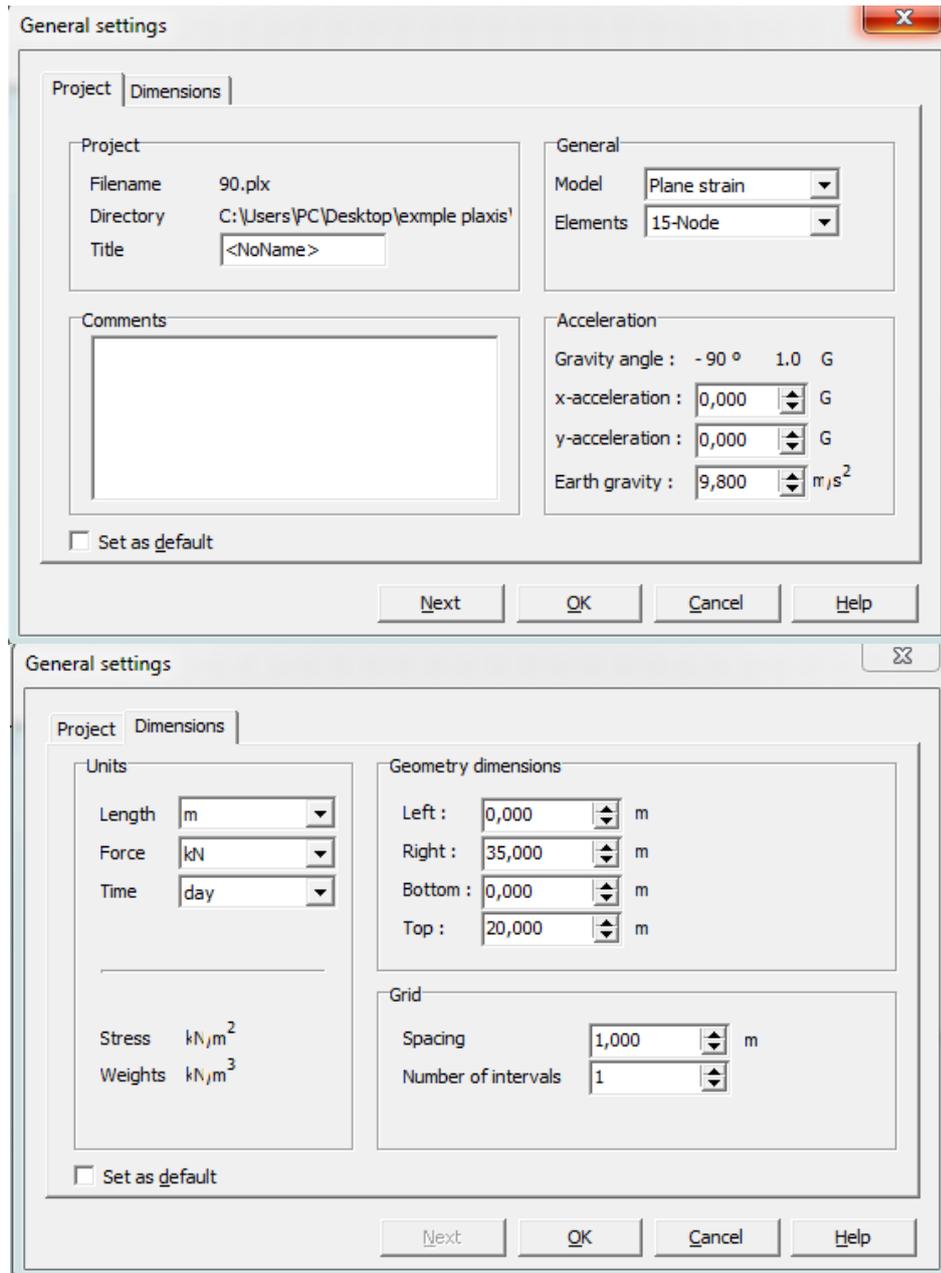


Figure 2.3 : Dimensions de la pente cas de  $\beta = 90^\circ$

## Chapitre II : Stabilité des pentes par éléments finis

Mohr-Coulomb - <NoName>

General | Parameters | Interfaces

Material Set

Identification: <NoName>

Material model: Mohr-Coulomb

Material type: UnDrained

General properties

$\gamma_{\text{unsat}}$ : 20,000 kN/m<sup>3</sup>

$\gamma_{\text{sat}}$ : 22,450 kN/m<sup>3</sup>

Comments

Permeability

$k_x$ : 0,000 m/day

$k_y$ : 0,000 m/day

Advanced...

Next Ok Cancel Help

---

Mohr-Coulomb - <NoName>

General | Parameters | Interfaces

Stiffness

$E_{\text{ref}}$ : 1,000E+05 kN/m<sup>2</sup>

$\nu$  (nu): 0,490

Strength

$c_{\text{ref}}$ : 50,000 kN/m<sup>2</sup>

$\phi$  (phi): 0,000 °

$\psi$  (psi): 0,000 °

Alternatives

$G_{\text{ref}}$ : 3,356E+04 kN/m<sup>2</sup>

$E_{\text{oed}}$ : 1,711E+06 kN/m<sup>2</sup>

Velocities

$V_s$ : 128,200 m/s

$V_p$ : 915,700 m/s

Advanced...

Next Ok Cancel Help

Figure 2.4 : Les paramètres du sol cas de  $\beta = 90^\circ$ .

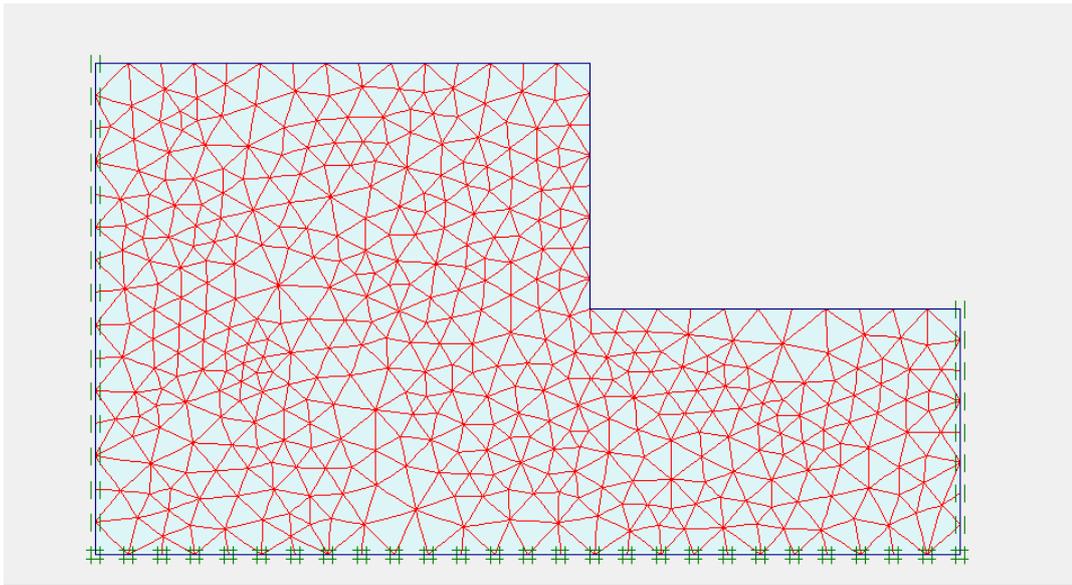


Figure 2.5 : Maillage de pente cas de  $\beta = 90^\circ$ .

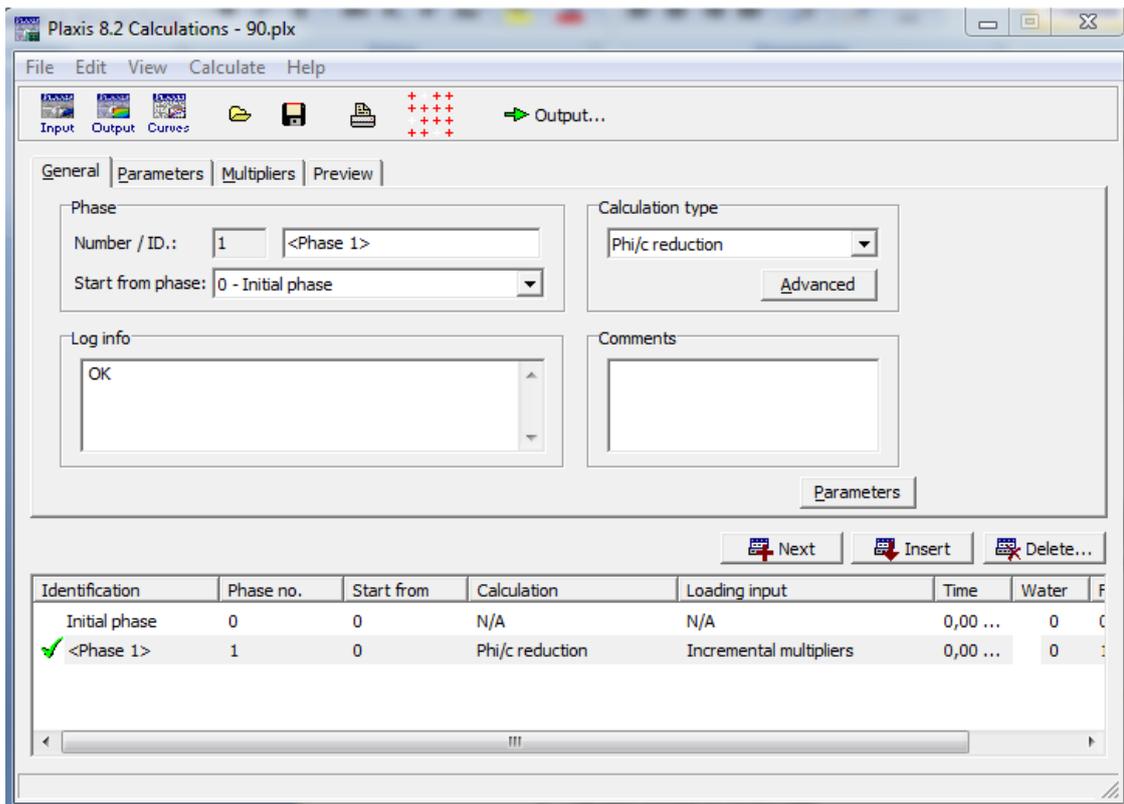


Figure 2.6 : Type de calcul ( $\phi/c$  réduction).

## Chapitre II : Stabilité des pentes par éléments finis

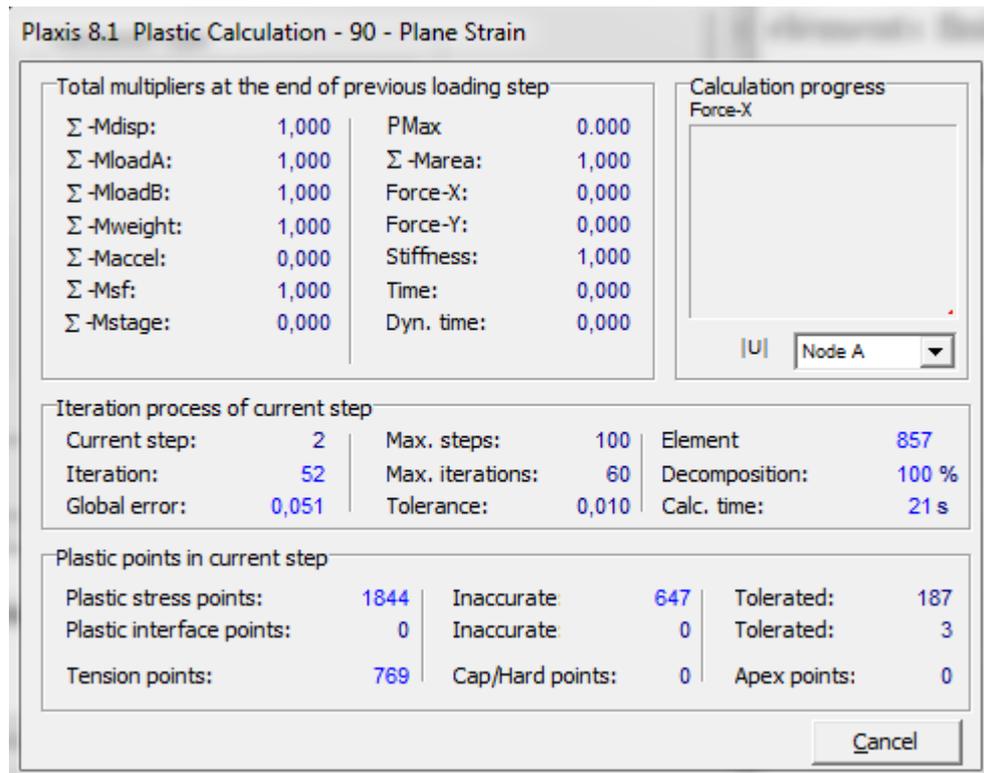


Figure 2.7 : Calcul

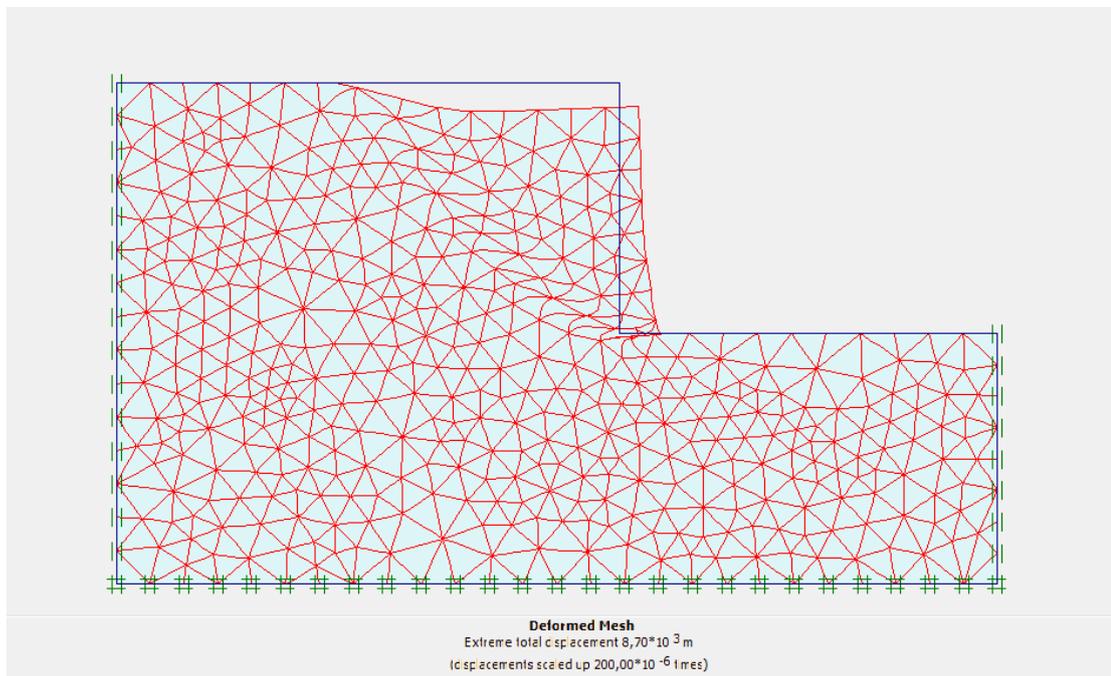
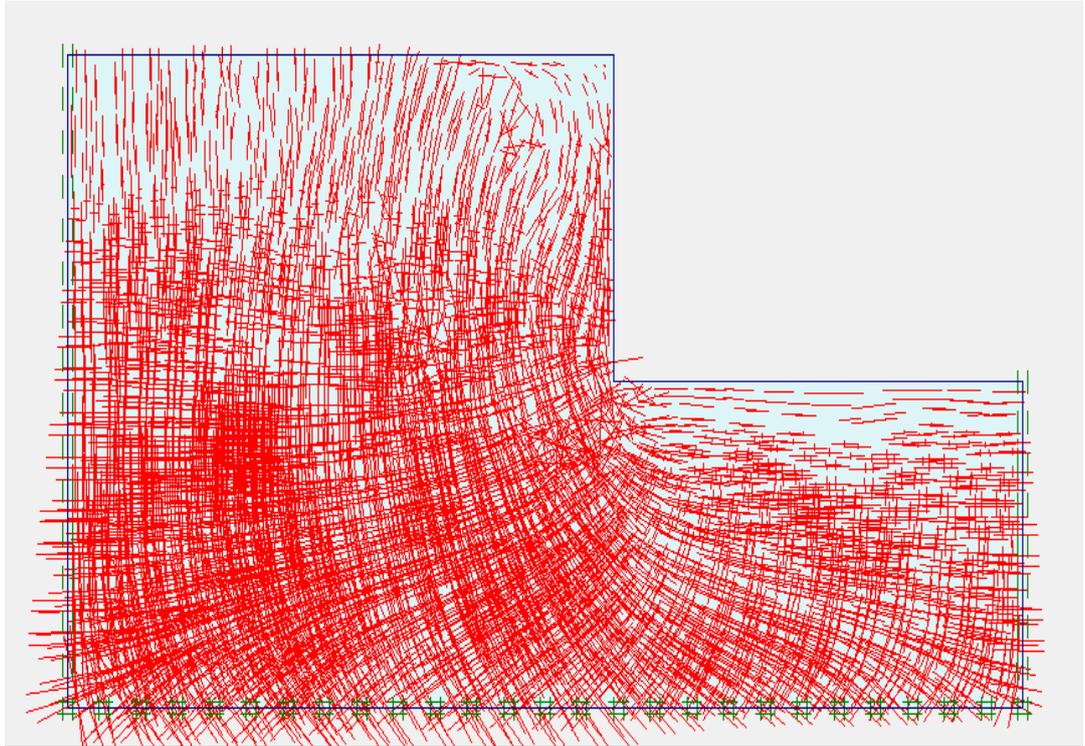
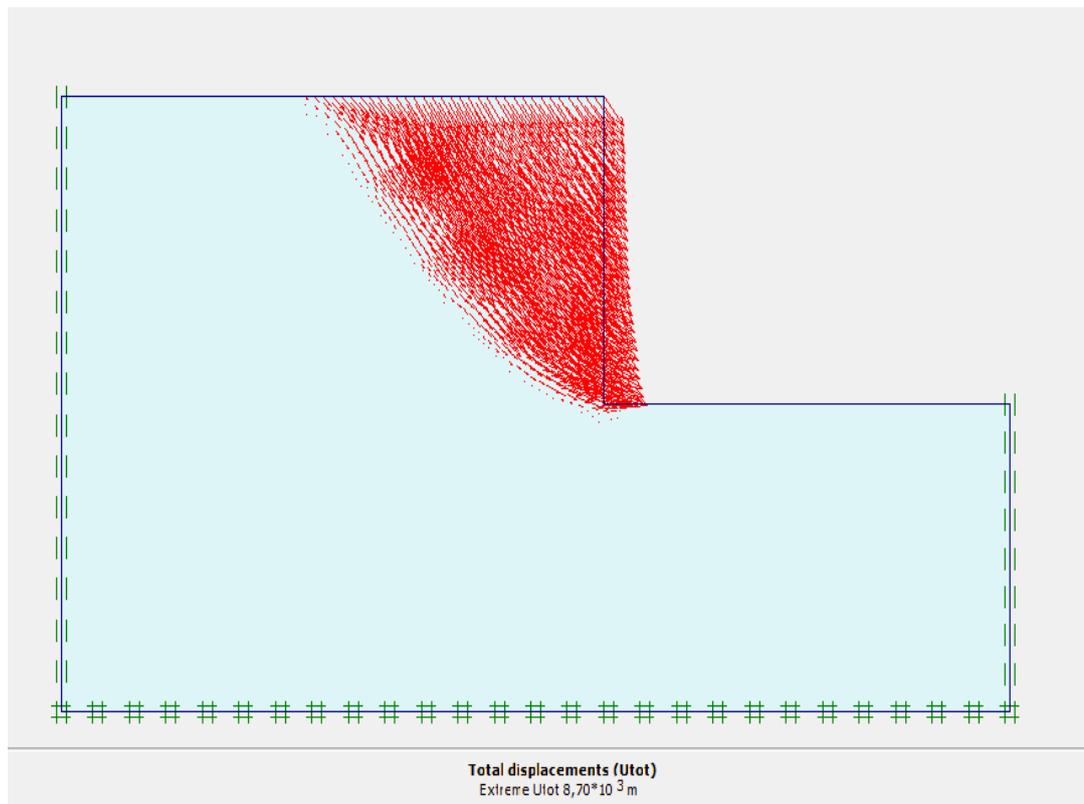


Figure 2.8 : maillage déformé cas de  $\beta = 90^\circ$ .

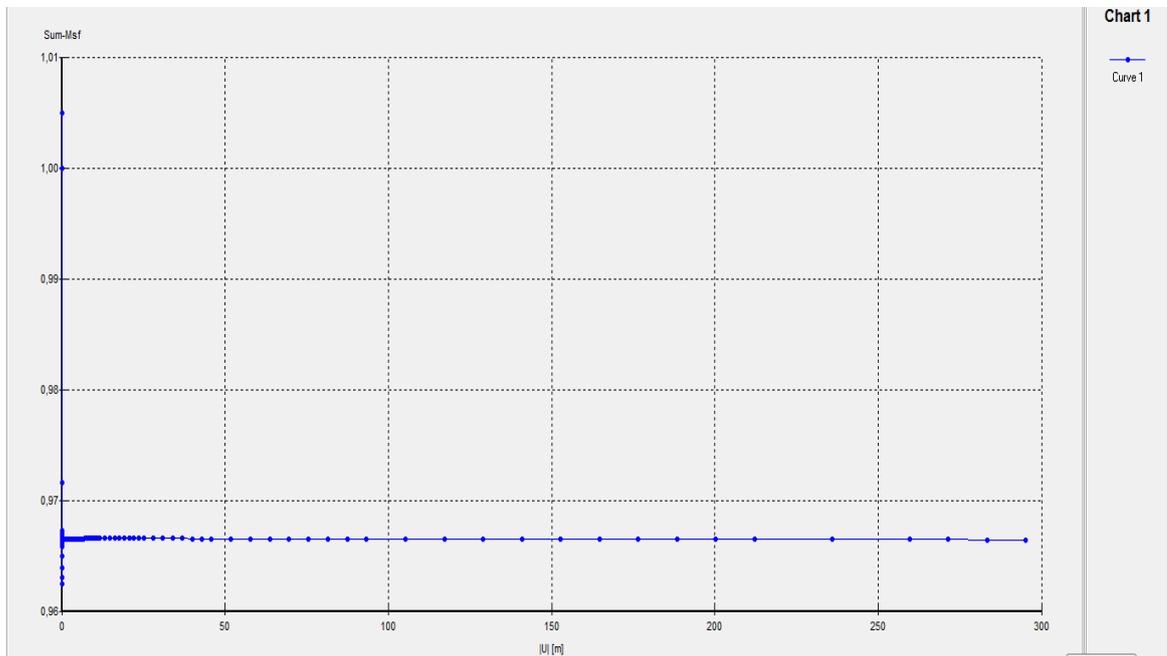
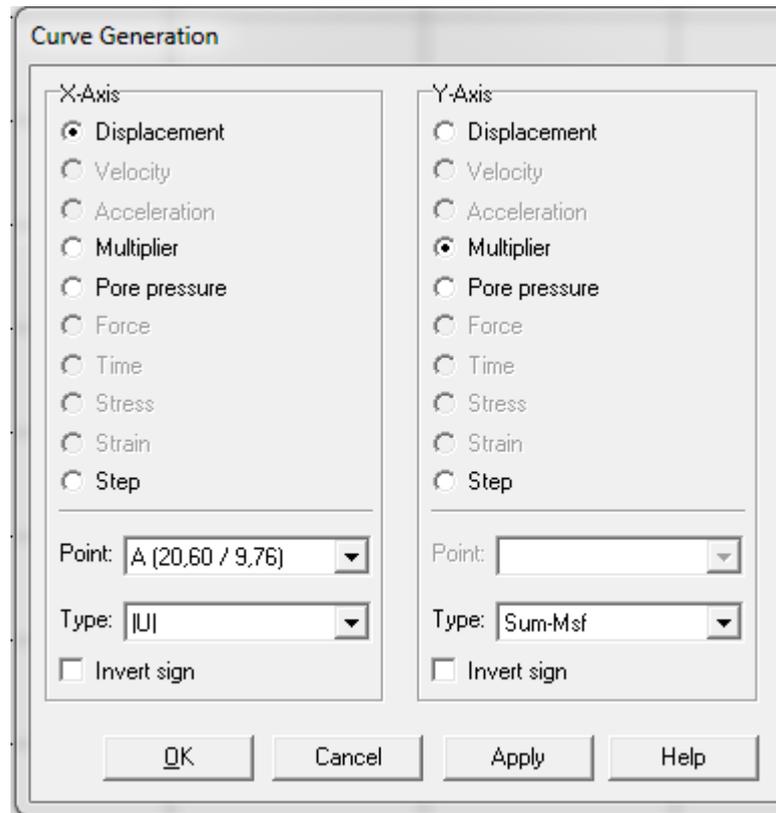


**Figure 2.9** : contraintes effectives cas de  $\beta = 90^\circ$ .



**Figure 2.10** : déplacement total

## Chapitre II : Stabilité des pentes par éléments finis



**Figure 2.11** : courbe  $F_s = F(|U|)$  cas de  $\beta = 90^\circ$ .

Pour le 1<sup>er</sup> exemple de pente ( $\beta = 90^\circ$ ), Le coefficient de sécurité est :  **$F_s = 0.966$**

## Chapitre II : Stabilité des pentes par éléments finis

Pour le 2<sup>ème</sup> cas on a étudié un exemple de 20 m de hauteur totale et 50 m de largeur avec  $\beta = 45^\circ$  en utilisant le logiciel PlaxisV8.2.

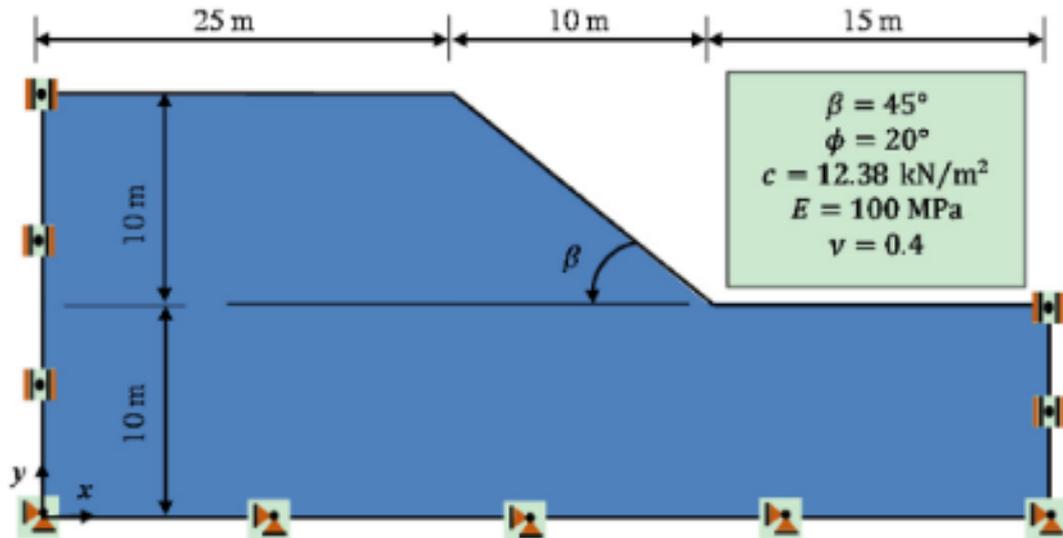


Figure 2.12 : géométrie de la pente (exemple 2).

### 7.2. Caractéristiques des matériaux propriétés du sol (2<sup>ème</sup> exemple) :

Le sol est constitué d'une couche d'argile homogène, le modèle de comportement est celui de Mohr-Coulomb (MC). Le paramètre  $c_{ref}$ , est variable selon le cas simulé comme il est indiqué dans le tableau ci-après:

## Chapitre II : Stabilité des pentes par éléments finis

---

**Tableau 2.2:** propriétés de sol(exemple 2)

Paramètres	Symbole	Sol	Unité
Modèle du matériau	Model	MC	-
Type de comportement	Type	Non-drainé	-
Poids volumique	$\gamma_{unsat}$	20	kN/m <sup>3</sup>
Poids volumique saturé	$\gamma_{sat}$	22.45	kN/m <sup>3</sup>
Module d'Young	$E_{ref}$	100000	kN/m <sup>2</sup>
Coefficient de poisson	$\nu$	0.4	-
Cohésion	$c_{ref}$	12.38	kN/m <sup>2</sup>
Angle de frottement	$\varphi$	20	°
Angle de dilatance	$\psi$	0	°

## Chapitre II : Stabilité des pentes par éléments finis

The figure displays two screenshots of the 'General settings' dialog box in a finite element software, showing the configuration for a slope stability analysis.

**Top Screenshot (Project and Dimensions tabs):**

- Project:** Filename: NoName.plx, Directory: C:\Users\PC\Desktop\exemple plaxis1, Title: <NoName>
- General:** Model: Plane strain, Elements: 15-Node
- Acceleration:** Gravity angle: -90 °, 1.0 G; x-acceleration: 0,000 G; y-acceleration: 0,000 G; Earth gravity: 9,800 m/s<sup>2</sup>
- Set as default

**Bottom Screenshot (Units and Geometry dimensions tabs):**

- Units:** Length: m, Force: kN, Time: day; Stress: kN/m<sup>2</sup>, Weights: kN/m<sup>3</sup>
- Geometry dimensions:** Left: 0,000 m, Right: 50,000 m, Bottom: 0,000 m, Top: 20,000 m
- Grid:** Spacing: 1,000 m, Number of intervals: 1
- Set as default

Figure 2.13 : Dimensions de la pente cas de  $\beta = 45^\circ$ .

## Chapitre II : Stabilité des pentes par éléments finis

Mohr-Coulomb - <NoName>

General | Parameters | Interfaces

Material Set

Identification: <NoName>

Material model: Mohr-Coulomb

Material type: UnDrained

General properties

$\gamma_{unsat}$ : 20,000 kN/m<sup>3</sup>

$\gamma_{sat}$ : 22,450 kN/m<sup>3</sup>

Comments

Permeability

$k_x$ : 0,000 m/day

$k_y$ : 0,000 m/day

Advanced...

Next Ok Cancel Help

---

Mohr-Coulomb - <NoName>

General | Parameters | Interfaces

Stiffness

$E_{ref}$ : 1,000E+05 kN/m<sup>2</sup>

$\nu$  (nu): 0,400

Strength

$c_{ref}$ : 12,380 kN/m<sup>2</sup>

$\phi$  (phi): 20,000 °

$\psi$  (psi): 0,000 °

Alternatives

$G_{ref}$ : 3,571E+04 kN/m<sup>2</sup>

$E_{oed}$ : 2,143E+05 kN/m<sup>2</sup>

Velocities

$V_s$ : 132,300 m/s

$V_p$ : 324,000 m/s

Advanced...

Next Ok Cancel Help

Figure 2.14 : Les paramètres du couche cas de  $\beta = 45^\circ$ .

## Chapitre II : Stabilité des pentes par éléments finis

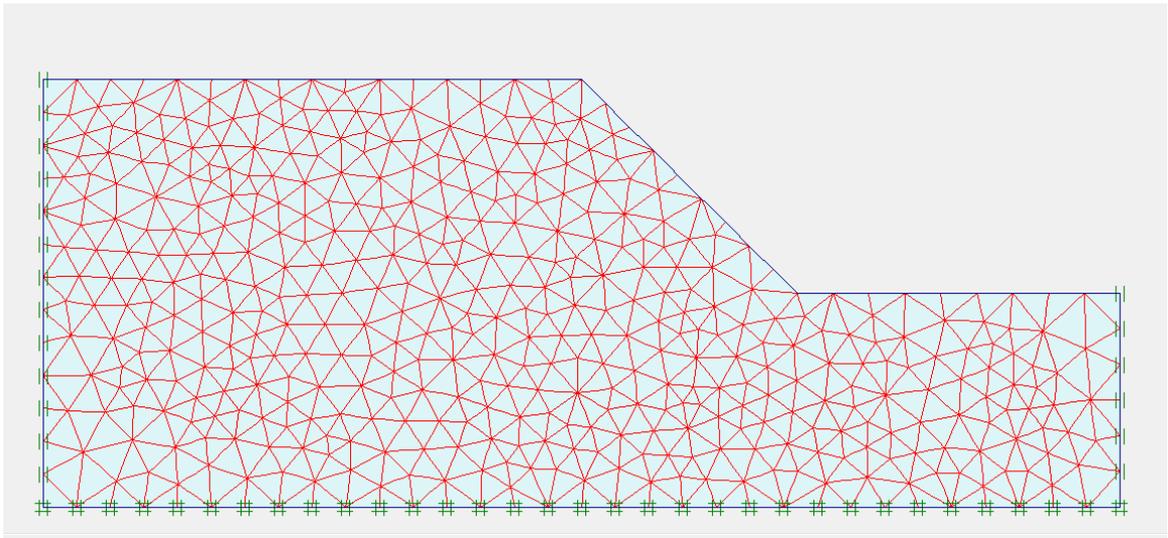


Figure 2.15 : Maillage de pente cas de  $\beta = 45^\circ$ .

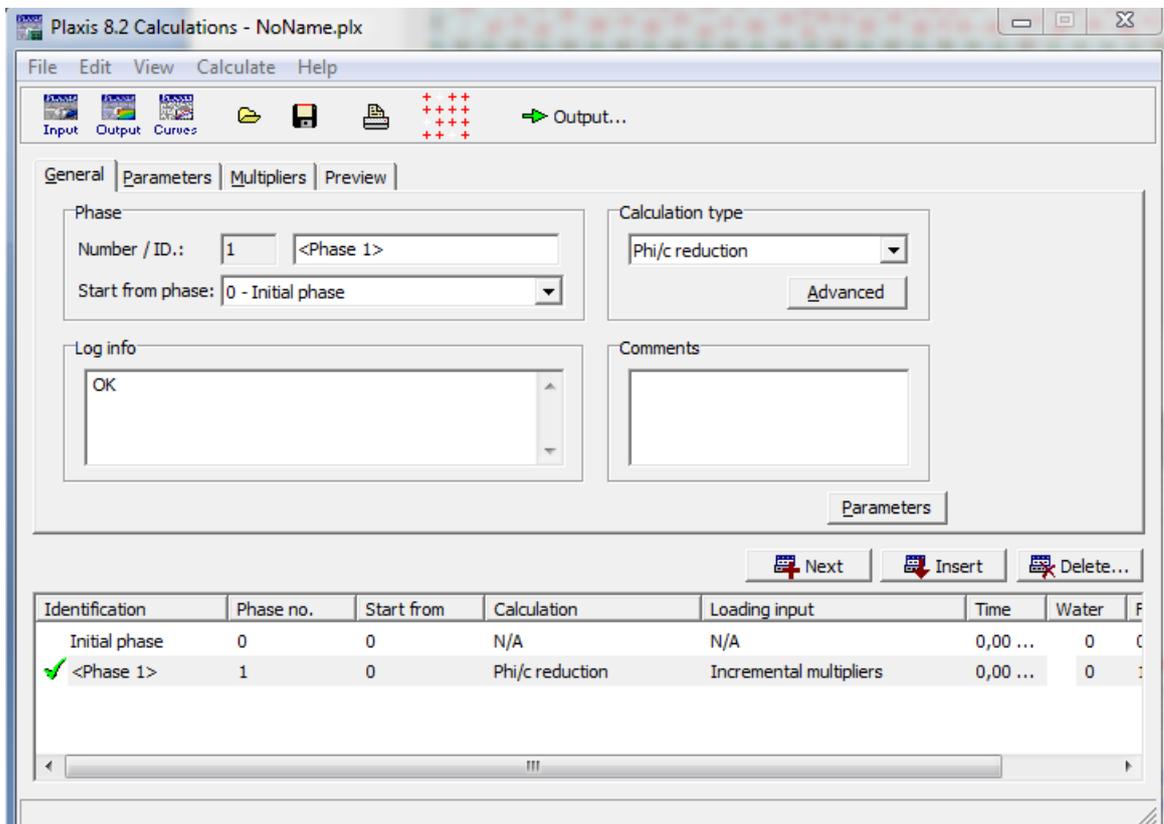


Figure 2.16 : Type de calcul ( $\phi/c$  réduction).

## Chapitre II : Stabilité des pentes par éléments finis

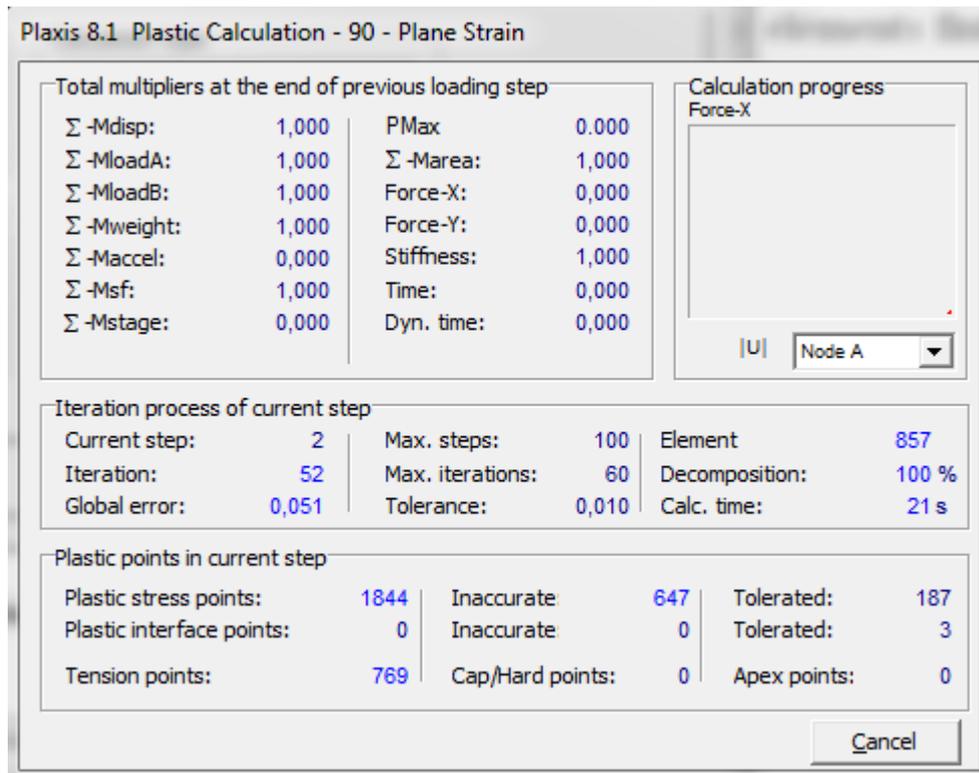


Figure 2. 17: Calcul

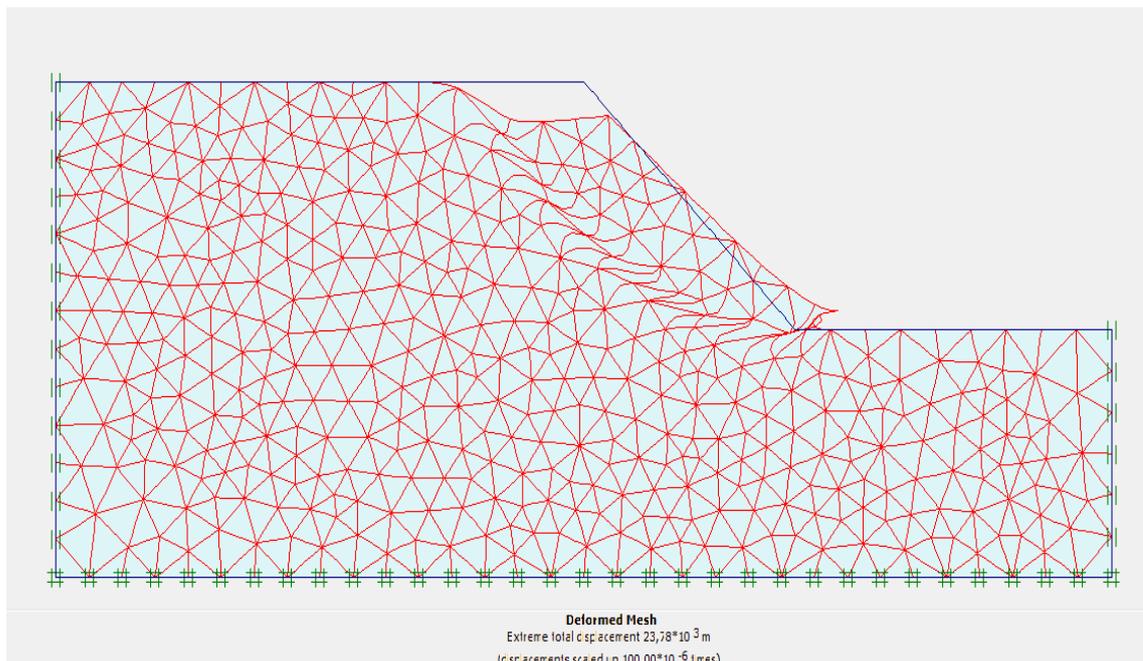


Figure 2.18 : maillage déformé cas de  $\beta = 15^\circ$ .

## Chapitre II : Stabilité des pentes par éléments finis

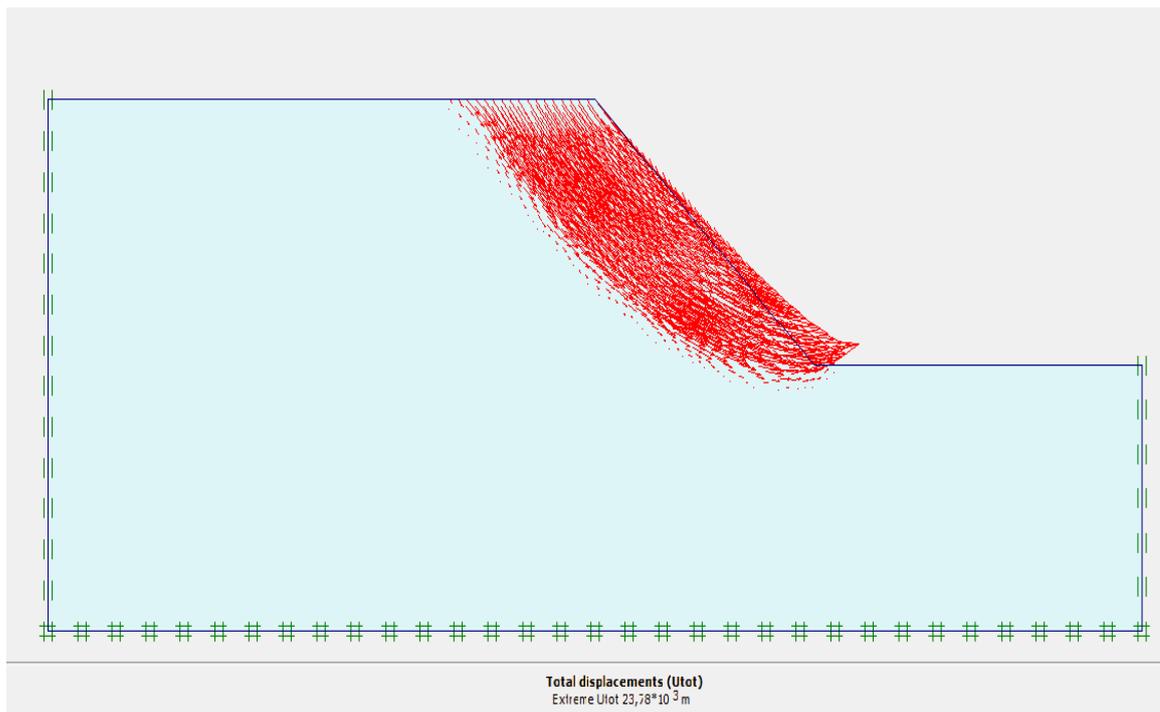


Figure 2.19 : déplacement total.

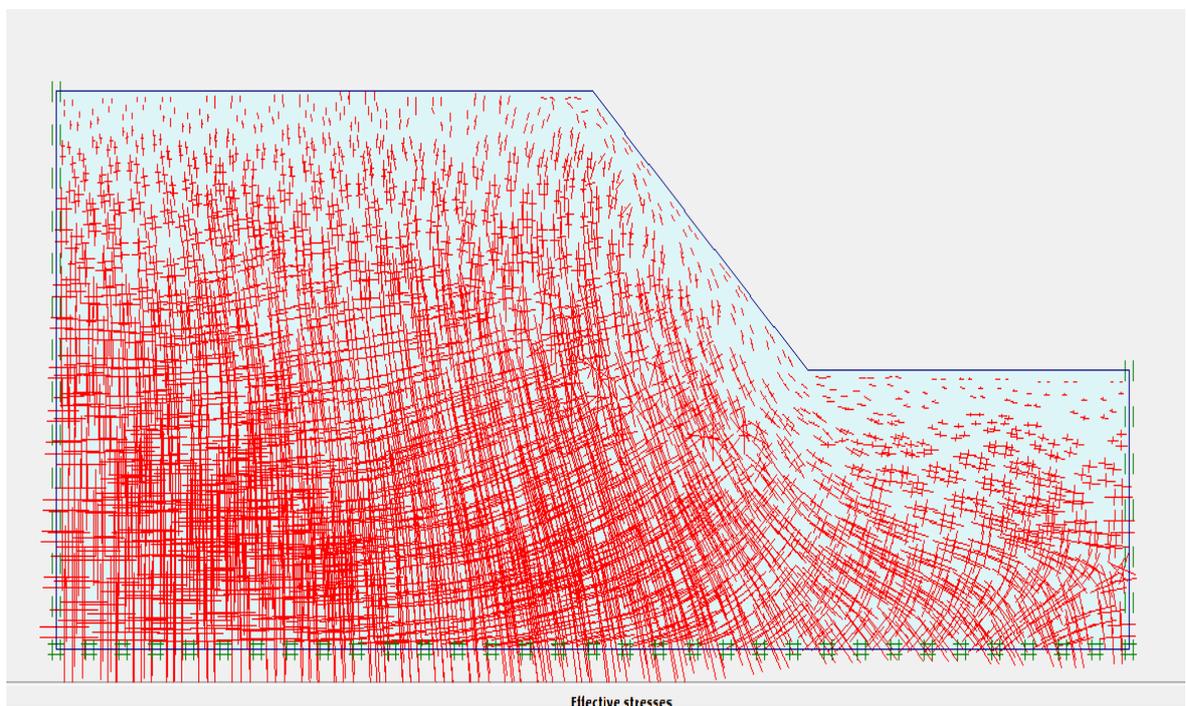
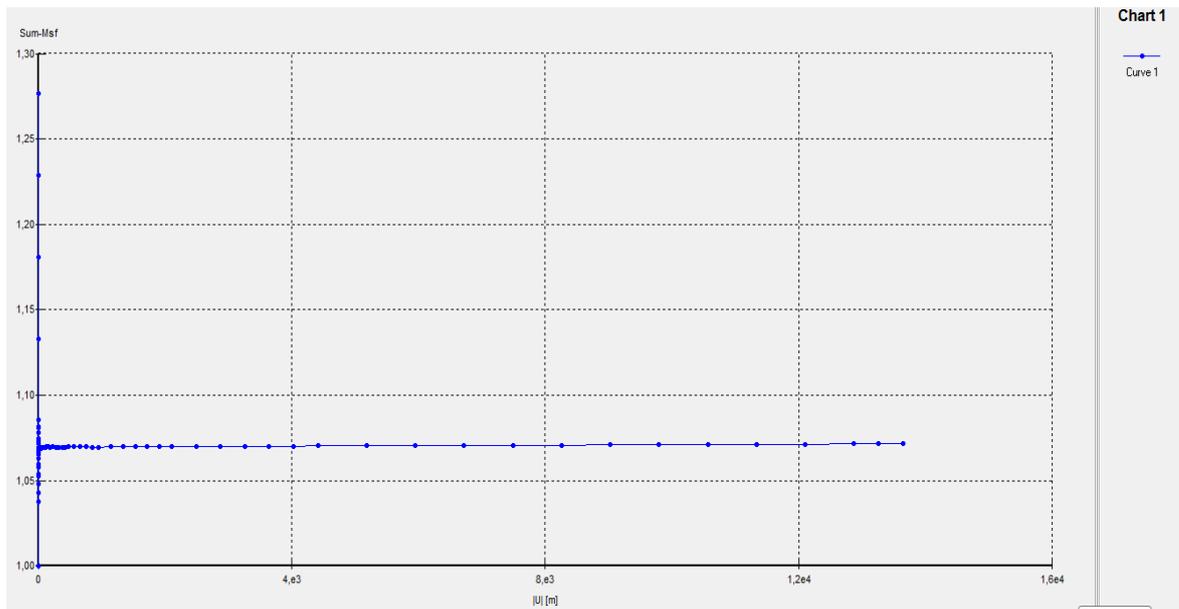
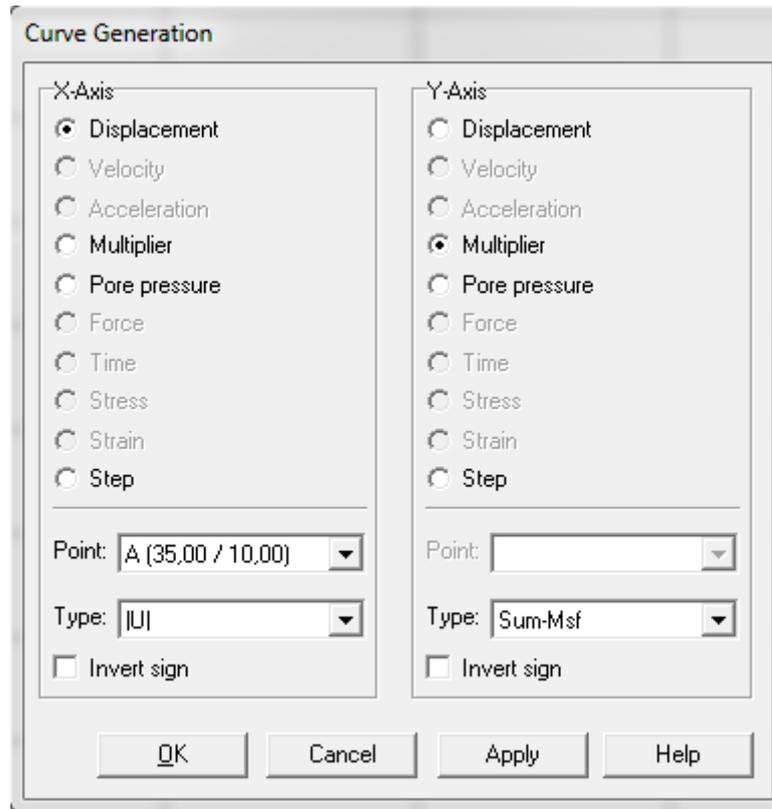


Figure 2.20 : contraintes effectives.

## Chapitre II : Stabilité des pentes par éléments finis



**Figure 2.21:** courbe  $F_s = F(|U|)$  cas de  $\beta = 45^\circ$ .

Pour le 2<sup>ème</sup> exemple de pente ( $\beta = 45^\circ$ ), Le coefficient de sécurité est :  **$F_s = 1.069$**

## Chapitre II : Stabilité des pentes par éléments finis

---

La comparaison des résultats pour les exemples traités par le logiciel PLAXIS 2D et le logiciel Slide (traités dans le chapitre I) sont mentionnés dans le tableau 2.3.

**Tableau 2.3** : résultats de Fs (Bishop, Spencer et SRM)

	Bishop	Spencer	Plaxis (SRM)
Fs (exemple 1)	1.014	1.011	0.966
Fs (exemple 2)	1.020	1.059	1.069

### Conclusion :

Plaxis 2D est un logiciel qui traite la stabilité des pentes par la méthode des éléments finis (SRM), qui consiste à réduire les paramètres de résistance du sol jusqu'à la rupture. L'avantage de cette méthode par rapport aux méthodes de l'équilibre limite est que la surface de glissement n'est pas préalablement supposée mais elle obtenue automatiquement avec une précision plus importante pour le facteur de sécurité.

Des exemples à facteur de sécurité égale à 1 ont été traités par le logiciel Plaxis 2D, les résultats obtenus en termes de facteur de sécurité montrent la puissance de cette méthode. D'autre part, ce logiciel peut donner accès aux champs de déplacement et de contraintes.

**Chapitre III :**

**Stabilité des pentes par  
augmentation des déviateurs des  
contraintes (SDIM)**

**(S<sup>4</sup>DINA) –Application à un sol  
bicouche purement cohérent**

### 1. Introduction :

Ces dernières années, l'analyse par éléments finis est de plus en plus proposée dans les problèmes de stabilité des pentes comme une méthode concurrente aux méthodes traditionnelles d'équilibre limite qui sont connues pour leurs déficiences inhérentes. Cependant, l'application de la méthode des éléments finis à la stabilité des pentes en tant que méthode de réduction de la force (SRM) ou comme analyse limite par éléments finis n'est pas toujours un succès en raison des inconvénients qui caractérisent ces deux méthodes. Afin d'augmenter la performance de l'analyse par éléments finis dans ce problème, une nouvelle approche est proposée dans le cadre de l'étude de la stabilité des pentes. Elle consiste à étendre progressivement les cercles de Mohr jusqu'à ce que la rupture du sol se produise selon un critère de non-convergence prescrit. Cette méthode est nommée méthode d'augmentation du déviateur de contrainte « SDIM ».

La SDIM est considérée comme rigoureuse pour trois raisons principales :

Premièrement, elle préserve la définition du facteur de sécurité  $F_s$  comme le rapport entre la résistance au cisaillement du sol et la contrainte de cisaillement mobilisée.

Deuxièmement, elle maintient le développement progressif de la contrainte de cisaillement résultant de l'augmentation de la déviation de la contrainte principale sur le même plan, sur lequel la résistance au cisaillement se produit.

Troisièmement, En introduisant le concept de charges de contrainte équivalentes, on vérifie si les contraintes d'essai résultantes violent la limite d'élasticité réelle formée par les paramètres de résistance réels, plutôt que celles réduites par le facteur d'essai.

### 2. Présentation du programme « S<sup>4</sup>DINA » :

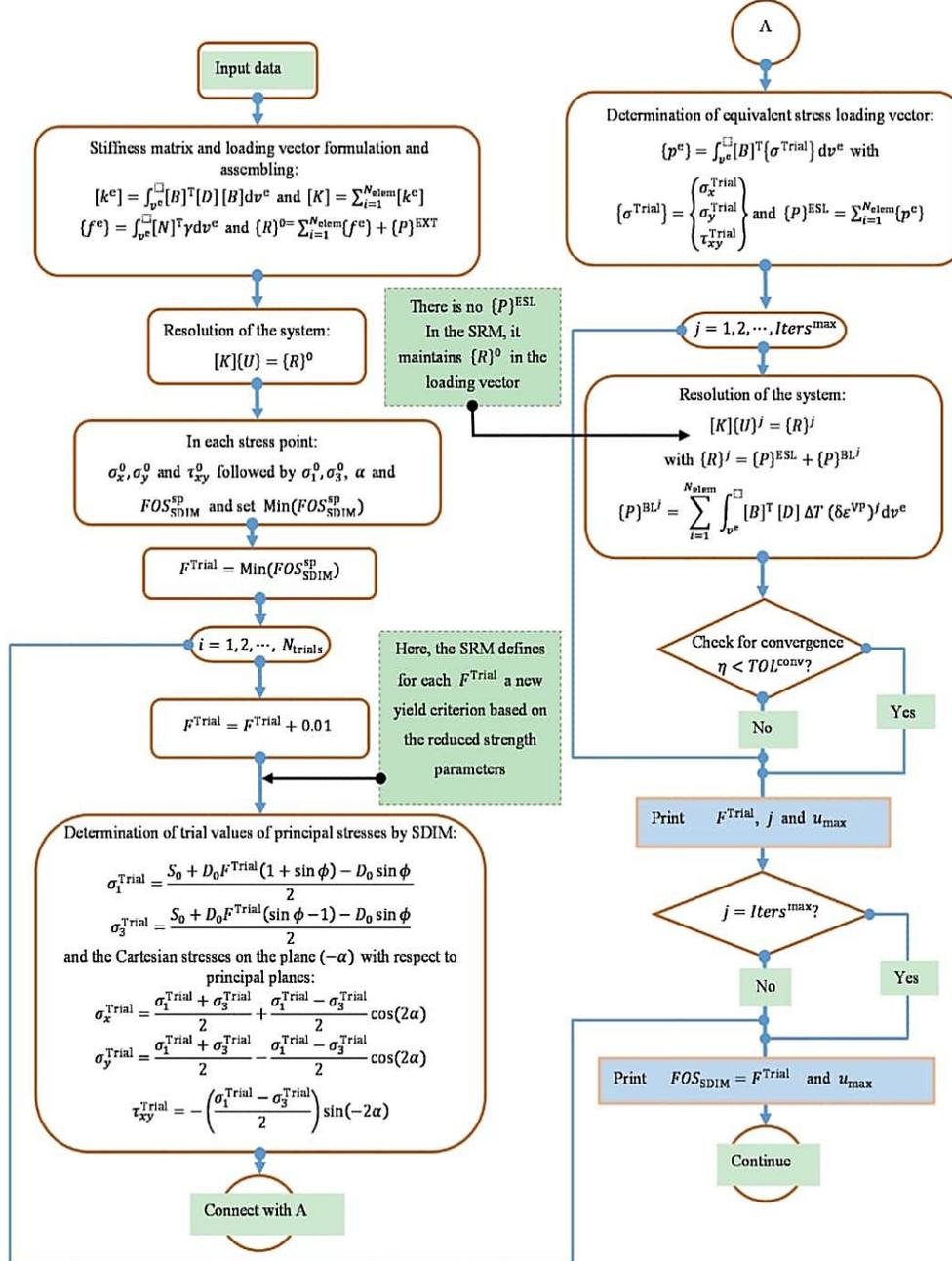
La nouvelle procédure numérique a été programmée dans un code informatique Fortran appelé « S<sup>4</sup>DINA » et vérifiée par plusieurs exemples dont les résultats sont comparés à d'autres méthodes numériques telles que la SRM, la méthode d'augmentation par gravité (GIM) ou même l'analyse limite d'éléments finis (FELA) en évaluant à la fois le  $F_s$  et les contours des déformations plastiques équivalentes ont montré des résultats prometteurs.

Elle est basée sur le changement progressif de la magnitude des contraintes d'une manière élaborée jusqu'à ce qu'une situation de rupture se produise.

La nouvelle procédure d'éléments finis utilise l'expansion du cercle de Mohr et par conséquent l'augmentation du déviateur de contrainte pour la détermination du  $F_s$ .

Elle profite de la linéarité du critère de Mohr-Coulomb qui permet une définition rigoureuse d'un Fs basé sur le point de contrainte en tout point du domaine de pente.

L'évaluation des performances de S<sup>4</sup>DINA, qui combine la valeur Fs de la rupture et la déformation plastique équivalente, a été réalisée en considérant quatre exemples de rupture uniformes et un exemple supplémentaire de rupture contenant une bande de matériau de friction flexible. Pour plus de détails se référer à [9].



**Figure 3.1:** l'organigramme du programme S<sup>4</sup>DINA.[9]

### 2.1. Nouveau concept : Fs par extension de la contrainte mobilisée cercle de Mohr jusqu'à la rupture :

Pour que la contrainte normale mobilisée  $\sigma_m$  et l'orientation de la surface de cisaillement soient identiques à l'équilibre et à la rupture, et pour que le concept de niveau de contrainte et le Fs local restent cohérents, le cercle de Mohr mobilisé est amené sur le bord de la manière à ce que chaque cercle de Mohr d'essai croise la ligne verticale passant par le point m à un point donné où la ligne tangente est parallèle à la ligne de l'enveloppe de défaillance. Sous l'effet du poids propre du sol ou de toute charge extérieure appliquée, les contraintes principales effectives majeures et mineures mobilisées, qui peuvent être calculées en tout point du milieu discrétisé (point de contrainte ou de Gauss) sont respectivement  $\sigma_{01}$  et  $\sigma_{03}$ . Les paires de contraintes mobilisées ( $\sigma^m; \tau_{SDIM}^m$ ) et ( $\sigma^m; \tau^{trial}$ ) (Figure 3.2) correspondent respectivement à la situation initiale et à toute situation intermédiaire avant la rupture.

L'ensemble des contraintes d'essai est maintenu sur un plan faisant un angle  $(\pi/4 + \phi/2)$  par rapport à la direction principale majeure. Ce plan devient le plan de défaillance lorsque le cercle de Mohr initial est continuellement élargi pour atteindre l'enveloppe de rupture à la fin du processus. Le concept innovant est basé sur deux conditions clés importantes qui doivent être satisfaites pour répondre à la définition originale du Fs.

Premièrement, l'évolution de la contrainte de cisaillement mobilisée correspond à la même contrainte normale mobilisée ( $\sigma^m$ ) en tout point du milieu discrétisé.

Deuxièmement, la contrainte de cisaillement correspondant à la contrainte normale mobilisée doit se produire sur le même plan, qui devient le plan de glissement pour le cercle de Mohr ultime.

En partant de la définition d'un facteur donnant le rapport de la contrainte de cisaillement  $\tau^{trial}$  sur la contrainte de cisaillement mobilisée  $\tau_{SDIM}^m$  à l'objectif de cette sous-section est d'établir analytiquement les équations nécessaires permettant d'évaluer les valeurs d'essai des contraintes principales. Ce rapport s'exprime comme suit :

$$F^{trial} = \frac{\tau^{trial}}{\tau_{SDIM}^m} \quad (3.1)$$

Il est appelé ici le facteur d'expansion du cercle de Mohr est utilisé pour contrôler l'ampleur de l'expansion du cercle de Mohr, c'est-à-dire la vitesse à laquelle le cercle de Mohr s'étend.



Lorsque le  $F^{trial}$  est augmentée, les points de contrainte dont les contraintes d'essai atteignent leurs valeurs ultimes, entrent dans un état de plasticité et forment des zones dans un étalement continu. On suppose que  $F^{trial}$  atteint alors la Fs basé sur le point de contrainte,  $F_{SDIM}^{sp}$  qui est calculé comme suit :

$$F_{SDIM}^{sp} = \frac{\tau_{SDIM}^f}{\tau_{SDIM}^m} \quad (3.6)$$

$$F_{SDIM}^{sp} = \frac{2c}{D_0 \cos \phi} + \tan 2 \phi \left( \frac{S_0}{D_0 \sin \phi} - 1 \right) \quad (3.7)$$

Dans l'ensemble, le SDIM proposé peut être considéré comme une méthode qui préserve la validité de la définition du Fs elle est considérée comme robuste pour au moins deux raisons principales. Tout d'abord, la procédure maintient le développement progressif de la contrainte de cisaillement sur le même plan, sur lequel la résistance au cisaillement se produira à l'état ultime. Deuxièmement, le SDIM traite donc avec le matériau réel en utilisant ses paramètres de résistance réels ( $c$  et  $\phi$ ) et l'angle de dilatation  $\psi$  plutôt que ceux réduits par un facteur.

Dans le SRM, l'augmentation progressive de la  $F^{trial}$  produit une rotation de la ligne de l'enveloppe de rupture autour d'un point fixe qui touche finalement le point de contrainte dans le cercle de Mohr insitu.

Cependant, dans la SDIM, l'augmentation du  $F^{trial}$  élargit le cercle de Mohr pour atteindre celui de la situation de rupture. Lorsque  $F^{trial}$  augmente, certains points de contrainte subissent un écoulement plastique lorsque leurs valeurs  $F_{SDIM}^{sp}$  sont atteintes et leFs globale,  $F_{SDIM}$ , n'est pas atteinte tant que la solution du système algébrique d'équations converge encore. Lorsque l'ensemble du système ne converge pas en atteignant le nombre maximal d'itérations selon un critère de convergence, la dernière valeur de  $F^{trial}$  est supposée être le Fs global,  $F_{SDIM}$ . Par conséquent, la précision de  $F_{SDIM}$  dépend évidemment de la précision de  $F_{SDIM}^{sp}$ . [9]

### 3. Application de la méthode SDIM à un sol bicouche :

Une pente à deux couches a été étudiée dans cette partie, comme le montre la figure 3.3. Elle est constituée de deux sol purement cohérents de cohésion non drainée  $C_{u1}$  et  $C_{u2}$  pour la couche 1 et 2 respectivement. La hauteur de la couche 1 est égale à 10 m quand à l'angle d'inclinaison de la pente  $\beta$  et la hauteur totale  $d$  vari.

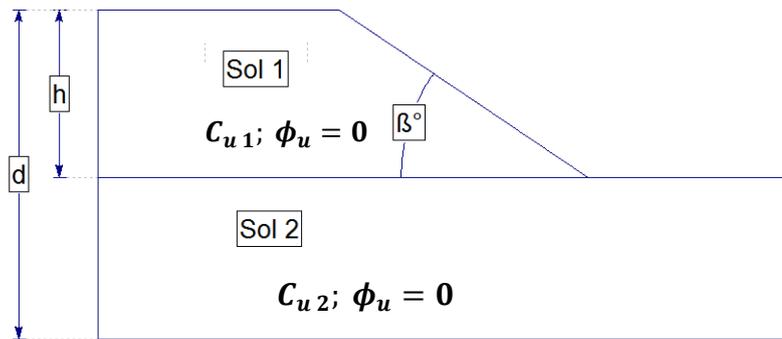


Figure 3.3:Description de la pente.

Le tableau 3.1 présente tous les cas pris en compte :

Tableau 3.1:les caractéristiques de la pente

	Cu	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	$\phi_u$	$\nu$	h(m)	E (kpa)
Couche 1	50	18	0	0.49	10	$10^5$
Couche 2	Varié	18	0	0.49	Varié	$10^5$

Les résultats obtenus par le programme S<sup>4</sup>DINA de la méthode SDIM sont confrontés à ceux obtenus par le programme SLIDE par méthodes de Bishop et Spencer.

#### 3.1. Étude de pente $\beta = 15^\circ$ :

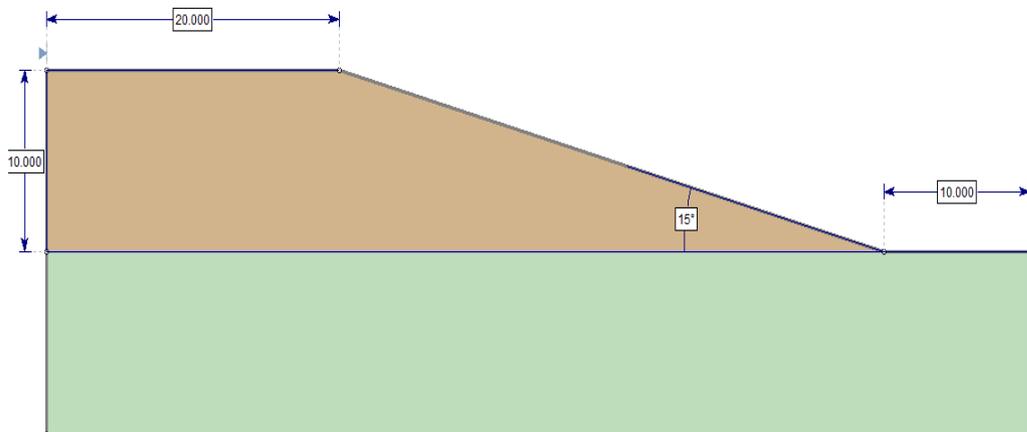
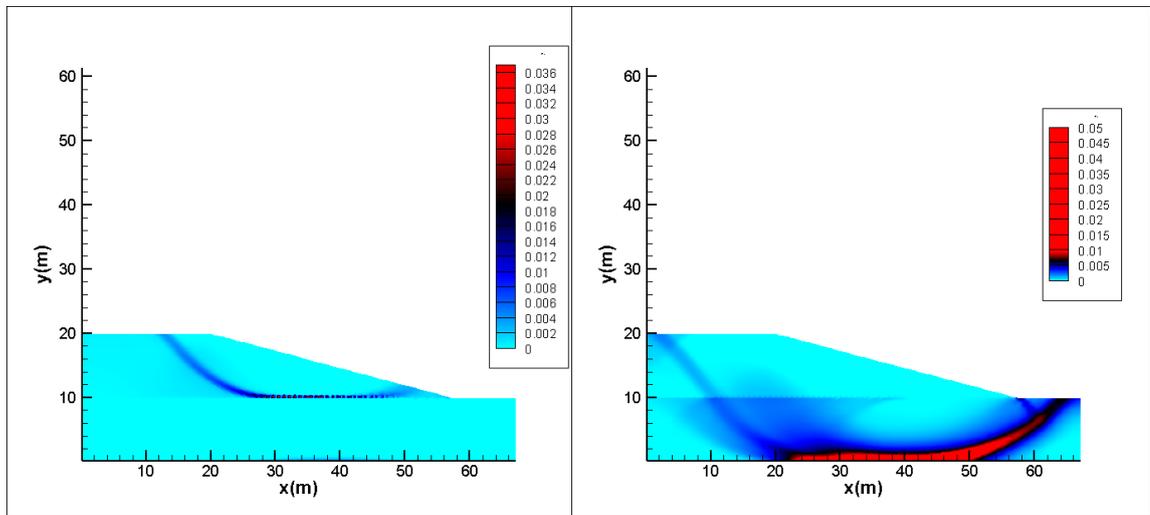


Figure 3.4:Dimensions de la pente ( $\beta = 15^\circ$ ).

**Tableau 3.2 : les valeurs du  $F_s$  pour  $\beta = 15^\circ$**

d/h	Cu1/Cu2	$F_s(S^4DINA)$	$F_s(Bishop)$	$F_s(Spencer)$
2	0.2	3.083	2.962	3.041
	0.4	3.080	2.962	3.040
	0.8	2.213	2.042	2.183
	2	1.082	1.032	1.050
	3	0.829	0.805	0.768
	4	0.701	0.690	0.724
	5	0.620	0.621	0.969
3	0.2	3.087	2.962	3.041
	0.4	3.085	2.962	3.040
	0.8	1.989	1.785	1.999
	2	0.880	0.840	0.858
	3	0.629	0.628	0.554
	4	0.502	0.522	0.706
	5	0.416	0.459	0.969
4	0.2	3.086	2.962	3.041
	0.4	3.088	2.962	3.040
	0.8	1.946	1.764	1.999
	2	0.809	0.807	0.814
	3	0.549	0.589	0.463
	4	0.417	0.478	0.699
	5	0.336	0.413	0.969
5	0.2	3.087	2.962	3.041
	0.4	3.089	2.962	3.040
	0.8	1.947	1.764	1.999
	2	0.805	0.807	0.814
	3	0.545	0.587	0.675
	4	0.414	0.476	0.699
	5	0.335	0.407	0.9695

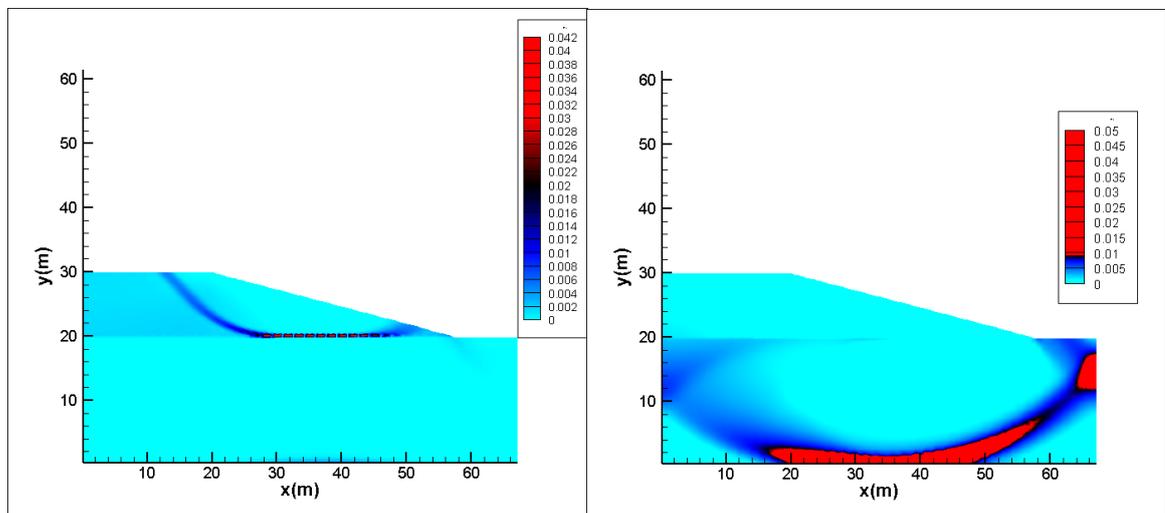
les figures 3.5-3.8 montrent le mécanisme de rupture (cercle de glissement) pour  $\beta = 15^\circ$



(a) : $Cu_1/Cu_2=0.4$

(b) : $Cu_1/Cu_2=4$

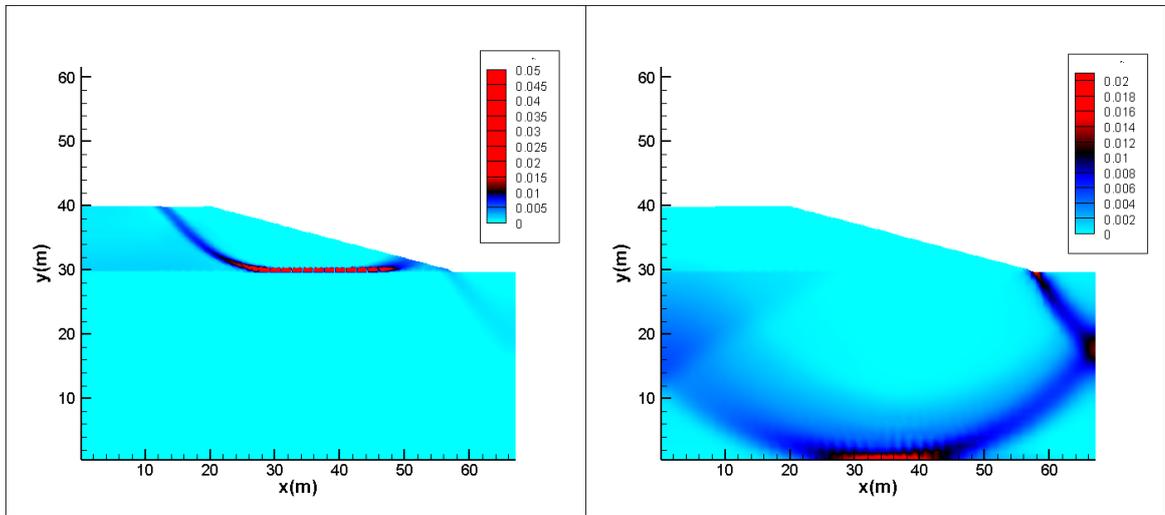
Figure 3.5:  $\beta = 15^\circ$  ; $d/h=2$  (Tecplot).



(a): $Cu_1/Cu_2=0.4$

(b) : $Cu_1/Cu_2=4$

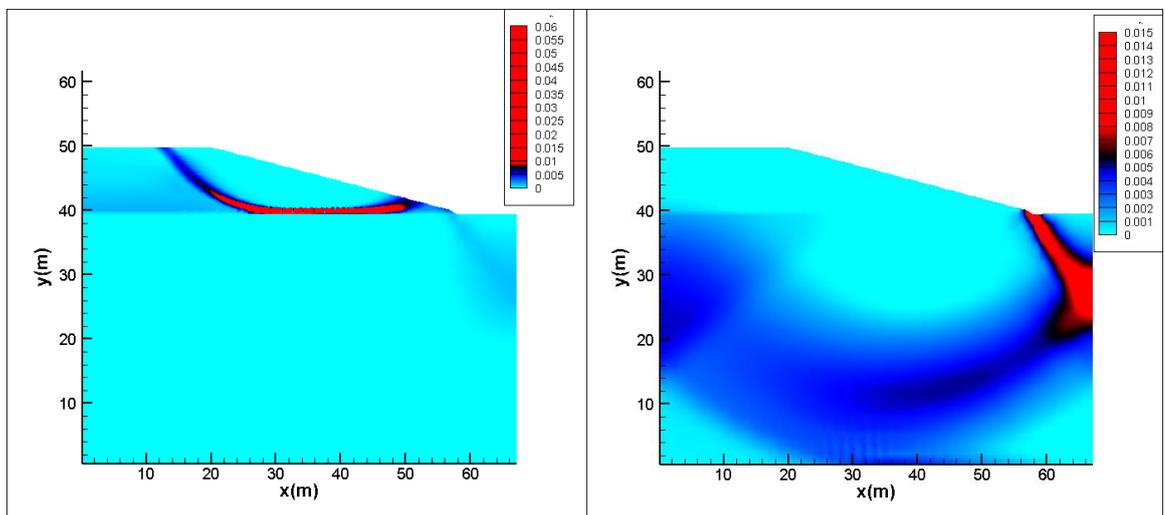
Figure 3.6:  $\beta = 15^\circ$ ; $d/h=3$  (Tecplot).



(a):  $Cu_1/Cu_2=0.4$

(b) :  $Cu_1/Cu_2=4$

Figure 3.7:  $\beta = 15^\circ$  ;  $d/h=4$  (Tecplot).



(a):  $Cu_1/Cu_2=0.4$

(b) :  $Cu_1/Cu_2=4$

Figure 3.8 :  $\beta = 15^\circ$  ;  $d/h=5$  (Tecplot).

Les figures 3.9-3.12 montrent la variation de facteur de sécurité en fonction du rapport  $Cu_1/Cu_2$ .

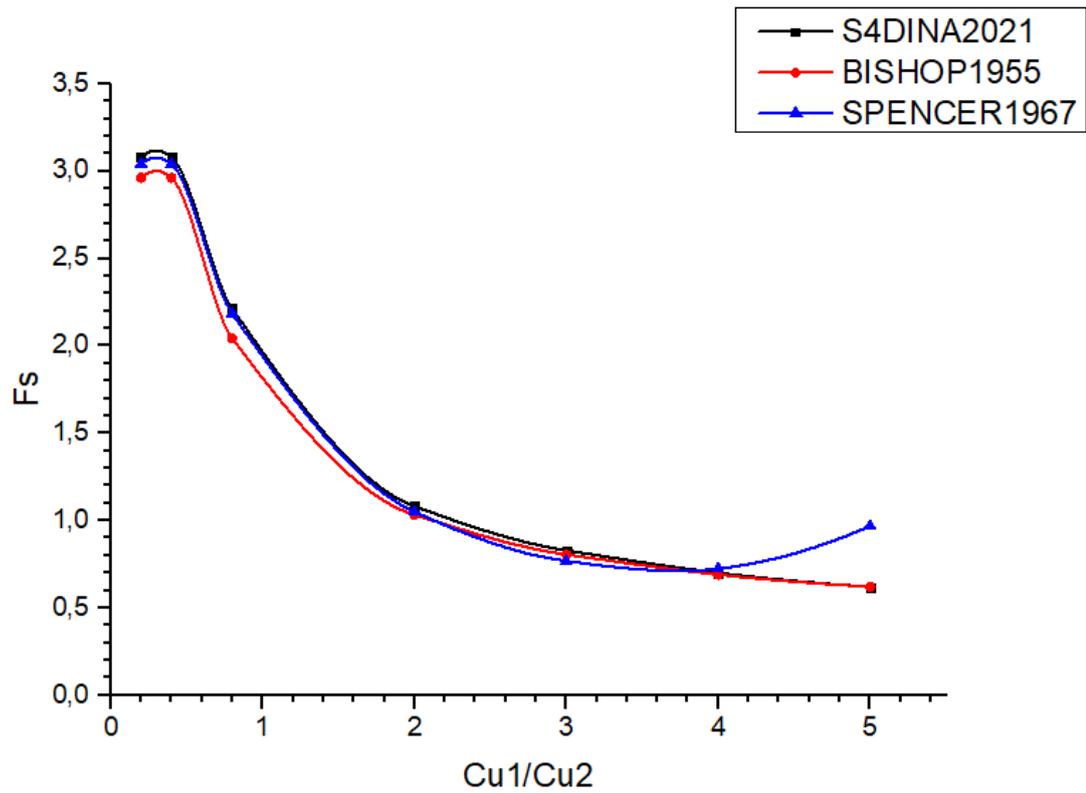


Figure 3.9: Courbe de  $F_s$  en fonction de  $Cu1/Cu2$  ( $d/h = 2$  ;  $\beta = 15^\circ$ ).

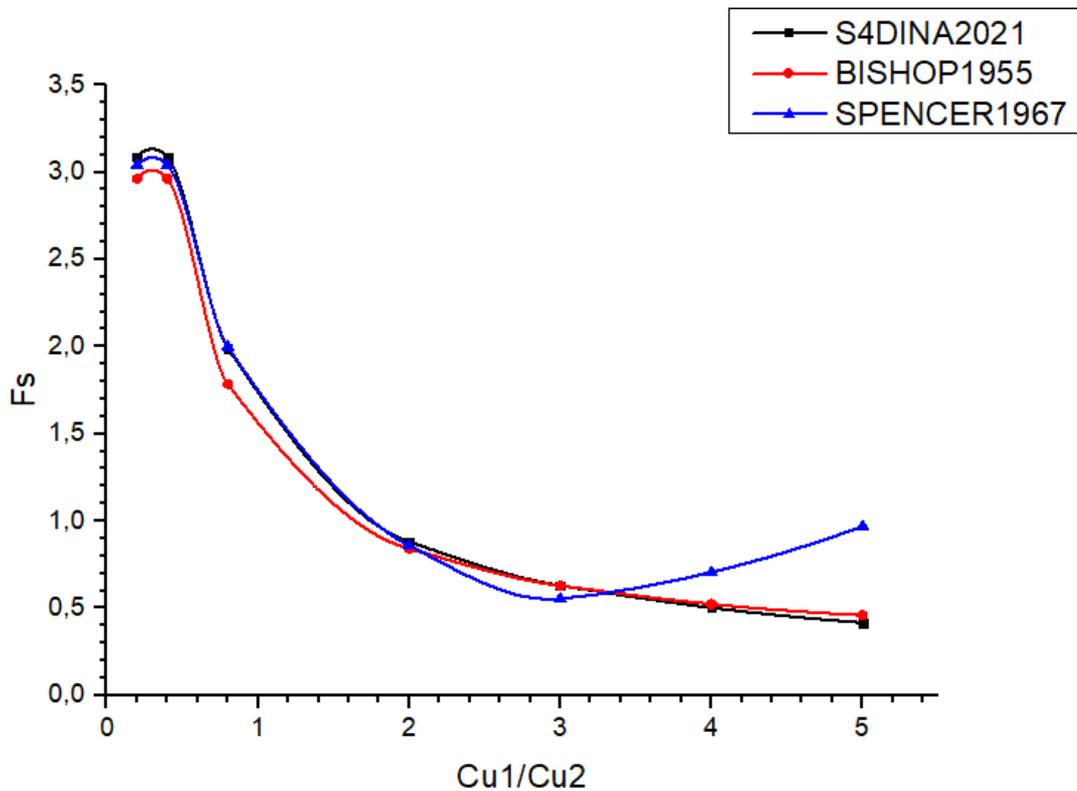


Figure 3.10: Courbe de  $F_s$  en fonction de  $Cu1/Cu2$  ( $d/h = 3$  ;  $\beta = 15^\circ$ ).

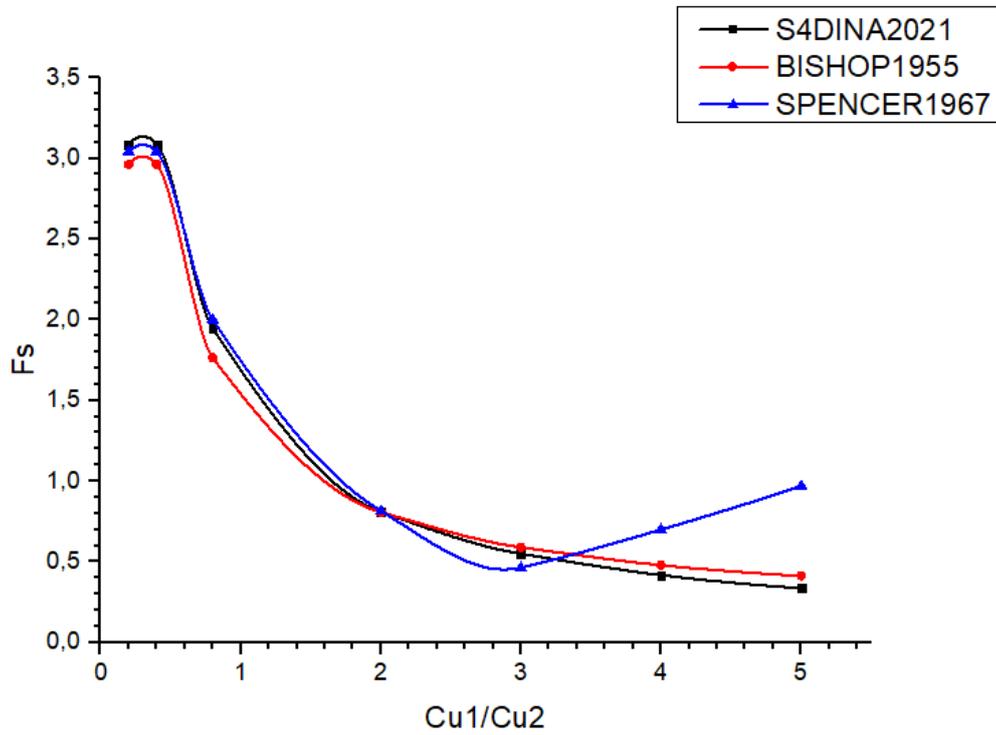


Figure 3.11: Courbe de  $F_s$  en fonction de  $Cu1/Cu2$  ( $d/h = 4 ; \beta = 15^\circ$ )

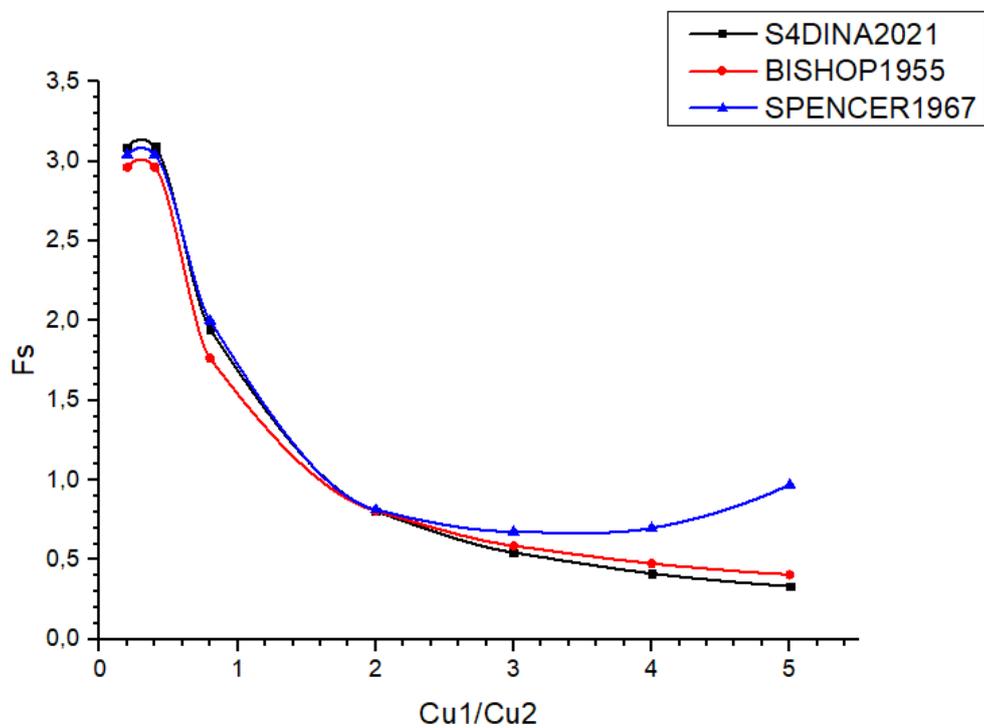
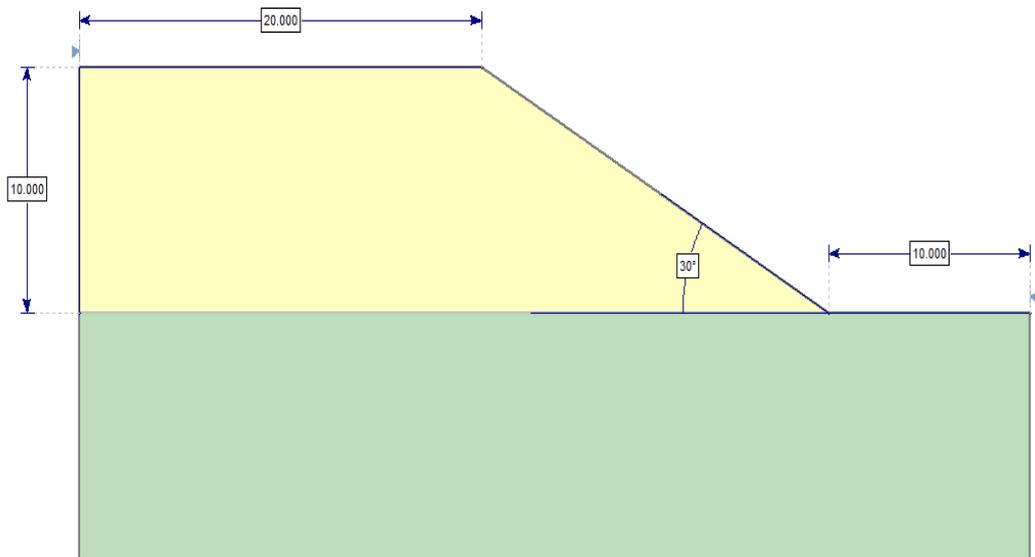


Figure 3.12: Courbe de  $F_s$  en fonction de  $Cu1/Cu2$  ( $d/h = 5 ; \beta = 15^\circ$ )

### Commentaires :

- Les valeurs de  $F_s(S^4DINA)$ ,  $F_s(Bishop)$  et  $F_s(Spencer)$  sont très proche quand  $Cu1/Cu2 < 4$  pour  $d/h = 2$  et  $Cu1/Cu2 < 2$  pour  $d/h = 3, 4$  et  $5$ .
- Les valeurs de  $F_s$  (spencer) augmente quand  $Cu1/Cu2 > 4$  pour  $d/h=2$  et  $Cu1/Cu2 > 3$  pour  $d/h=3, 4$  et  $5$ . Alors que pour  $S^4DINA$  et Bishop ces valeurs diminuent.
- Les cercles de rupture se situent dans la couche supérieure quand  $d/h = 0.4$ .
- Les cercles de rupture ont lieu dans la couche inférieure quand  $d/h = 4$ .

### 3.2. Etude de pente $\beta = 30^\circ$ :

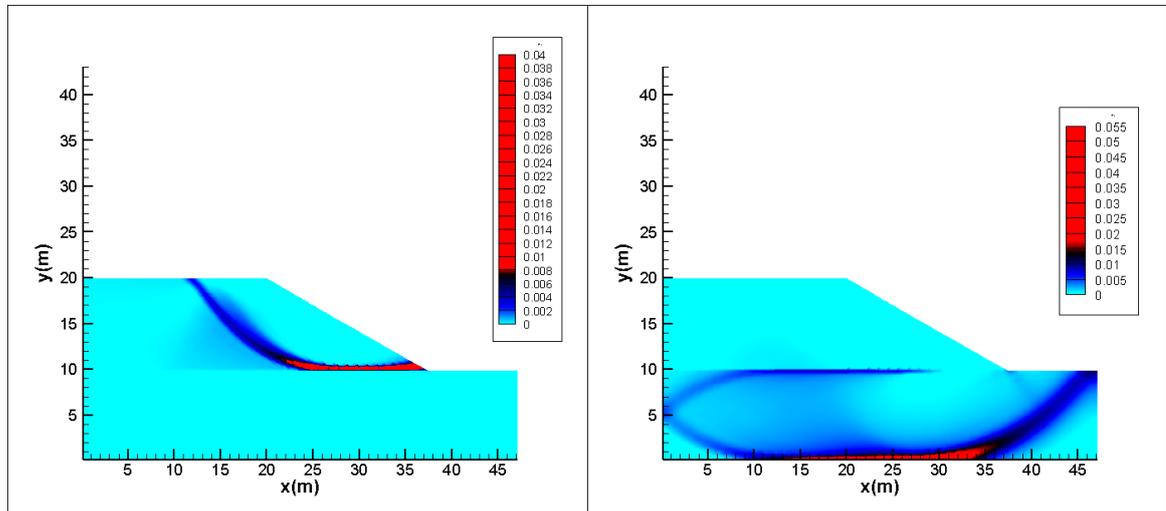


**Figure3.13:**Dimensions de la pente ( $\beta = 30^\circ$ ).

**Tableau 3.3 :** Les valeurs du  $F_s$  pour  $\beta = 30^\circ$

d/h	Cu1/Cu2	$F_s$ (S <sup>4</sup> DINA)	$F_s$ (Bishop)	$F_s$ (Spencer)
2	0.2	2.077	1.987	2.043
	0.4	2.077	1.987	2.044
	0.8	1.887	1.627	1.783
	2	0.921	0.853	0.876
	3	0.696	0.678	1.354
	4	0.577	0.593	1.508
	5	0.480	0.538	1.588
3	0.2	2.078	1.987	2.043
	0.4	2.078	1.987	2.044
	0.8	1.830	1.571	1.771
	2	0.773	0.756	0.898
	3	0.531	0.568	1.354
	4	0.408	0.474	1.508
	5	0.333	0.417	1.588
4	0.2	2.085	1.987	2.043
	0.4	2.085	1.987	2.044
	0.8	1.829	1.571	1.771
	2	0.770	0.756	0.898
	3	0.528	0.568	1.354
	4	0.407	0.474	1.508
	5	0.333	0.417	1.588
5	0.2	2.089	1.987	2.043
	0.4	2.089	1.987	2.044
	0.8	1.828	1.571	1.771
	2	0.771	0.755	0.898
	3	0.529	0.564	1.354
	4	0.408	0.564	1.508
	5	0.334	0.404	1.588

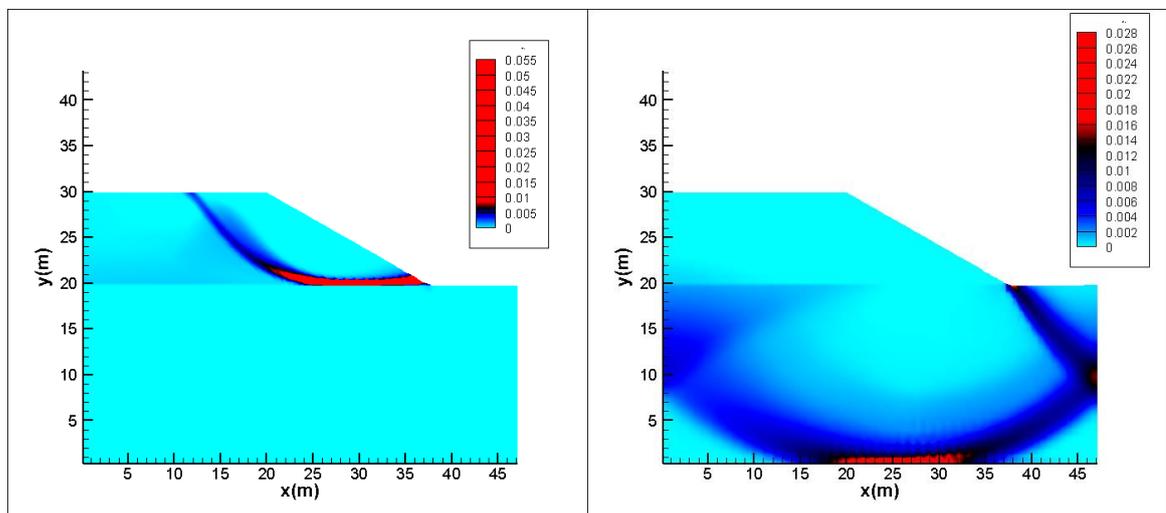
Les figures 3.14-3.17 montrent le mécanisme de rupture (cercle de glissement),  $\beta = 30^\circ$



(a):  $Cu1/Cu2=0.4$

(b) :  $Cu1/Cu2=4$

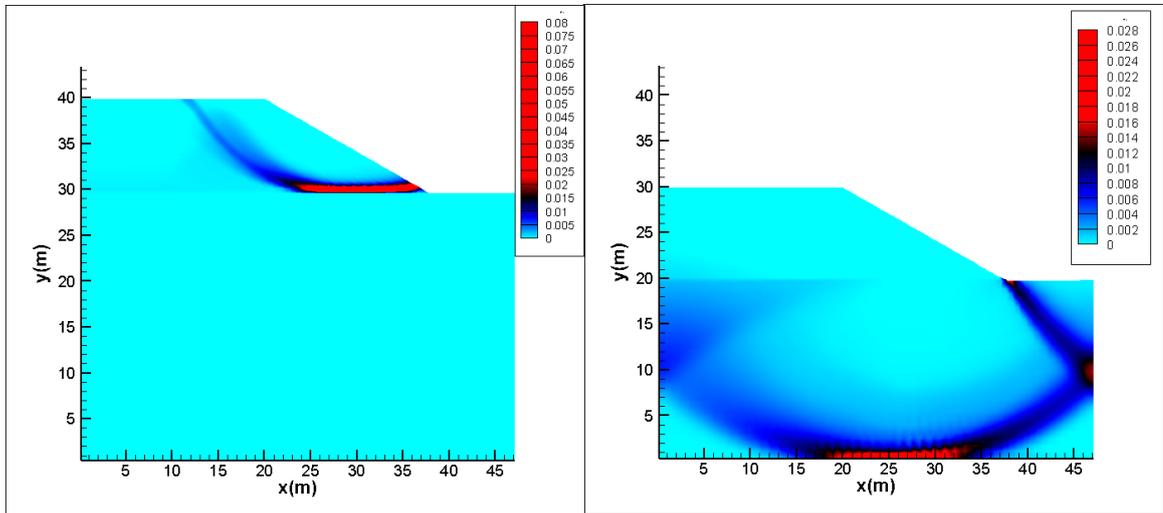
Figure 3.14:  $\beta = 30^\circ$  ;  $d/h=2$  (Tecplot).



(a):  $Cu1/Cu2=0.4$

(b) :  $Cu1/Cu2=4$

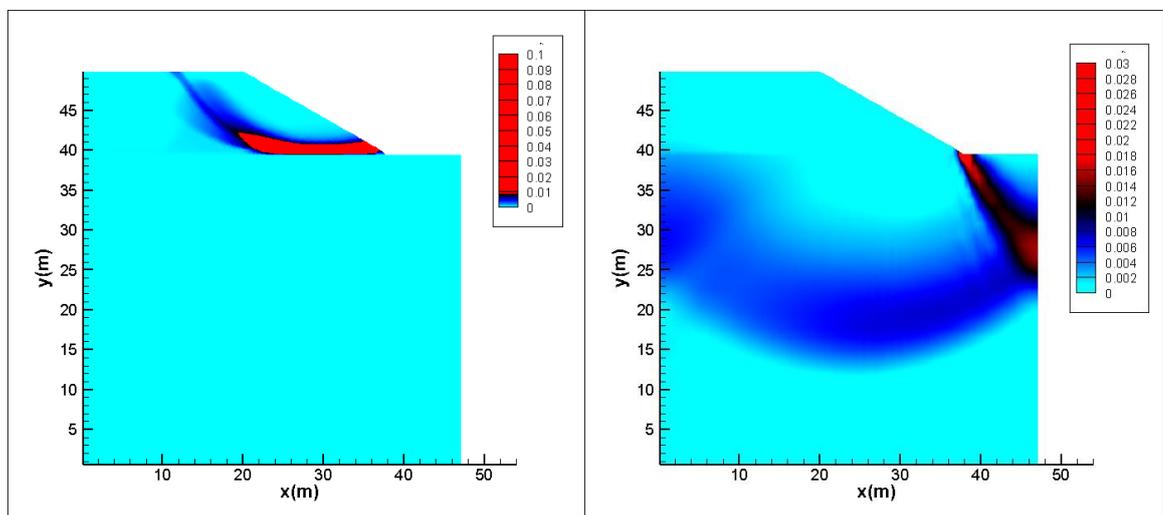
Figure 3.15:  $\beta = 30^\circ$  ;  $d/h=3$  (Tecplot).



(a):  $Cu1/Cu2=0.4$

(b) :  $Cu1/Cu2=4$

Figure 3.16:  $\beta = 30^\circ$  ;  $d/h=4$  (Tecplot).



(a):  $Cu1/Cu2=0.4$

(b) :  $Cu1/Cu2=4$

Figure 3.17:  $\beta = 30^\circ$  ;  $d/h=5$  (Tecplot).

Les figures 2.18-2.21 montrent la variation du  $F_s$  en fonction du rapport  $Cu1/Cu2$ .

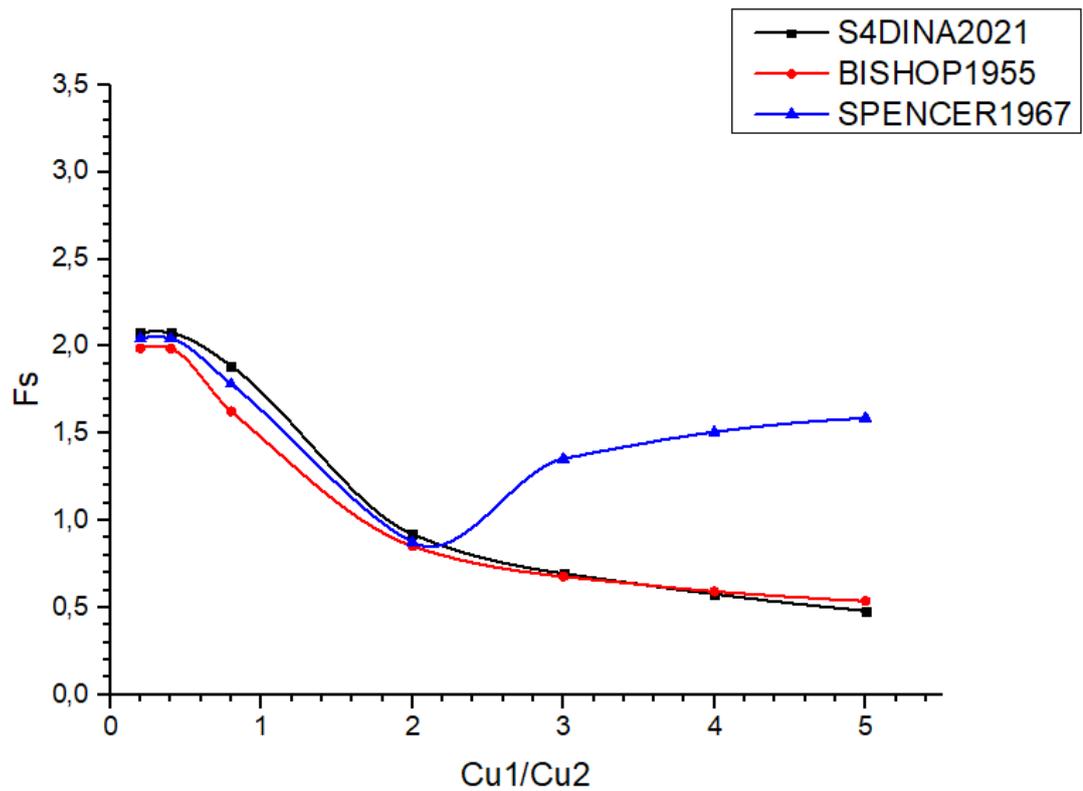


Figure 3.18: Courbe de  $F_s$  en fonction de  $Cu1/Cu2$  ( $d/h = 2$  ;  $\beta = 30^\circ$ ).

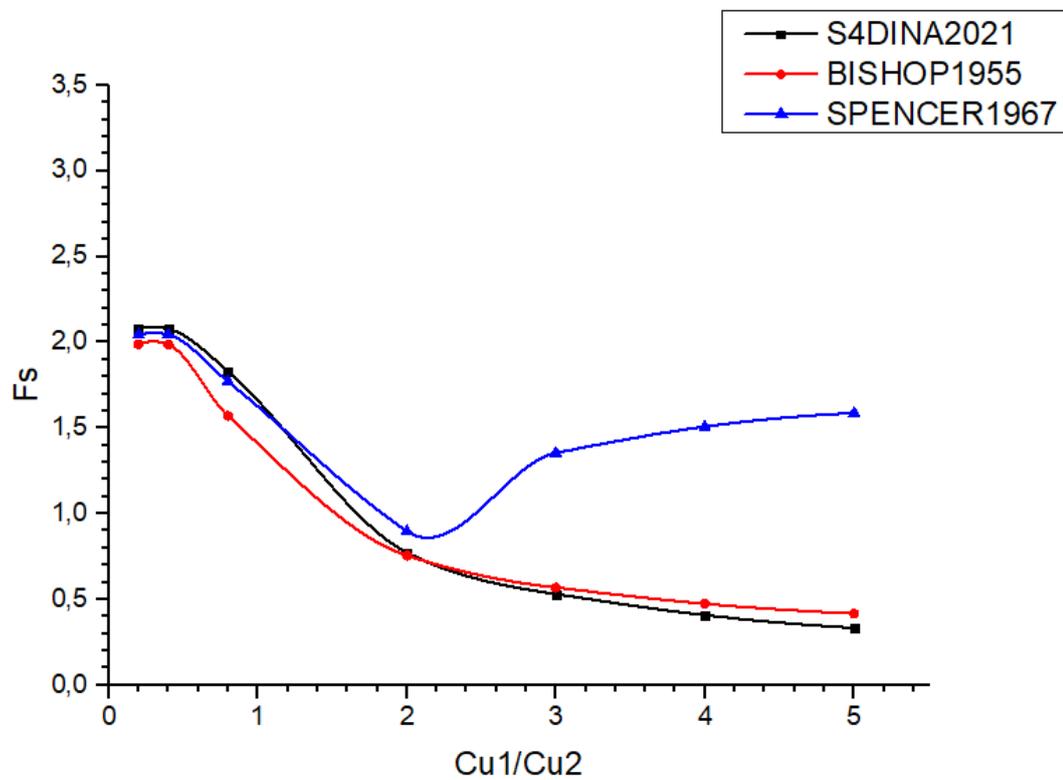


Figure 3.19: Courbe de  $F_s$  en fonction de  $Cu1/Cu2$  ( $d/h = 3$  ;  $\beta = 30^\circ$ ).

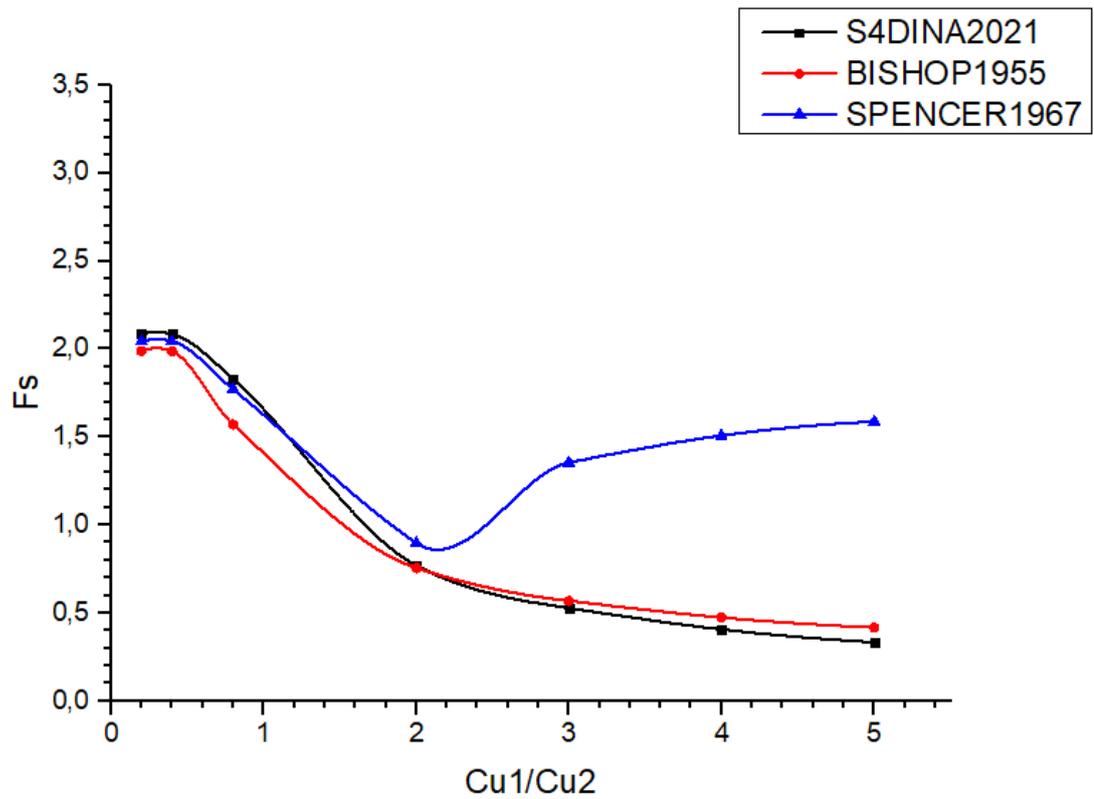


Figure 3.20: Courbe de  $F_s$  en fonction de  $Cu1/Cu2$  ( $d/h = 4$  ;  $\beta = 30^\circ$ ).

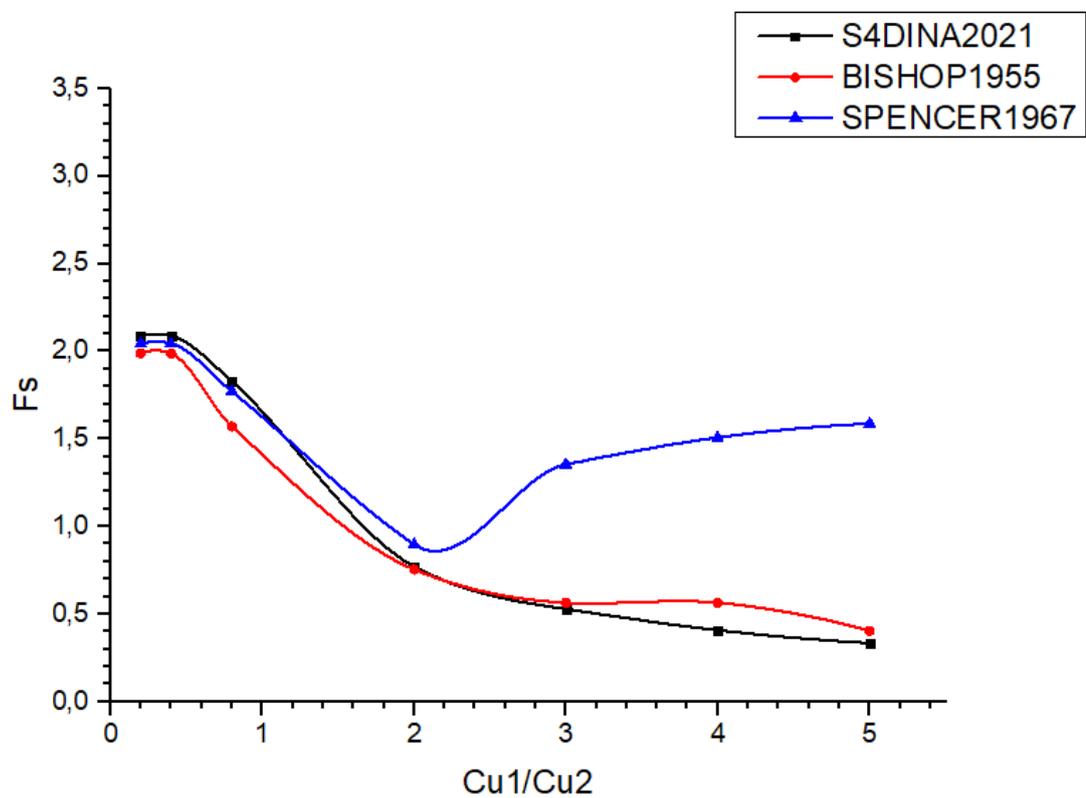


Figure 3.21: Courbe de  $F_s$  en fonction de  $Cu1/Cu2$  ( $d/h = 5$  ;  $\beta = 30^\circ$ ).

### Commentaire :

- Les valeurs de  $F_s(S^4DINA)$ ,  $F_s(Bishop)$  et  $F_s(Spencer)$  sont très proche quand  $Cu1/Cu2 < 2$  ( $d/h = 2$ ) et  $Cu1/Cu2 < 1.5$  ( $d/h = 3, 4$  et  $5$ ).
- Les valeurs de  $F_s$  (Spencer) augmente quand  $Cu1/Cu2 > 2$  Alors que pour  $S^4DINA$  et Bishop ces valeurs diminuent.
- Les cercles de rupture se situent dans la couche supérieure quand  $d/h = 0.4$ .
- Les cercles de rupture ont lieu dans la couche inférieure quand  $d/h = 4$ .
- Quand  $d/h > 3$  la variation de  $F_s$  dans les 3 méthodes reste constante.

### 3.3. Etude de pente $\beta = 45^\circ$ :

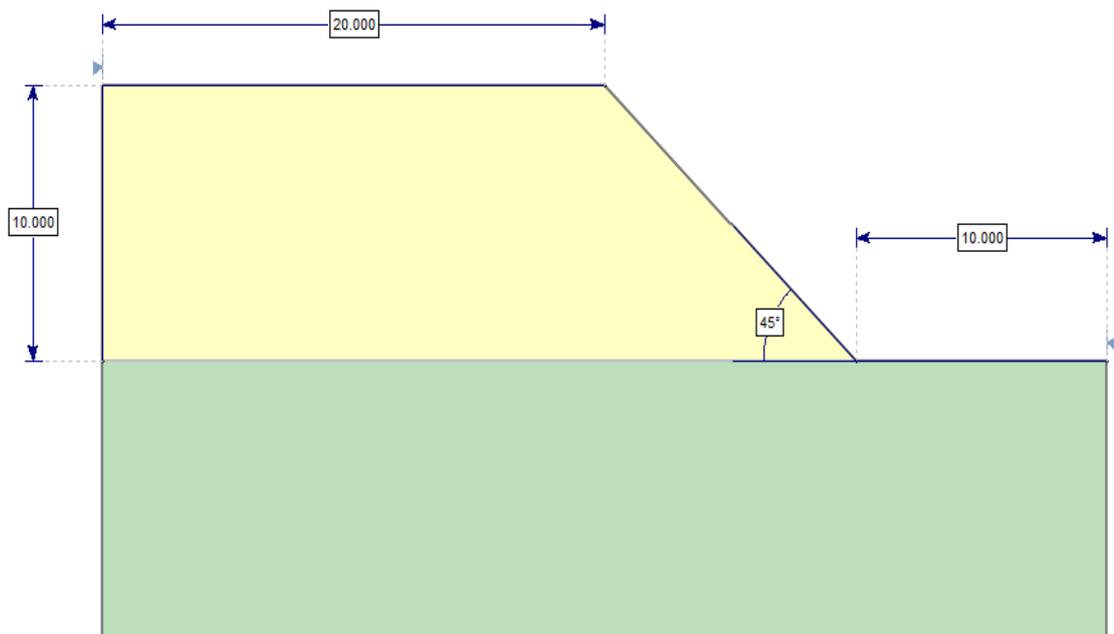
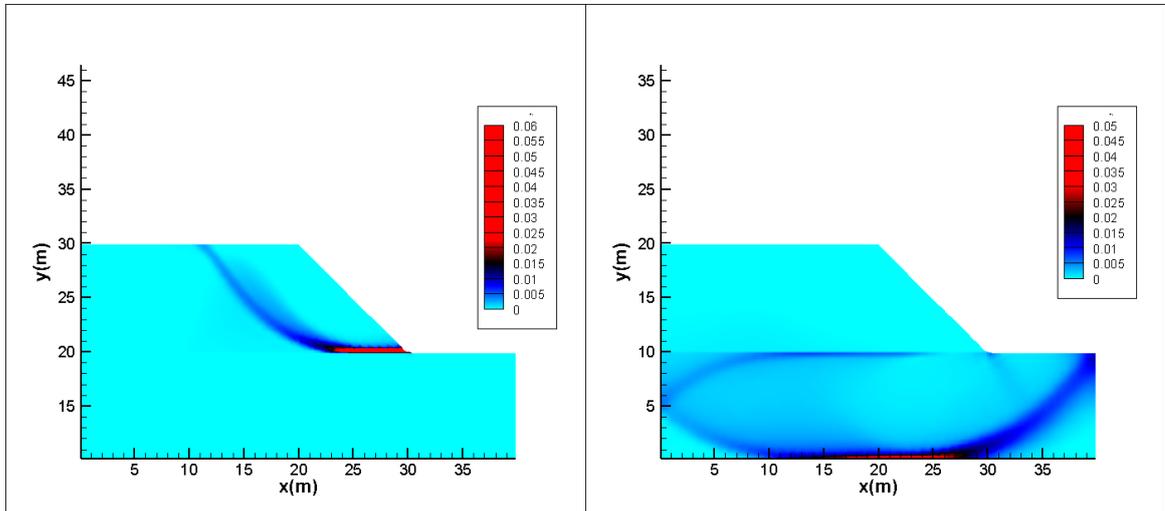


Figure 3.22: Dimensions de la pente ( $\beta = 45^\circ$ .)

Tableau 3.4: Les résultats de  $\beta = 45^\circ$

d/h	Cu1/Cu2	Fs(S <sup>4</sup> DINA)	Fs(Bishop)	Fs(Spencer)
2	0.2	1.681	1.585	1.685
	0.4	1.681	1.582	1.685
	0.8	1.681	1.582	1.652
	2	0.862	0.787	1.540
	3	0.641	0.632	1.678
	4	0.517	0.553	1.697
	5	0.429	0.504	1.759
3	0.2	1.684	1.582	1.685
	0.4	1.684	1.582	1.685
	0.8	1.683	1.582	1.652
	2	0.750	0.729	1.539
	3	0.518	0.550	1.678
	4	0.401	0.460	1.715
	5	0.331	0.404	1.759
4	0.2	1.687	1.582	1.685
	0.4	1.687	1.582	1.685
	0.8	1.688	1.582	1.652
	2	0.747	0.729	1.539
	3	0.514	0.550	1.677
	4	0.397	0.459	1.715
	5	0.327	0.406	1.759
5	0.2	1.690	1.582	1.685
	0.4	1.690	1.582	1.685
	0.8	1.691	1.582	1.652
	2	0.747	0.729	1.539
	3	0.515	0.550	1.678
	4	0.398	0.459	1.715
	5	0.327	0.406	1.759

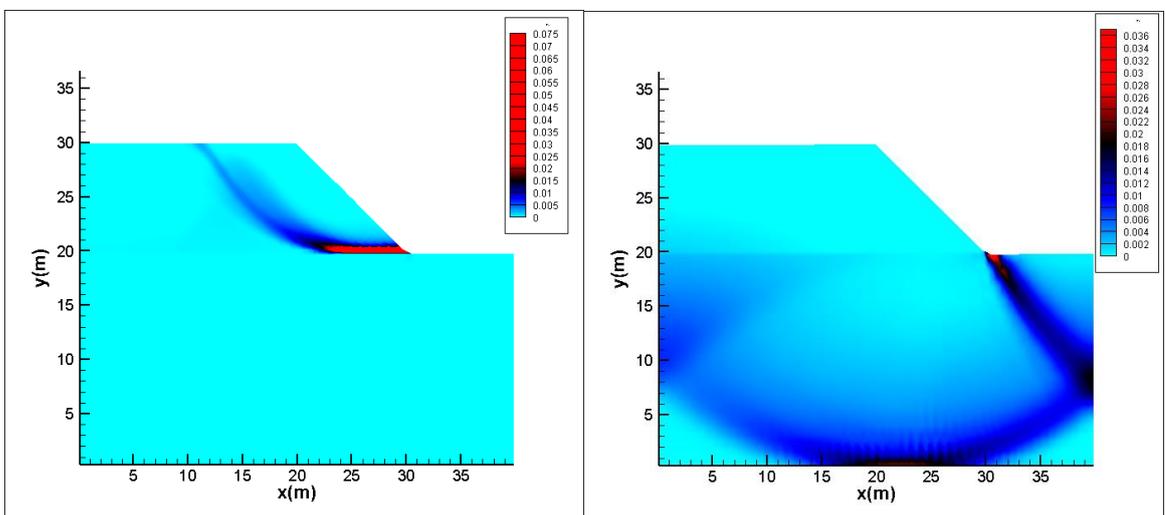
Les figures 3.23-3.26 montrent le mécanisme de rupture (cercle de glissement),  $\beta = 45^\circ$



(a):  $Cu1/Cu2=0.4$

(b) :  $Cu1/Cu2=4$

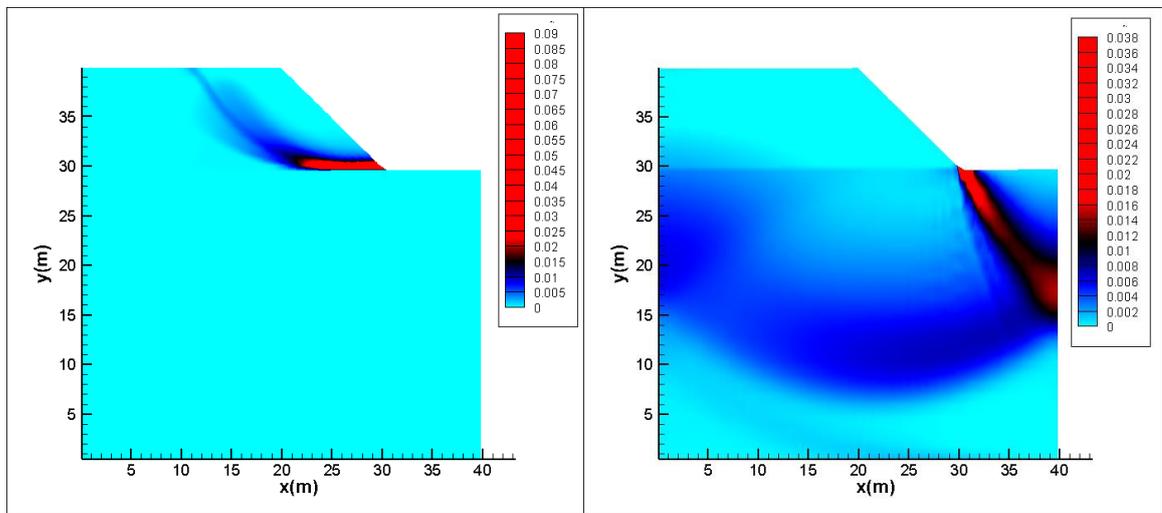
**Figure 3.23:**  $\beta = 45^\circ$  ;  $d/h=2$  (Tecplot).



(a):  $Cu1/Cu2=0.4$

(b) :  $Cu1/Cu2=4$

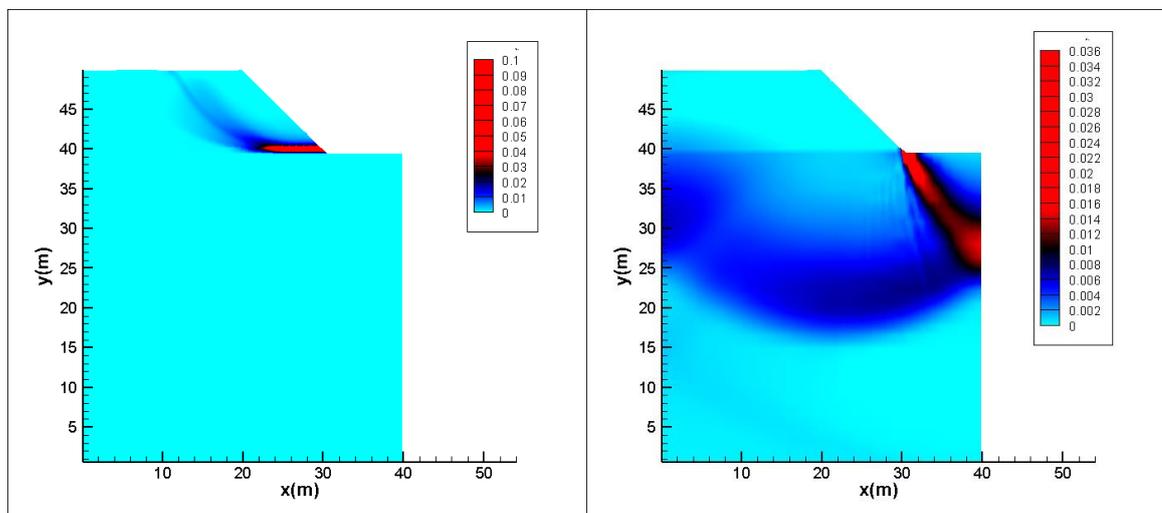
**Figure 3.24:**  $\beta = 45^\circ$  ;  $d/h=3$  (Tecplot).



(a):  $Cu1/Cu2=0.4$

(b) :  $Cu1/Cu2=4$

Figure 3.25:  $\beta = 45^\circ$  ;  $d/h=4$  (Tecplot).



(a):  $Cu1/Cu2=0.4$

(b) :  $Cu1/Cu2=4$

Figure 3.26:  $\beta = 45^\circ$  ;  $d/h=5$  (Tecplot).

Les figures 2.27-2.30 montrent la variation du  $F_s$  en fonction du rapport  $Cu1/Cu2$ .

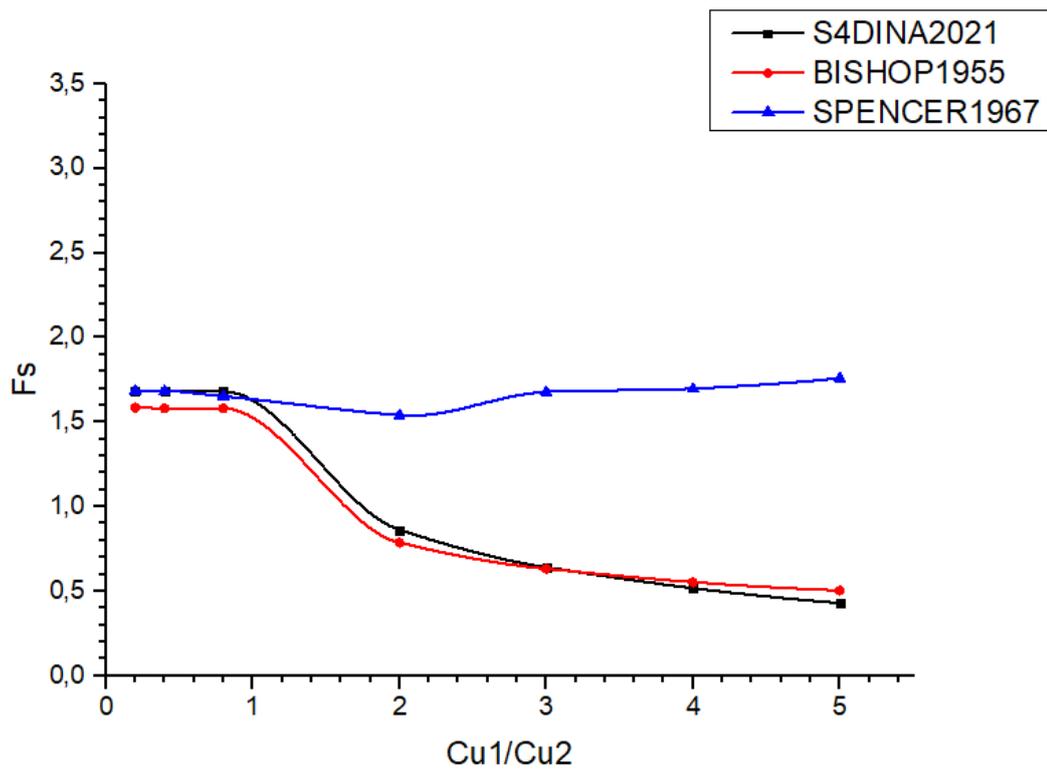


Figure 3.27: Courbe de  $F_s$  en fonction de  $Cu1/Cu2$  ( $d/h = 2$  ;  $\beta = 45^\circ$ ).

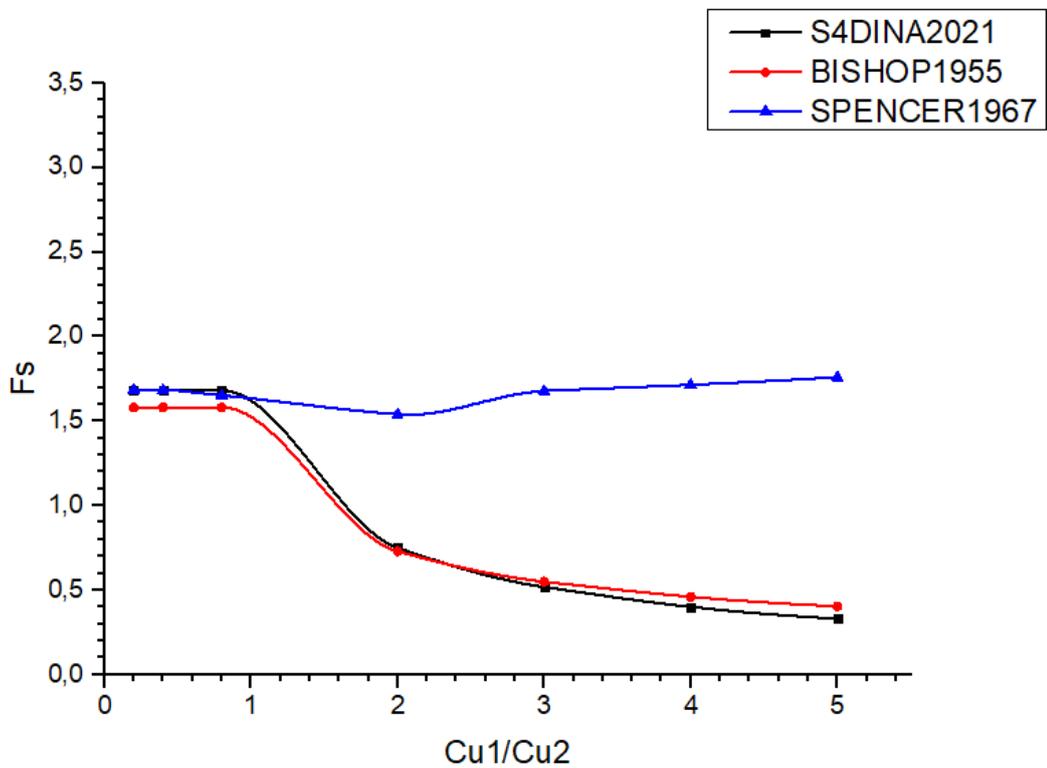


Figure 3.28: Courbe de  $F_s$  en fonction de  $Cu1/Cu2$  ( $d/h = 3$  ;  $\beta = 45^\circ$ ).

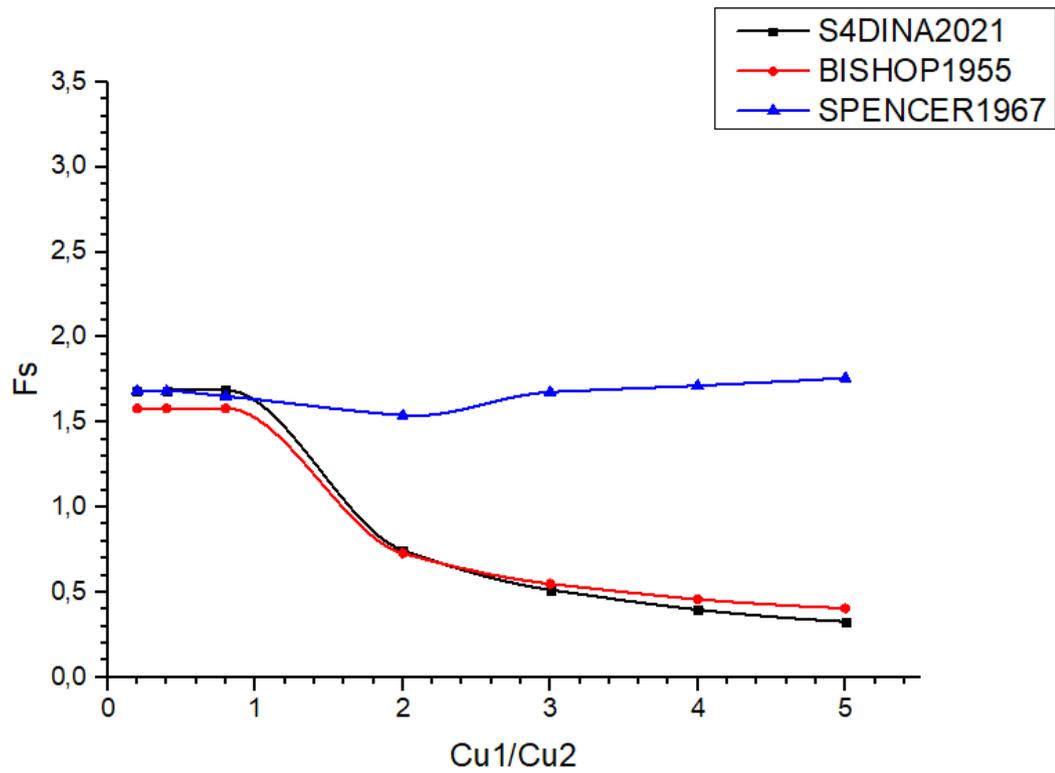


Figure 3.29: Courbe de  $F_s$  en fonction de  $Cu1/Cu2$  ( $d/h = 4$  ;  $\beta = 45^\circ$ ).

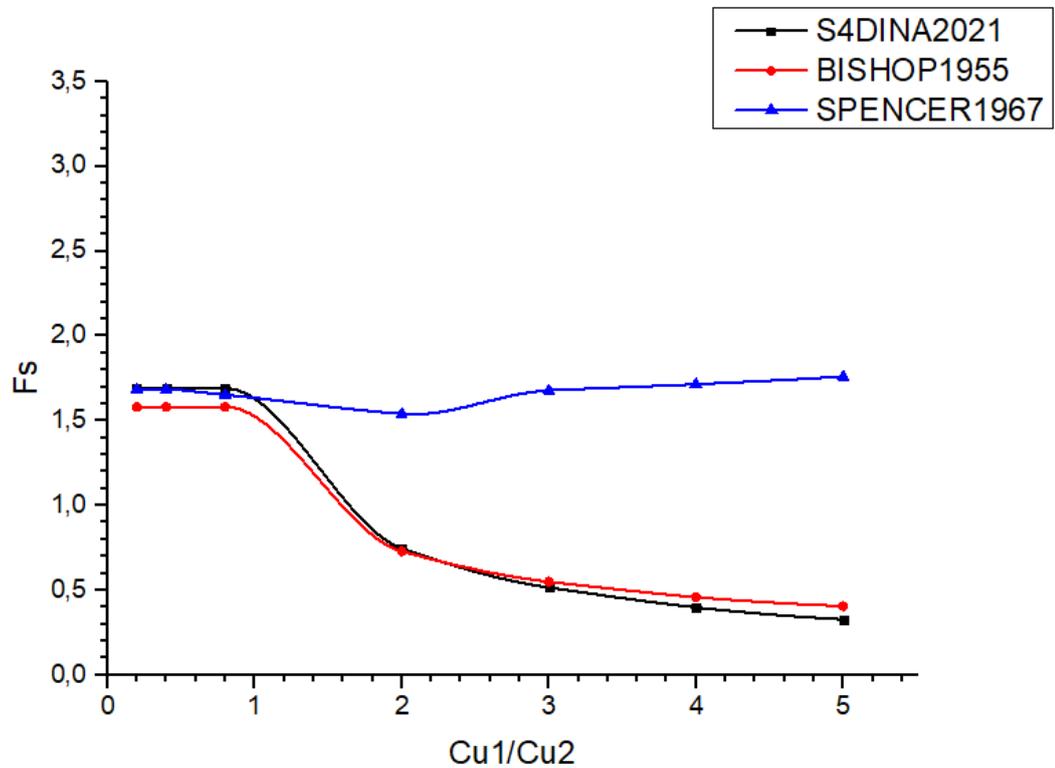
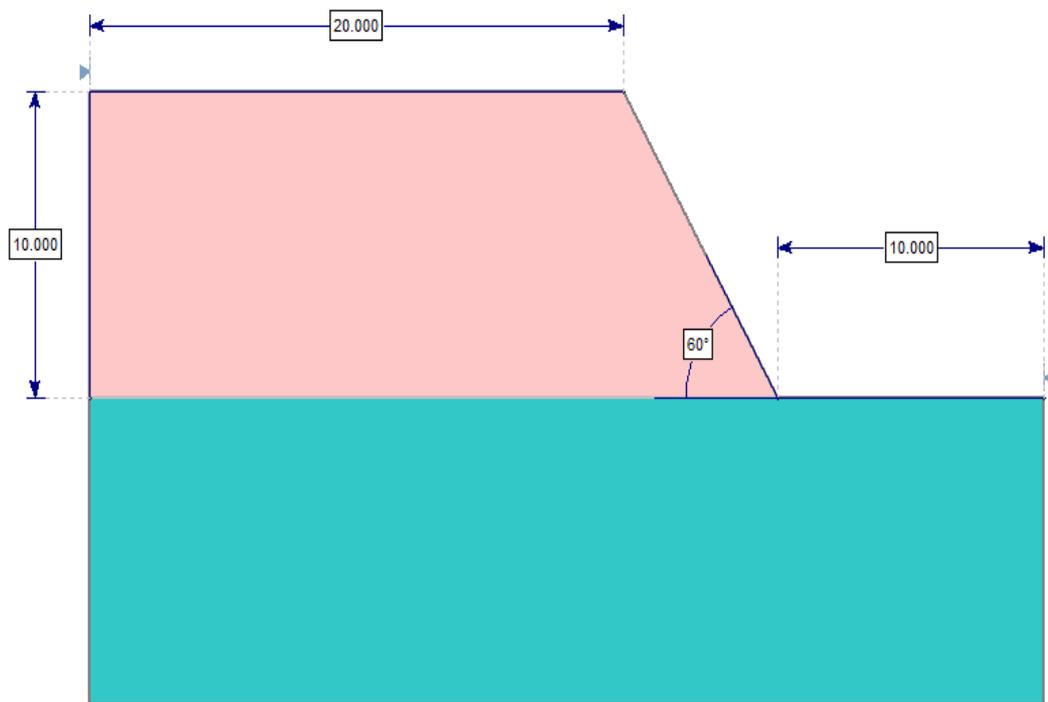


Figure 3.30: Courbe de  $F_s$  en fonction de  $Cu1/Cu2$  ( $d/h = 5$  ;  $\beta = 45^\circ$ ).

### Commentaire :

- Les valeurs de  $F_s$ (S4DINA),  $F_s$ (Bishop) sont très proches.
- Les valeurs de  $F_s$  (spencer) sont très élevé quand  $Cu1/Cu2 > 1$ .
- Quand  $d/h > 3$  la variation de  $F_s$  dans les 3 méthodes reste constante.
- Les cercles de rupture se situent dans la couche supérieure quand  $d/h = 0.4$ .
- Les cercles de rupture ont lieu dans la couche inférieure quand  $d/h = 4$ .

### 3.4. Etude de pente $\beta = 60^\circ$ :

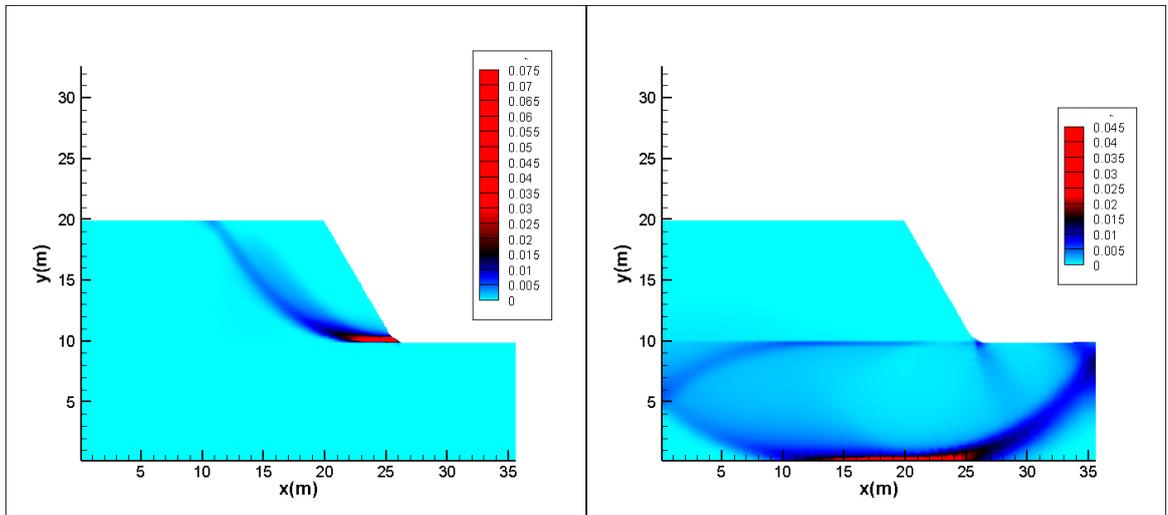


**Figure 3.31:**Dimensions de la pente ( $\beta = 60^\circ$ ).

**Tableau 3.5 : Les valeurs du  $F_s$  pour  $\beta = 60^\circ$**

d/h	Cu1/Cu2	Fs(S4DINA)	Fs(Bishop)	Fs(Spencer)
2	0.2	1.441	1.327	1.689
	0.4	1.441	1.327	1.689
	0.8	1.441	1.328	1.689
	2	0.820	0.749	1.612
	3	0.597	0.604	1.707
	4	0.476	0.529	1.707
	5	0.394	0.489	1.707
3	0.2	1.446	1.327	1.689
	0.4	1.446	1.327	1.689
	0.8	1.446	1.328	1.689
	2	0.750	0.711	1.612
	3	0.523	0.541	1.707
	4	0.407	0.453	1.707
	5	0.336	0.398	1.707
4	0.2	1.449	1.327	1.689
	0.4	1.449	1.327	1.689
	0.8	1.448	1.328	1.689
	2	0.751	0.711	1.612
	3	0.524	0.541	1.707
	4	0.407	0.453	1.707
	5	0.336	0.398	1.707
5	0.2	1.450	1.327	1.689
	0.4	1.450	1.327	1.689
	0.8	1.449	1.328	1.689
	2	0.752	0.711	1.612
	3	0.524	0.541	1.707
	4	0.408	0.453	1.707
	5	0.336	0.398	1.707

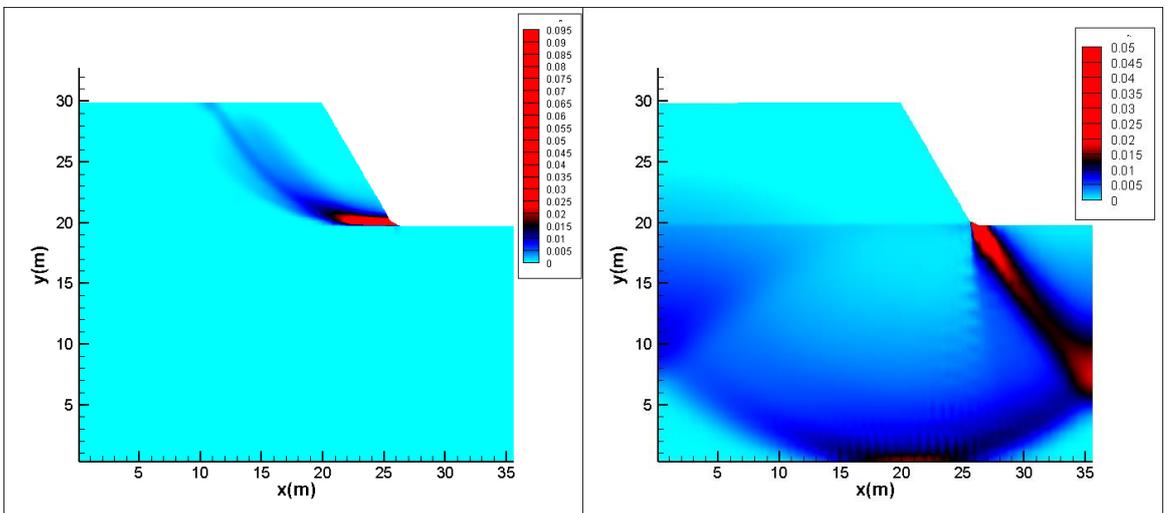
Les figures 3.32-3.35 montrent le mécanisme de rupture (cercle de glissement),  $\beta = 60^\circ$ .



(a):  $Cu1/Cu2 = 0.4$

(b) :  $Cu1/Cu2 = 4$

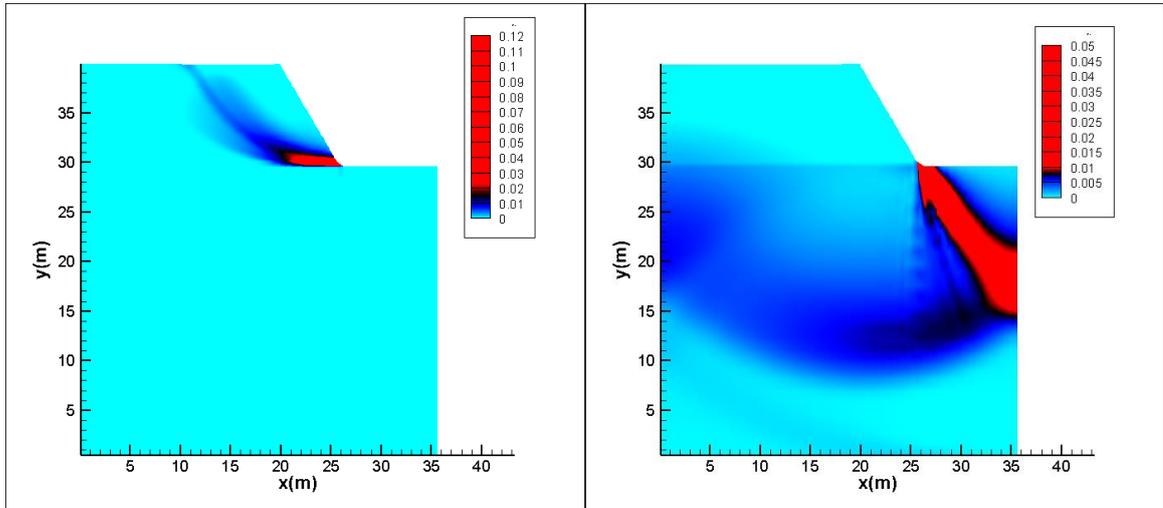
Figure 3.32:  $\beta = 60^\circ$  ;  $d/h = 2$  (Tecplot).



(a):  $Cu1/Cu2 = 0.4$

(b) :  $Cu1/Cu2 = 4$

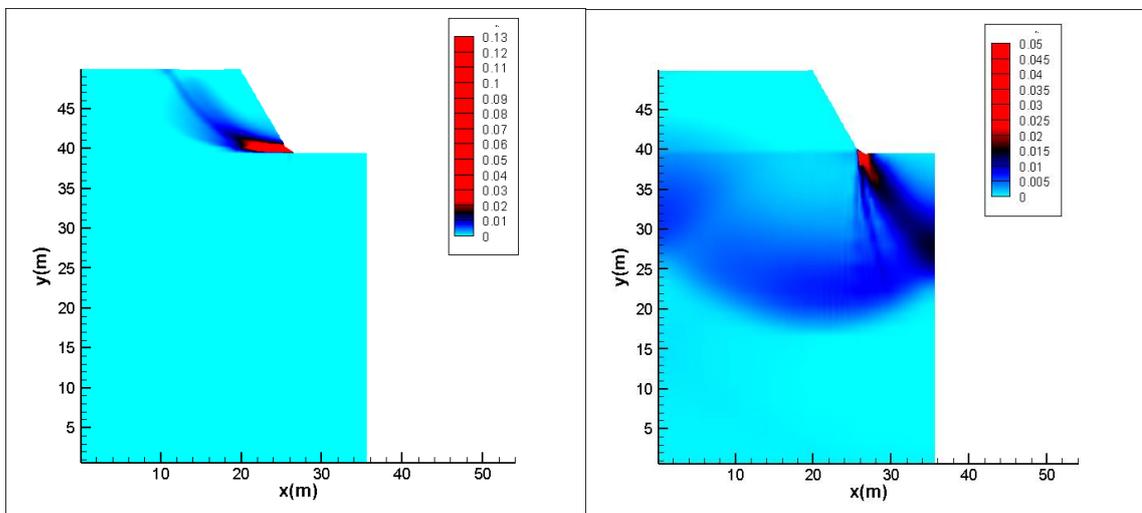
Figure 3.33:  $\beta = 60^\circ$  ;  $d/h = 3$  (Tecplot).



(a):  $Cu1/Cu2=0.4$

(b) :  $Cu1/Cu2=4$

Figure 3.34:  $\beta = 60^\circ$  ;  $d/h=4$ (Tecplot).



(a):  $Cu1/Cu2=0.4$

(b) :  $Cu1/Cu2=4$

Figure 3.35:  $\beta = 60^\circ$  ;  $d/h=5$  (Tecplot).

Les figures 2.26-2.39 montrent la variation du  $F_s$  en fonction du rapport  $Cu1/Cu2$ .

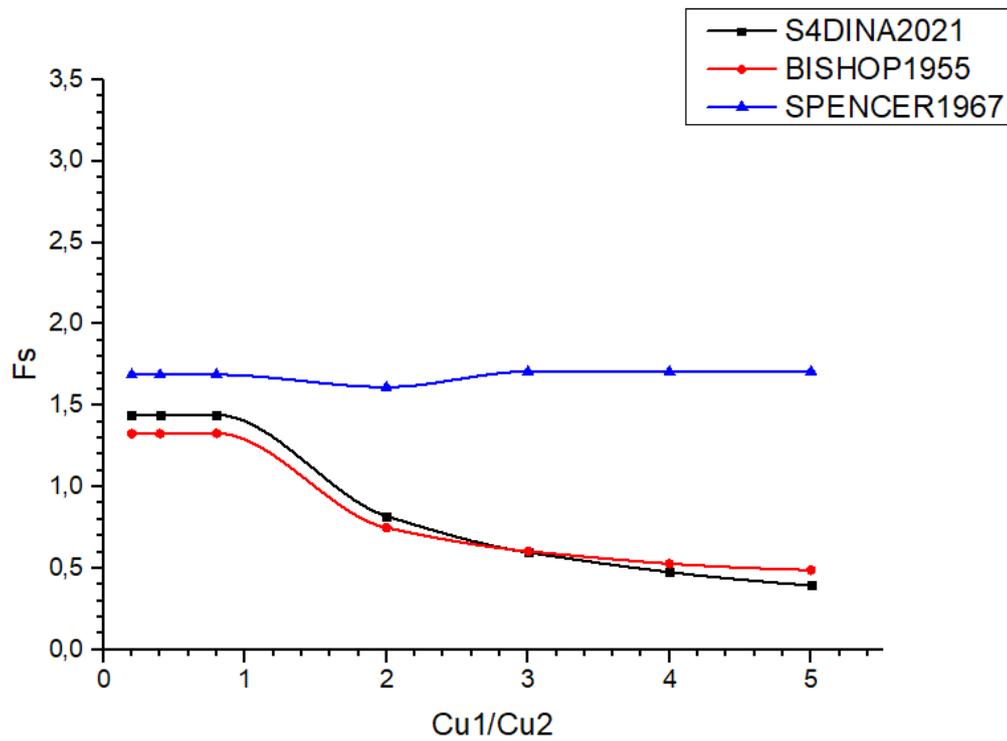


Figure 3.36: Courbe de  $F_s$  en fonction de  $Cu1/Cu2$  ( $d/h=2$  ;  $\beta = 60^\circ$ ).

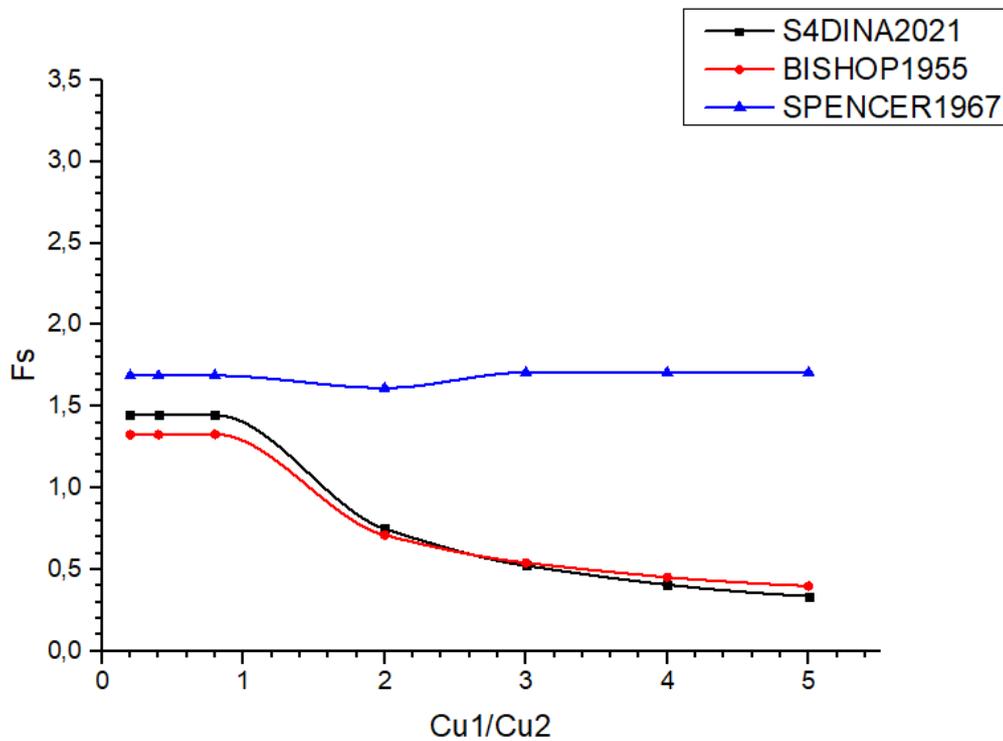


Figure 3.37: Courbe de  $F_s$  en fonction de  $Cu1/Cu2$  ( $d/h=3$  ;  $\beta = 60^\circ$ ).

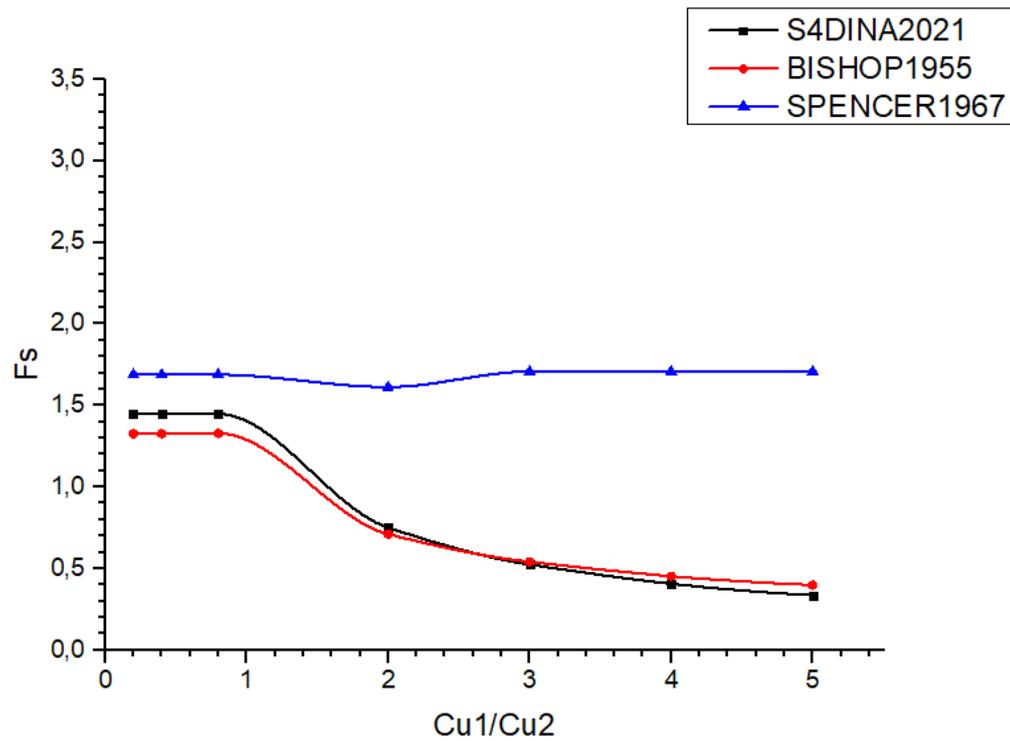


Figure 3.38: Courbe de  $F_s$  en fonction de  $Cu1/Cu2$  ( $d/h=4$  ;  $\beta = 60^\circ$ ).

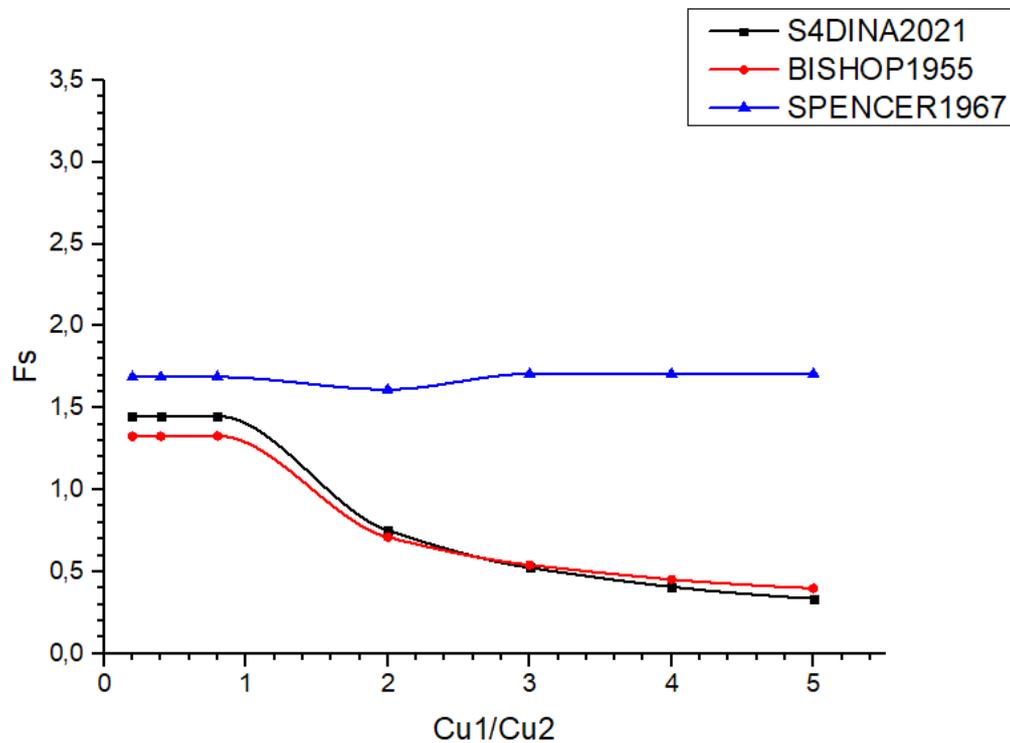


Figure 3.39: Courbe de  $F_s$  en fonction de  $Cu1/Cu2$  ( $d/h=5$  ;  $\beta = 60^\circ$ ).

### Commentaire :

- Les valeurs de  $F_s(S^4DINA)$ ,  $F_s(Bishop)$  sont très proches.
- Les valeurs de  $F_s$  (spencer) sont très élevées.
- Quand  $d/h > 3$  la variation de  $F_s$  dans les 3 méthodes reste constante.
- Les cercles de rupture se situent dans la couche supérieure quand  $d/h = 0.4$ .
- Les cercles de rupture ont lieu dans la couche inférieure quand  $d/h = 4$ .
- Quand l'angle  $\beta$  est plus grand à  $45^\circ$  la méthode de Spencer a échoué.
- Il existe une valeur caractéristique au de laquelle Spencer dévier.

### 3.5. Etude de pente $\beta = 75^\circ$ :

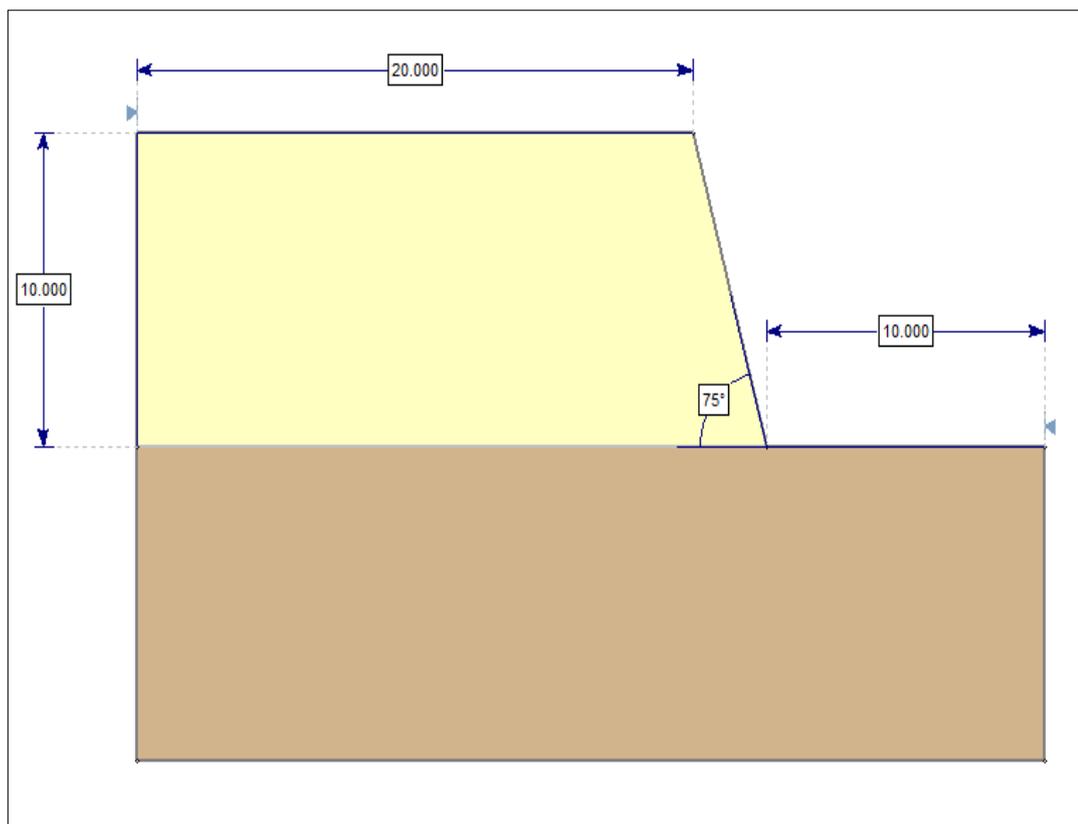
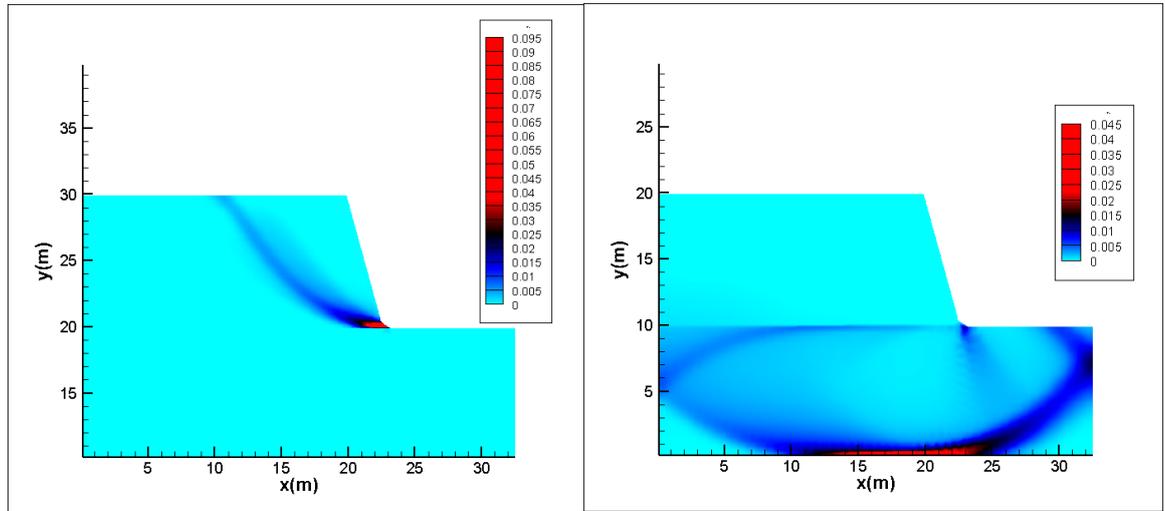


Figure 3.40: Dimensions de la pente ( $\beta = 75^\circ$ ).

**Tableau 3.6 : Les valeurs du  $F_s$  pour  $\beta = 75^\circ$**

d/h	Cu1/Cu2	$F_s(S^4DINA)$	$F_s(Bishop)$	$F_s(Spencer)$
2	0.2	1.257	1.127	1.322
	0.4	1.257	1.127	1.322
	0.8	1.256	1.127	1.322
	2	0.794	0.720	1.343
	3	0.573	0.588	1.343
	4	0.456	0.512	1.099
	5	0.376	0.470	1.022
3	0.2	1.259	1.127	1.322
	0.4	1.259	1.127	1.322
	0.8	1.259	1.127	1.322
	2	0.742	0.695	1.343
	3	0.518	0.587	1.343
	4	0.402	0.451	1.099
	5	0.327	0.398	1.022
4	0.2	1.261	1.127	1.322
	0.4	1.261	1.127	1.322
	0.8	1.260	1.127	1.322
	2	0.743	0.695	1.343
	3	0.519	0.587	1.343
	4	0.402	0.451	1.099
	5	0.326	0.398	1.022
5	0.2	1.261	1.127	1.322
	0.4	1.261	1.127	1.322
	0.8	1.260	1.127	1.322
	2	0.744	0.695	1.343
	3	0.519	0.587	1.343
	4	0.402	0.451	1.099
	5	0.327	0.398	1.022

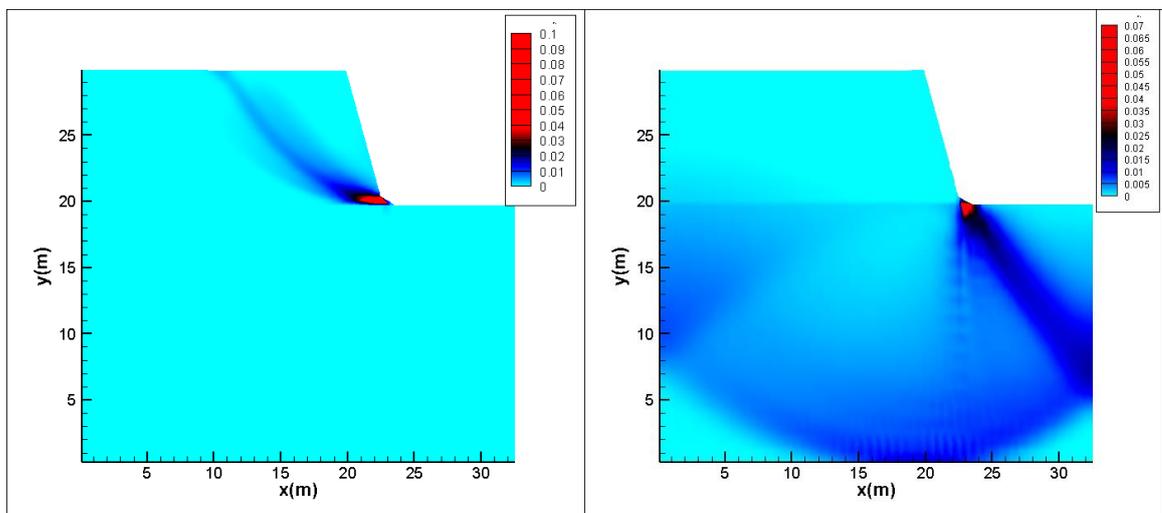
Les figures 3.41-3.44 montrent le mécanisme de rupture (cercle de glissement),  $\beta = 75^\circ$ .



(a):  $Cu1/Cu2 = 0.4$

(b) :  $Cu1/Cu2 = 4$

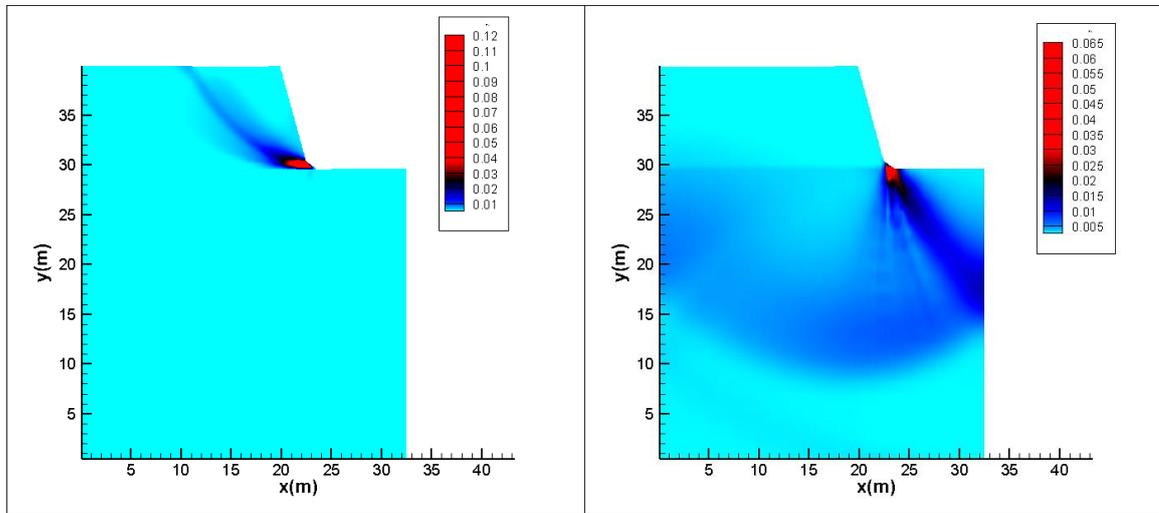
Figure 3.41:  $\beta = 75^\circ$  ;  $d/h = 2$  (Tecplot).



(a):  $Cu1/Cu2 = 0.4$

(b) :  $Cu1/Cu2 = 4$

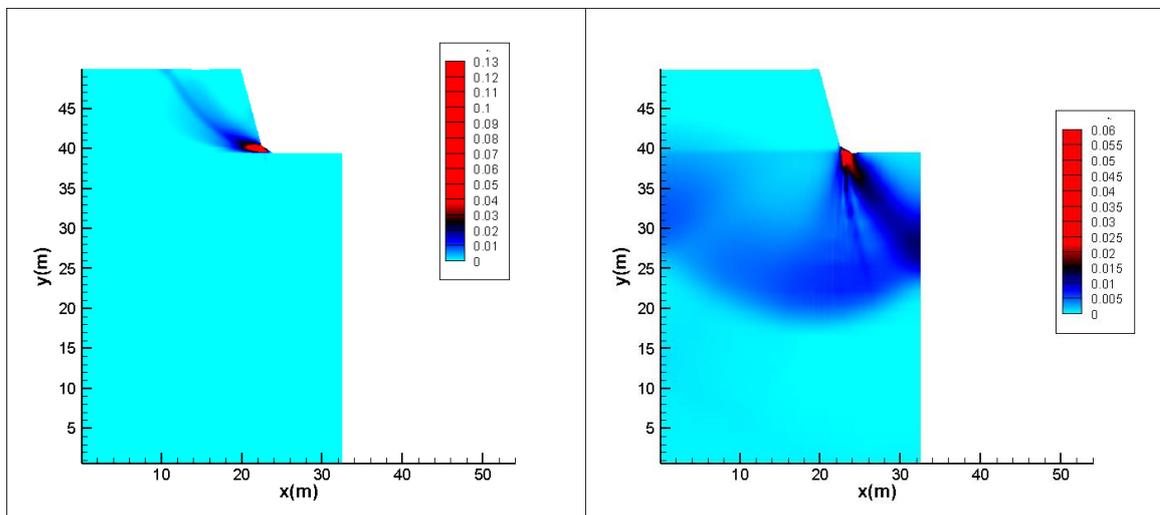
Figure 3.42:  $\beta = 75^\circ$  ;  $d/h = 3$  (Tecplot).



(a):Cu1/Cu2=0.4

(b) :Cu1/Cu2=4

Figure 3.43:  $\beta = 75^\circ$  ;d/h=4 (Tecplot).



(a):Cu1/Cu2=0.4

(b) :Cu1/Cu2=4

Figur e3.44:  $\beta = 75^\circ$  ;d/h=5 (Tecplot).

Les figures 2.45-2.48 montrent la variation du Fs en fonction du rapport Cu1/Cu2.

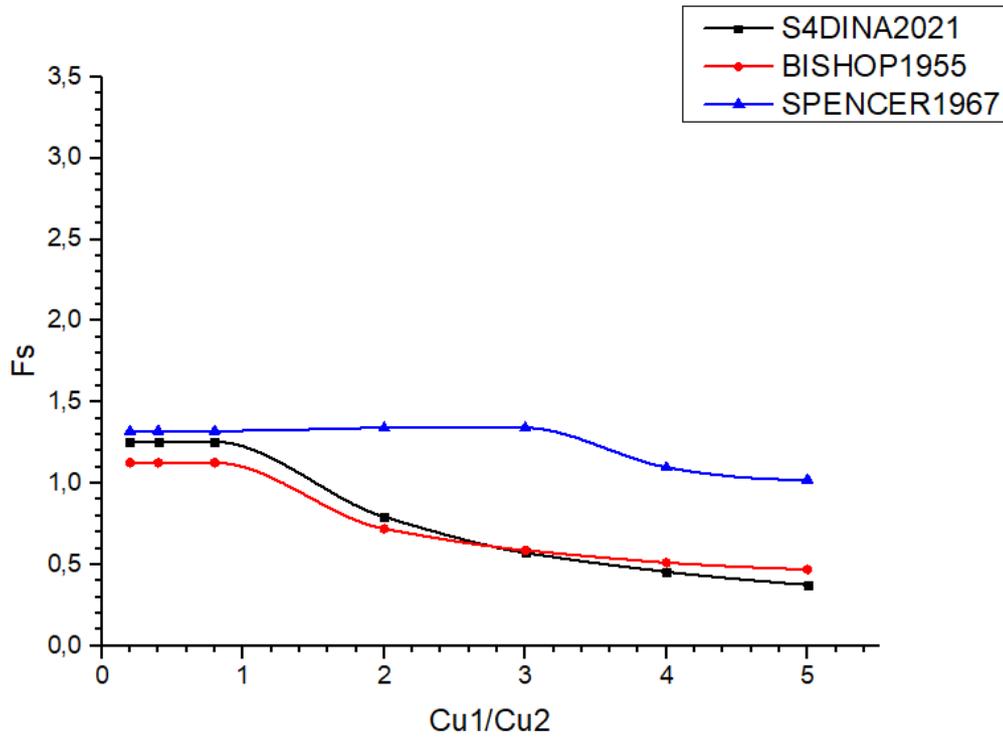


Figure 3.45: Courbe de  $F_s$  en fonction de  $Cu1/Cu2$  ( $d/h = 2$  ;  $\beta = 75^\circ$ ).

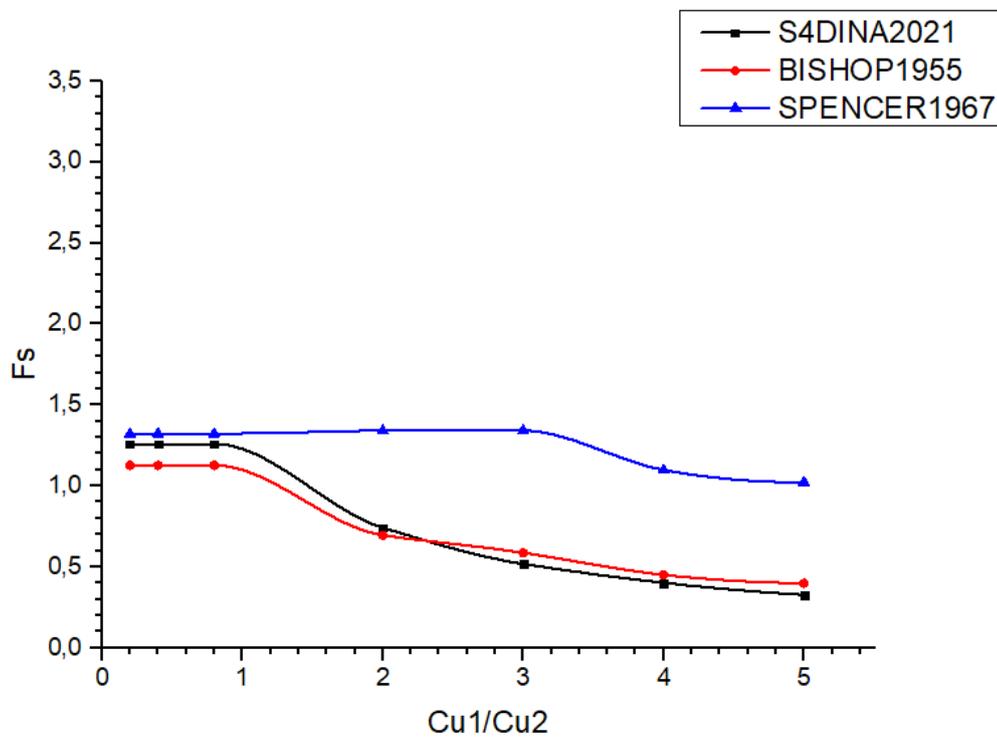


Figure 3.46: Courbe de  $F_s$  en fonction de  $Cu1/Cu2$  ( $d/h = 3$  ;  $\beta = 75^\circ$ ).

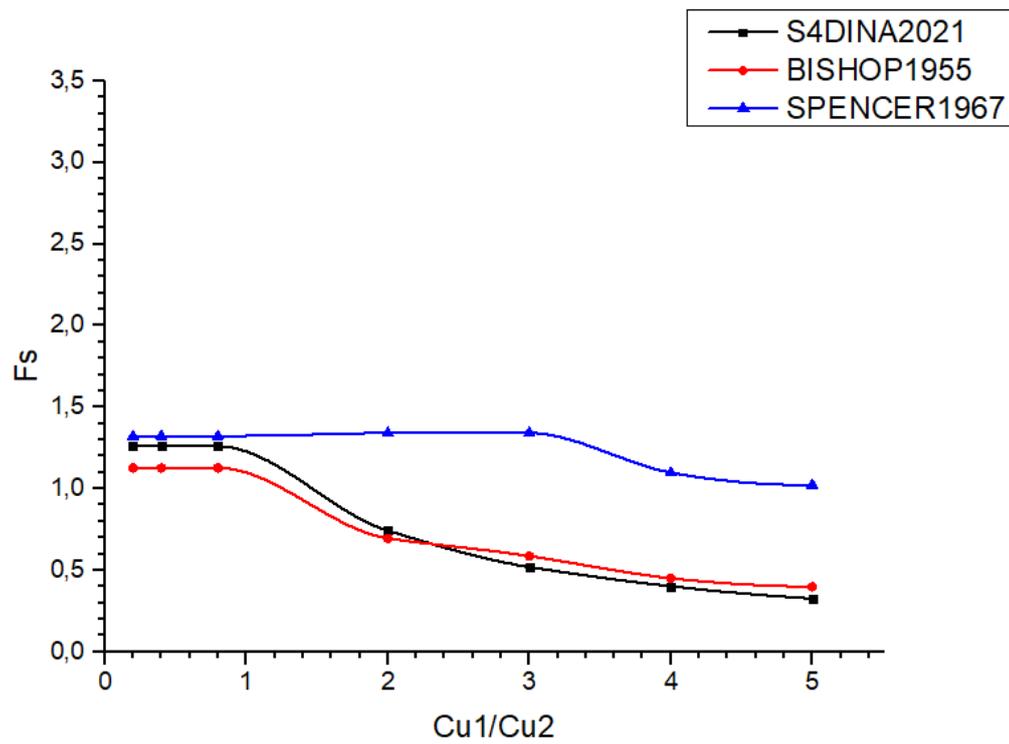


Figure 3.47: Courbe de  $F_s$  en fonction de  $Cu1/Cu2$  ( $d/h = 4$  ;  $\beta = 75^\circ$ ).

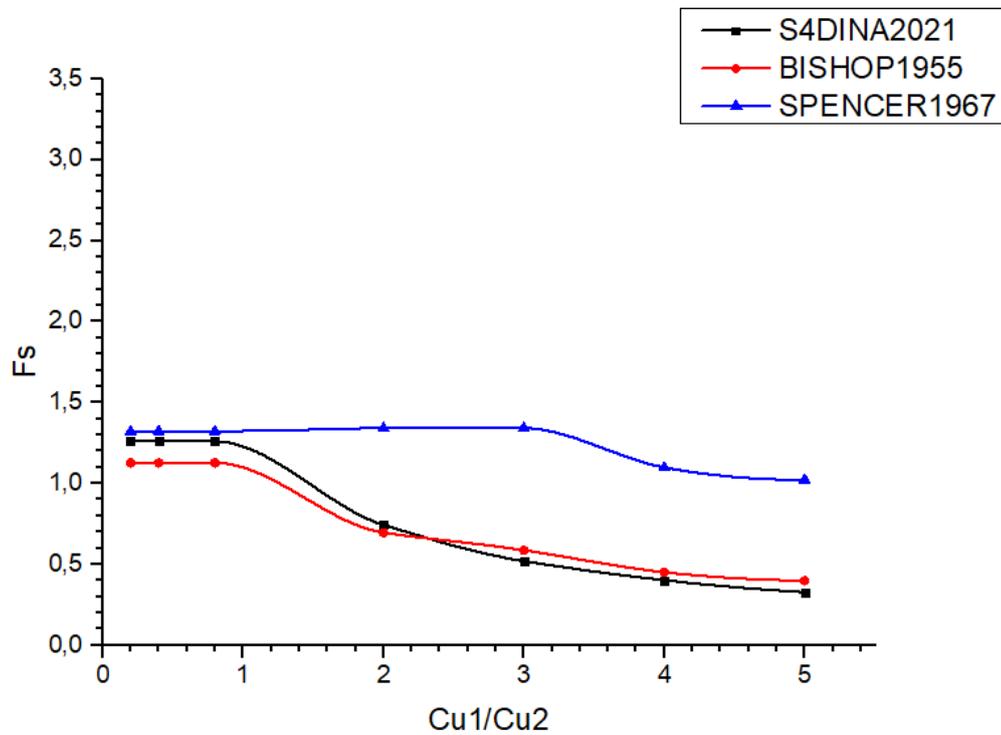


Figure 3.48: Courbe de  $F_s$  en fonction de  $Cu1/Cu2$  ( $d/h = 5$  ;  $\beta = 75^\circ$ ).

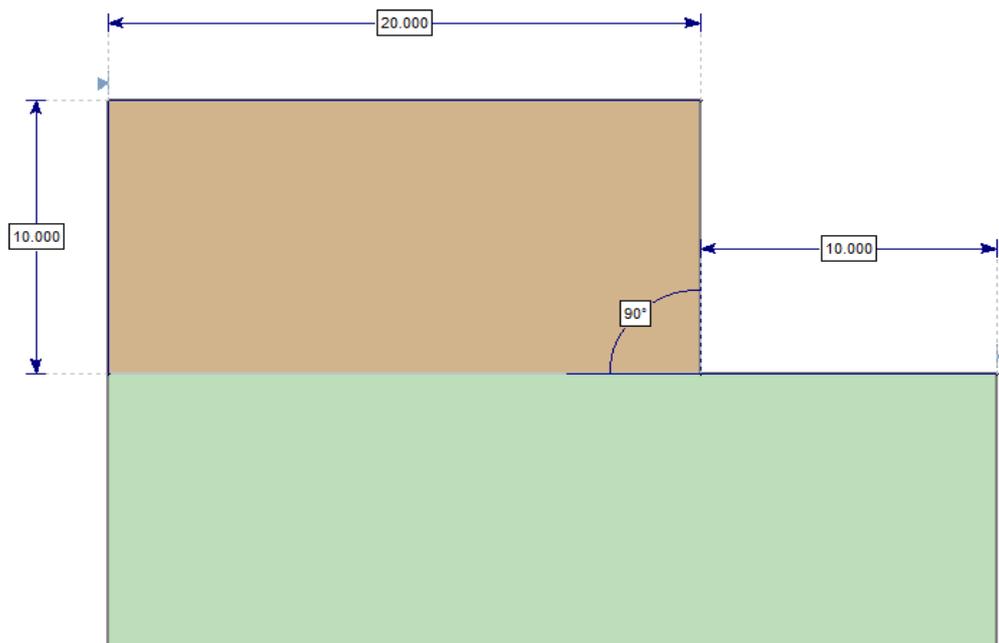
### Remarque :

On remarque que les résultats obtenus par la méthode de Bishop et SDIM sont assez proches, pour les différentes valeurs de  $\beta$  et  $d/h$ . D'autre part la méthode de Spencer a donné des résultats très éloignés des valeurs des autres méthodes en termes de facteur de sécurité et de surface de glissement surtout quand  $Cu1/Cu2 > 1$ .

Pour s'assurer de ces observations un dernier cas a été traité avec  $\beta = 90^\circ$ .

Les résultats obtenus sont présentés sur le tableau 3.7.

### 3.6. Etude de pente $\beta = 90^\circ$ :

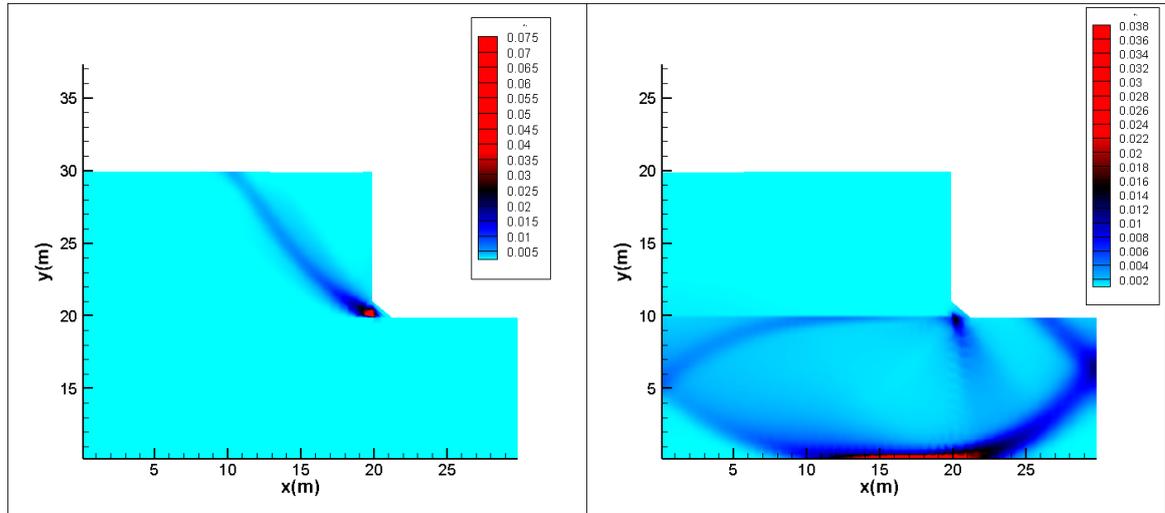


**Figure 3.49:**Dimensions de la pente ( $\beta = 90^\circ$ ).

**Tableau 3.7 : Les valeurs du Fs de  $\beta = 90^\circ$**

d/h	Cu1/Cu2	Fs(S <sup>4</sup> DINA)	Fs(Bishop)	Fs(Spencer)
2	0.2	1.067	0.940	1.091
	0.4	1.067	0.940	1.091
	0.8	1.066	0.940	1.091
	2	0.774	0.705	1.094
	3	0.555	0.584	1.152
	4	0.435	0.511	1.056
	5	0.350	0.463	1.008
3	0.2	1.068	0.940	1.091
	0.4	1.068	0.940	1.091
	0.8	1.068	0.940	1.091
	2	0.728	0.712	1.094
	3	0.502	0.584	1.152
	4	0.379	0.511	1.056
	5	0.304	0.463	1.008
4	0.2	1.068	0.940	1.091
	0.4	1.068	0.940	1.091
	0.8	1.068	0.940	1.091
	2	0.730	0.721	1.094
	3	0.502	0.559	1.152
	4	0.379	0.511	1.056
	5	0.304	0.463	1.008
5	0.2	1.069	0.940	1.091
	0.4	1.069	0.940	1.091
	0.8	1.068	0.940	1.091
	2	0.730	0.708	1.094
	3	0.503	0.541	1.152
	4	0.380	0.511	1.056
	5	0.305	0.463	1.008

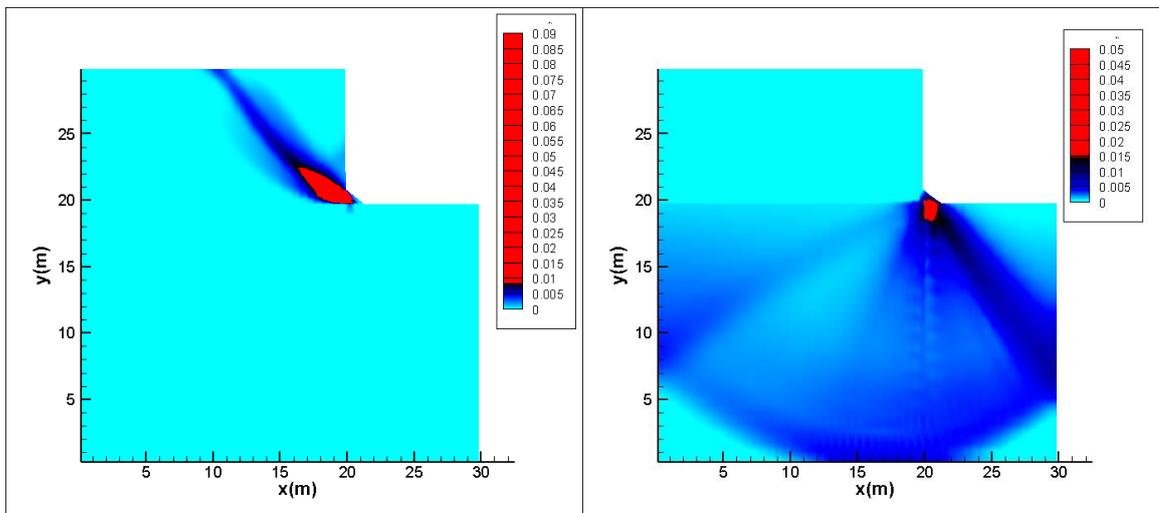
Les figures 3.50-3.53 montrent le mécanisme de rupture (cercle de glissement),  $\beta = 90^\circ$ .



(a):  $Cu1/Cu2=0.4$

(b) :  $Cu1/Cu2=4$

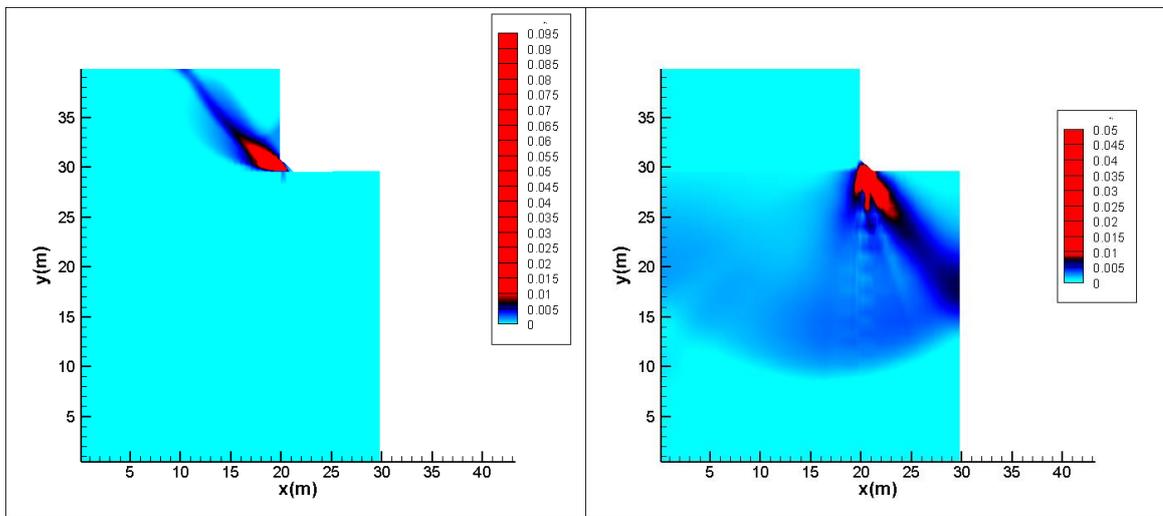
Figure 3.50:  $\beta = 90^\circ$  ;  $d/h=2$  (Tecplot).



(a):  $Cu1/Cu2=0.4$

(b) :  $Cu1/Cu2=4$

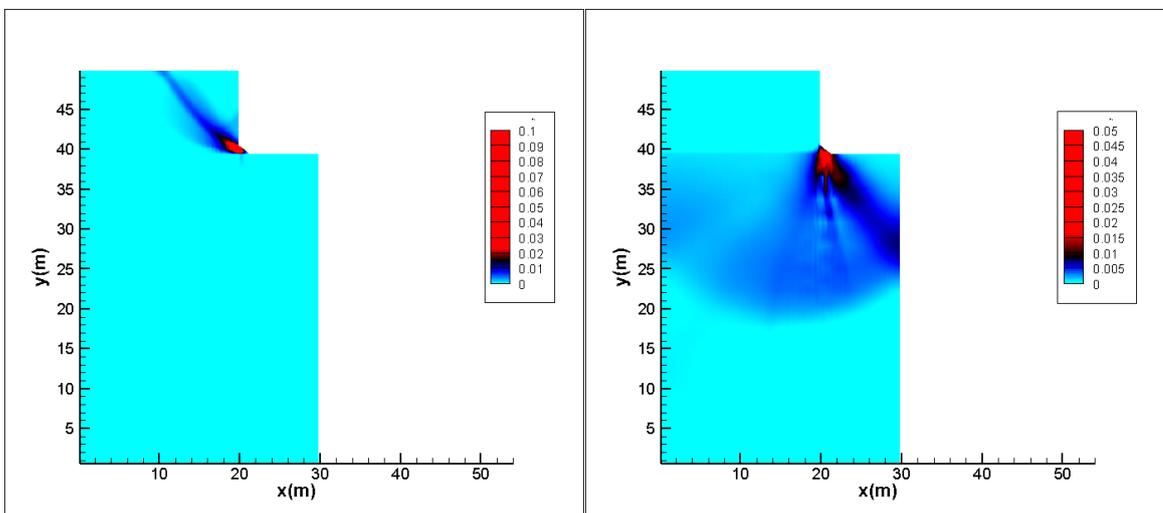
Figure3.51:  $\beta = 90^\circ$  ;  $d/h=3$  (Tecplot).



(a):  $Cu1/Cu2=0.4$

(b) :  $Cu1/Cu2=4$

Figure 3.52:  $\beta = 90^\circ$  ;  $d/h=4$  (Tecplot).



(a):  $Cu1/Cu2=0.4$

(b) :  $Cu1/Cu2=4$

Figure 3.53:  $\beta = 90^\circ$  ;  $d/h=5$  (Tecplot).

Les figures 2.54-2.57 montrent la variation du  $F_s$  en fonction du rapport  $Cu1/Cu2$ .

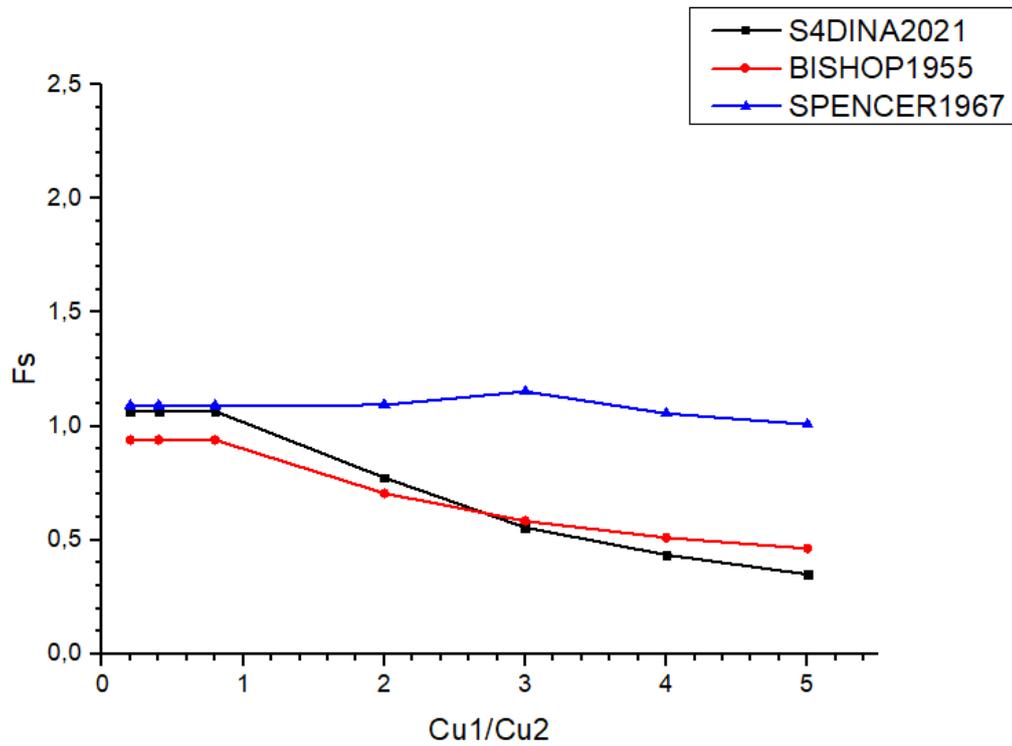


Figure 3.54: Courbe de  $F_s$  en fonction de  $Cu1/Cu2$  ( $d/h=2$  ;  $\beta = 90^\circ$ ).

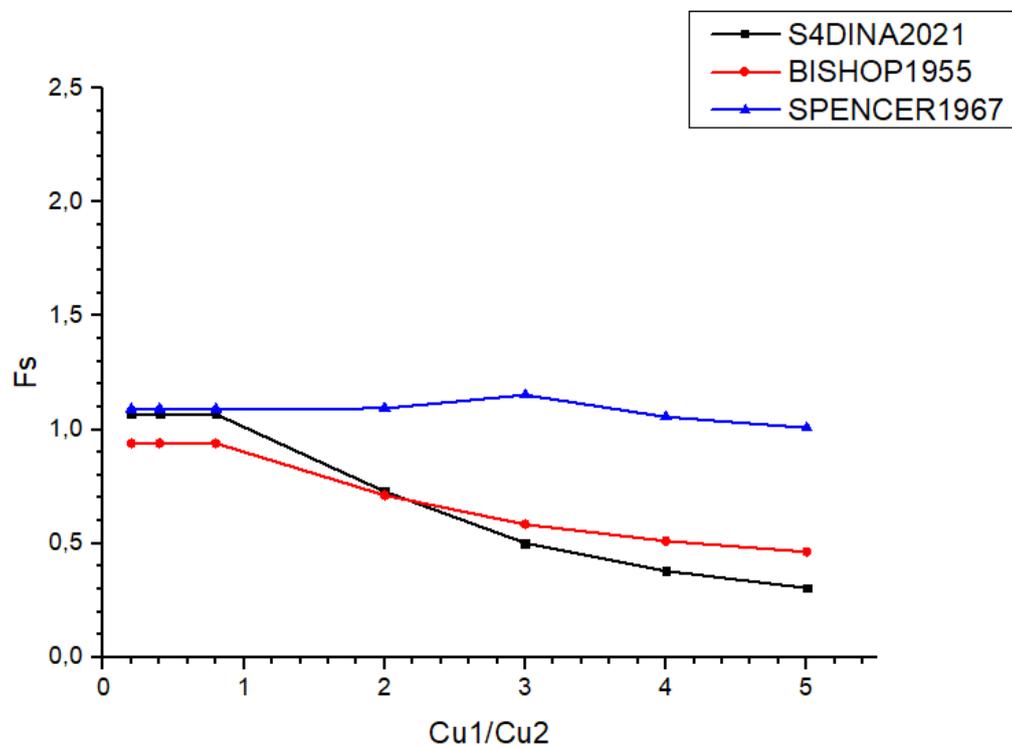


Figure 3.55: Courbe de  $F_s$  en fonction de  $Cu1/Cu2$  ( $d/h=3$  ;  $\beta = 90^\circ$ ).

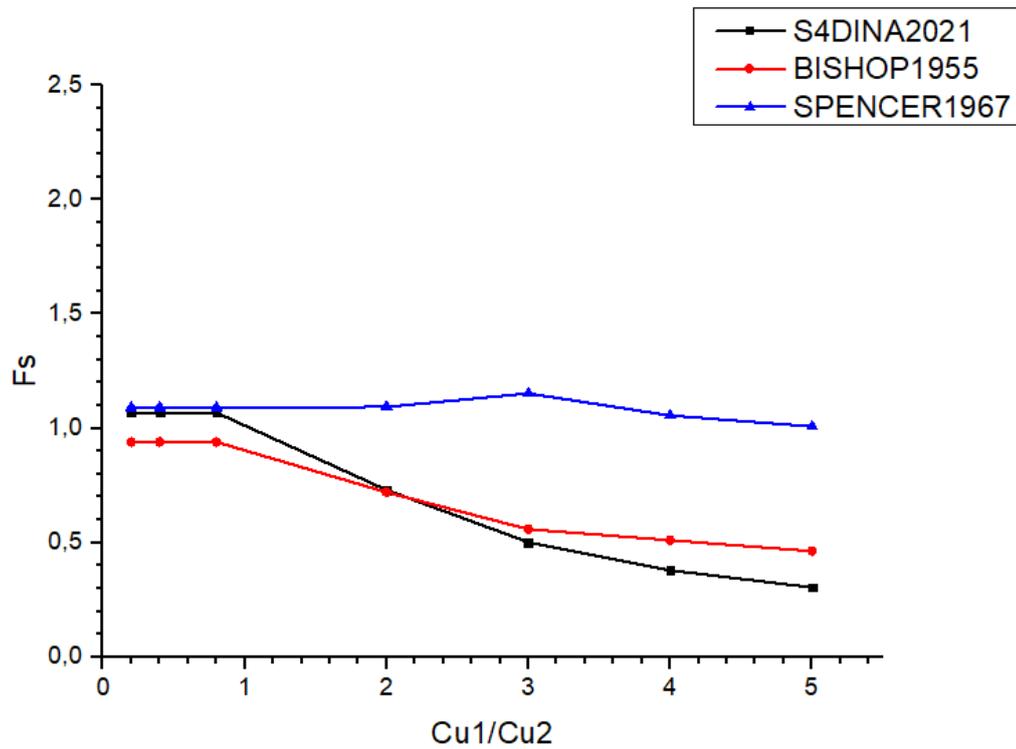


Figure 3.56 : Courbe de  $F_s$  en fonction de  $Cu1/Cu2$  ( $d/h=4$  ;  $\beta = 90^\circ$ ).

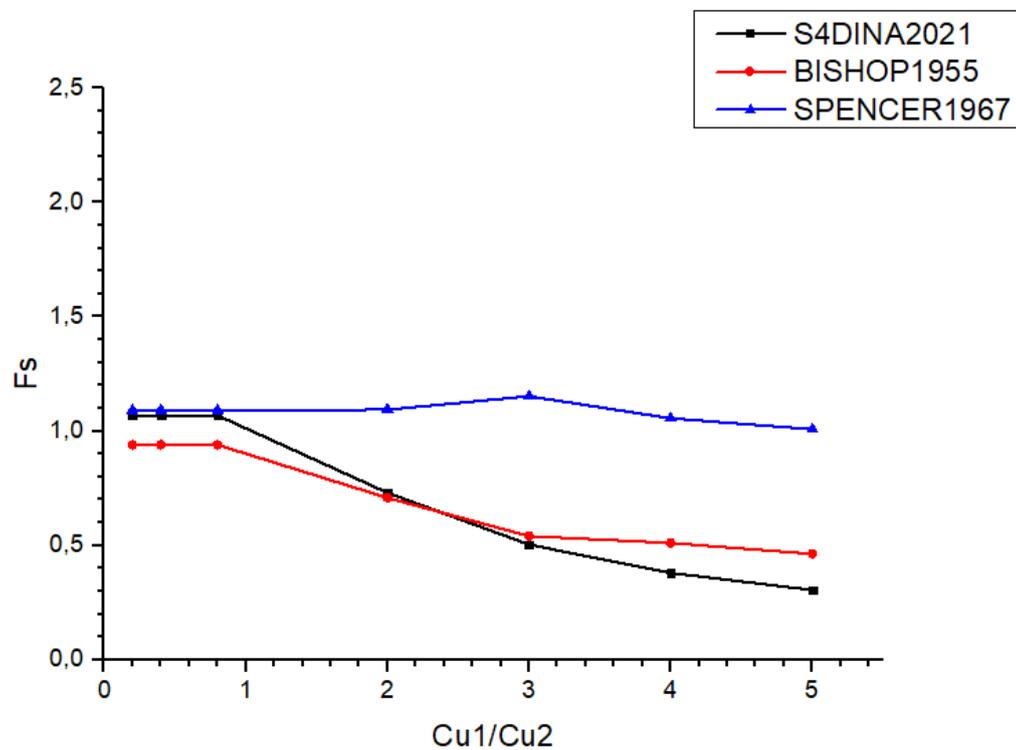


Figure 3.57 : Courbe de  $F_s$  en fonction de  $Cu1/Cu2$  ( $d/h=5$  ;  $\beta = 90^\circ$ ).

### Commentaire :

- Les résultats obtenus pour  $\beta = 90^\circ$  et les différentes valeurs de  $d/h$  restent divergentes entre SDIM et Spencer à partir de la valeur de  $Cu1/Cu2 > 1$ . Cela confirme l'échec de cette méthode (Spencer) dans le cas d'une pente à deux couches.

### 4. Pente avec couche à faible caractéristiques :

Pour étudier les effets de l'existence d'une faible couche sur le  $F_s$ , quelques modèles ont été analysés, l'épaisseur de la couche faible a été modifiée de 1 m, 5 m et 10 mètres.

La couche faible a été localisée de 0 à 50 m du sommet de la pente.

On a supposé que le remblai a une hauteur de 25 m et un angle de pente de  $45^\circ$ . Elle est composée de deux couches géologiques différentes. Le sol est caractérisé par un angle de frottement  $\varphi = 30^\circ$  et une cohésion  $c = 75$  kPa. La couche faible a un angle de frottement  $\varphi = 10^\circ$  et la cohésion  $c = 25$  kPa.

Les deux sols ont un poids unitaire  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup>. L'épaisseur "g" de la couche faible horizontale a été modifiée de 1.0 m, 5.0 m et 10.0 m et sa distance "h" depuis le sommet de la pente est passée de 0 à 50 m chaque 5 mètres.

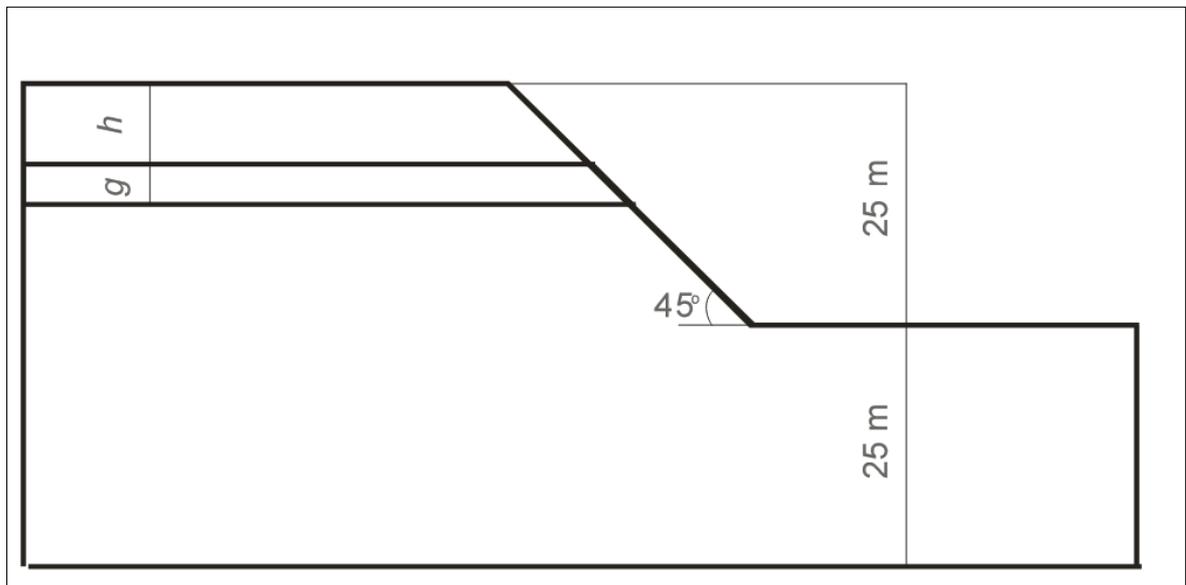


Figure 3.58 : pente avec couche à faibles caractéristiques.

**Tableau 3.8 : les valeurs du  $F_s$**

g(m)	h(m)	$F_s$ (Bishop)	$F_s$ (Spencer)	$F_s$ (S <sup>4</sup> DINA)
g = 1	0	1.835	1.911	1.815
	5	1.823	1.900	1.815
	10	1.808	1.888	1.783
	15	1.794	1.862	1.680
	20	1.764	1.808	1.455
	25	1.305	1.433	1.130
	30	1.844	1.923	1.791
	35	1.845	1.923	1.850
	40	1.845	1.923	1.833
	45	1.845	1.923	1.843
g = 5	0	1.770	1.873	1.769
	5	1.371	1.771	1.402
	10	1.209	1.655	1.266
	15	1.131	1.510	1.151
	20	1.056	1.271	1.078
	25	1.097	1.170	1.175
	30	1.369	1.444	1.596
	35	1.845	1.923	1.837
	40	1.845	1.923	1.847
	45	1.845	1.923	1.852
g = 10	0	1.049	1.083	1.135
	5	0.924	1.122	0.990
	10	0.841	1.089	0.935
	15	0.811	1.020	0.881
	20	0.892	0.695	0.975
	25	1.008	0.982	1.139
	30	1.273	1.332	1.531
	35	1.536	1.640	1.837
	40	1.844	1.924	1.849

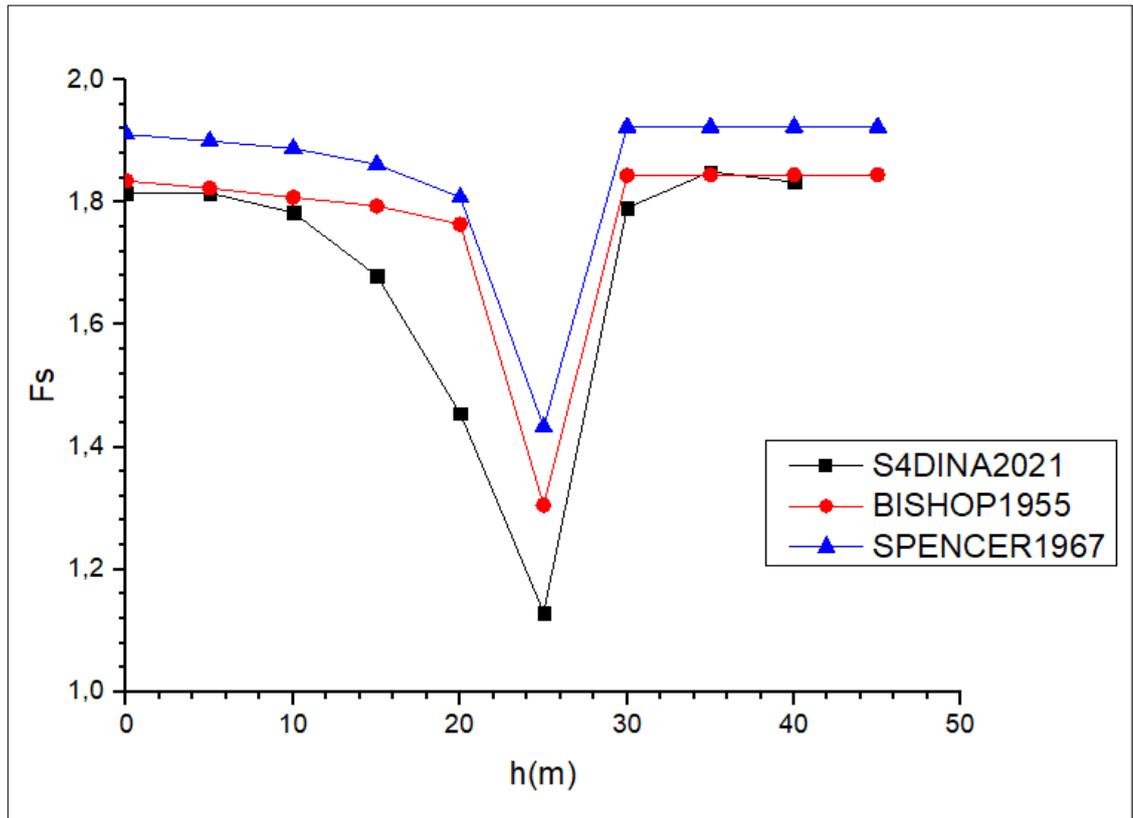


Figure 3.59 : variation du Fs en fonction de la position de la couche faible (g=1m).

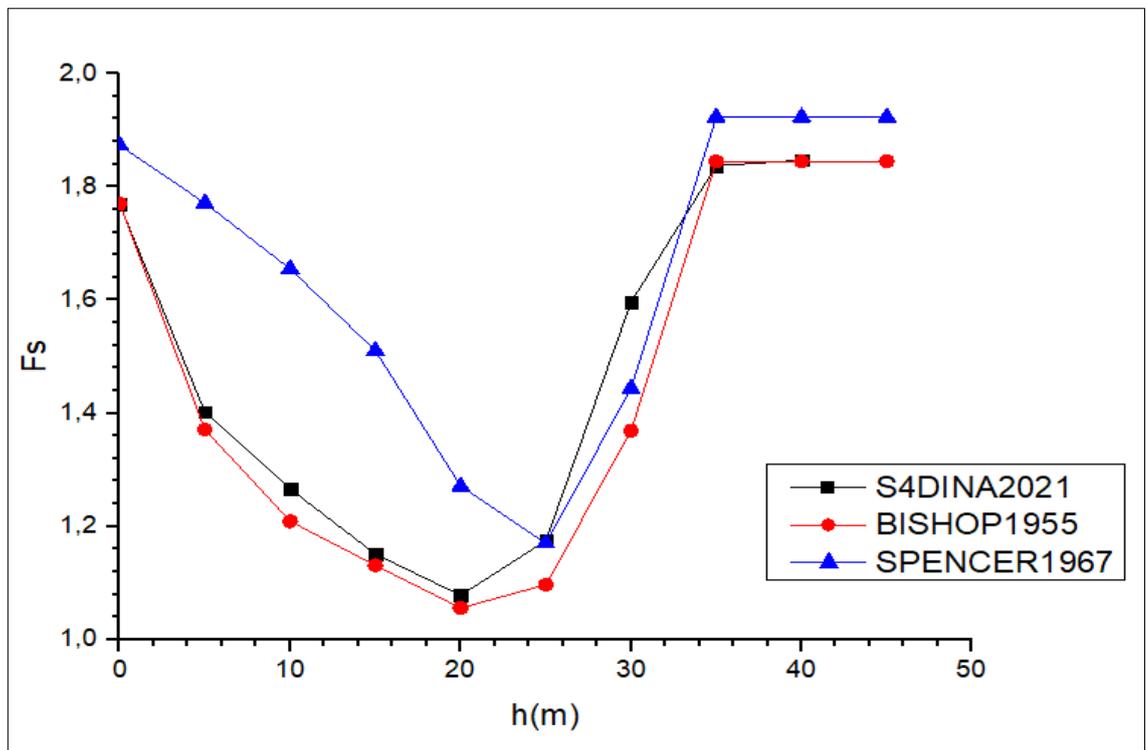
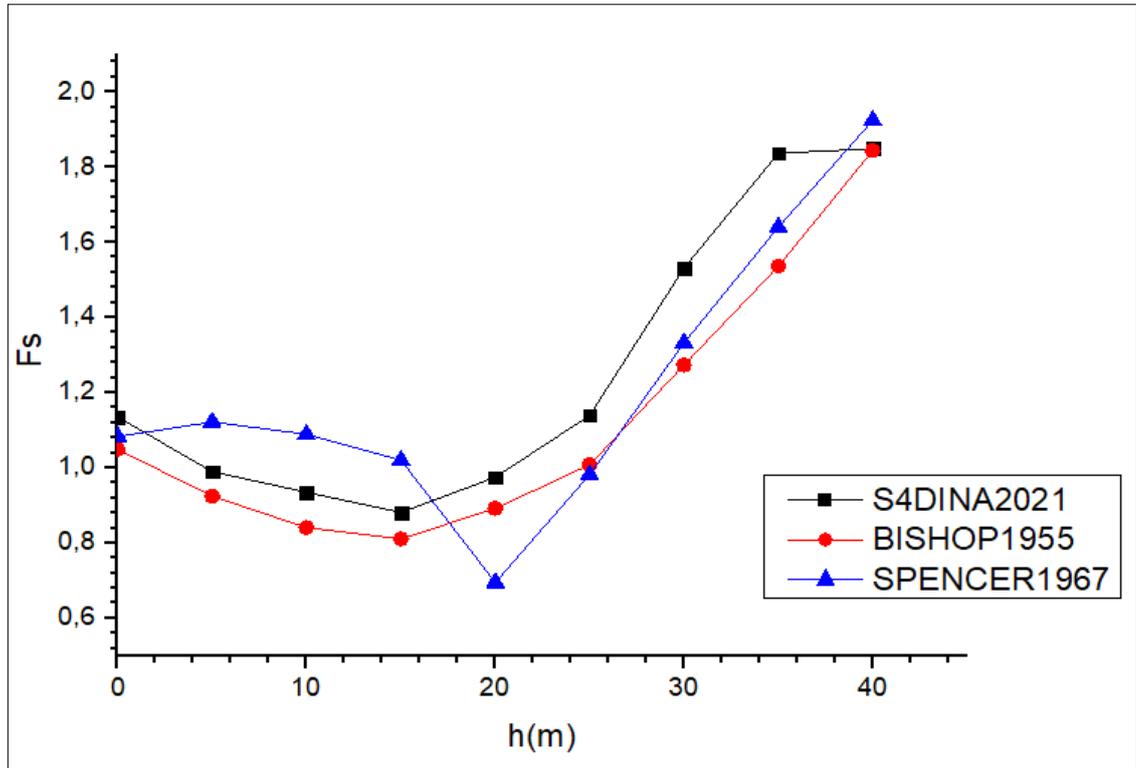


Figure 3.60 : variation du Fs en fonction de la position de la couche faible (g=5m).



**Figure 3.61** : variation du  $F_s$  en fonction de la position de la couche faible ( $g=10m$ ).

La figure 3.59 montre les valeurs du  $F_s$  pour une couche faible de 1,0m d'épaisseur, la figure 3.60 pour une couche de 5,0m d'épaisseur et la figure 3.61 pour une couche de 10,0m d'épaisseur. La diminution du  $F_s$  est assez faible si la couche faible est située près du sommet de la pente.

L'augmentation de l'épaisseur de la couche faible produit une diminution considérable de  $F_s$ . Les différences dans les valeurs du  $F_s$  sont significatives surtout dans le cas d'une faible épaisseur (1,0m) de couche faible.

Les figures 3.59-3.61 montrent la variation du  $F_s$  en fonction de  $h$  (position de la couche à faible caractéristiques) pour les différentes valeurs de l'épaisseur  $g$ .

On peut toujours observer la déviation de la méthode de Spencer par rapport aux deux autres méthodes surtout pour les cas de  $g=5m$  et  $g=10m$ . Cela confirme encore une fois l'échec de la méthode de Spencer pour les pentes à plusieurs couches.

#### **Conclusion :**

Dans ce chapitre une synthèse sur la méthode SDIM a été effectuée, cette nouvelle méthode d'analyse de stabilité de pente se base sur les éléments finis. Un programme par Fortran nommé S<sup>4</sup>DINA a été établi et utilisé dans ce travail.

Les exemples traités montrent que cette méthode donne de bons résultats en ce qui concerne le  $F_s$  et les surfaces de glissement correspondent à la réalité.

La comparaison faite entre les trois méthodes (SDIM, Bishop, Spencer) montre que la méthode de Bishop donne des valeurs plus proches de S<sup>4</sup>DINA, par contre les résultats de Spencer ne sont pas exactes surtout quand l'angle  $\beta$  augmente la méthode a montré son échec.

**Chapitre IV :**  
**Stabilité des pentes dans le**  
**cas pseudo-statique**

### 1. Introduction :

La conception sismique des structures géotechniques repose souvent sur des méthodes d'analyse pseudo-statiques. Les méthodes basées sur l'équilibre limite (LE), sont encore largement utilisées dans la pratique de l'ingénierie pour la conception sismique des structures de retenue. Ces procédures de conception simples sont directes, mais elles ne fournissent pas directement d'indication sur les déformations sous la charge sismique de conception.

Cependant, pendant un tremblement de terre, des mouvements du sol et de la structure se produiront sous la charge sismique, même si la structure est surdimensionnée. Pour obtenir une estimation des mouvements induits par les séismes, les méthodes LE sont généralement combinées avec un type d'analyses par blocs coulissants qui se sont avérées très sensibles au coefficient sismique obtenu par l'analyse LE.

D'autre part, l'analyse dans le domaine temporel, utilisant les historiques temporels d'accélération, fournit un outil rigoureux pour la conception sismique sûre et économique d'une structure géotechnique, car elle peut donner des prédictions de la performance d'une structure sous n'importe quel scénario sismique donné. Cependant, ce type d'analyse nécessite l'utilisation de codes de calcul (éléments finis (FE) par exemple) qui englobent des modèles constitutifs avancés capables de simuler la réponse des sols au chargement sismique et aux conditions aux limites spécialement formulés pour l'analyse dynamique. De tels outils avancés ne sont généralement pas facilement disponibles dans la pratique de l'ingénierie et le calibrage et l'analyse des modèles de calcul peuvent prendre beaucoup de temps.

L'utilisation de l'analyse pseudo-statique par éléments finis peut être un bon compromis entre les méthodes d'analyse simplistes et l'analyse dans le domaine temporel est par conséquent largement utilisée dans la pratique de l'ingénierie.

L'approche pseudo-statique en FE peut modéliser avec précision les contraintes in-situ avant le chargement sismique (lorsqu'elle suit une analyse statique simulant la séquence de construction) est relativement simple et pas aussi coûteuse en calcul que l'approche du domaine temporel.

### 2. L'analyse pseudo-statique :

L'analyse pseudo-statique par éléments finis est utilisée pour évaluer la réponse sismique de divers types de structures géotechniques telles que les murs de soutènement, les remblais, les barrages, les tunnels. Selon le type et la géométrie du problème, deux approches de l'analyse pseudo-statique peuvent être suivies :

- Analyse basée sur la force : Dans ce cas, les forces d'inertie induites par les séismes sont approximées comme une force corporelle constante (dans une ou deux directions) qui est appliquée de manière incrémentielle sur l'ensemble du maillage. L'objectif principal de l'analyse est soit de déterminer l'accélération critique pour laquelle la structure cède, soit de déterminer le facteur de sécurité pour le niveau d'accélération de calcul.
- Analyse basée sur la déformation : Dans ce cas, le maillage est soumis à des conditions de cisaillement simple. Un déplacement uniforme, et une distribution de déplacement triangulaire, sont appliqués de manière incrémentielle le long des limites supérieures et latérales du maillage respectivement.[13]

### 3. La méthode pseudo-statique :

La méthode pseudo-statique a été utilisée pour évaluer la stabilité sismique de remblai et les pentes depuis longtemps. Cette méthode reste largement utilisée dans la pratique du génie civil.

#### 3.1.Principe :

La méthode pseudo-statique a été considérée comme le moyen le plus simple pour évaluer la stabilité sismique des structures en terre, mais c'est bien Terzaghi qui l'a explicitement utilisé pour la première fois pour analyser une pente sous un chargement sismique en 1950.

La mise en œuvre de la méthode est simple et elle se résume dans l'application des forces sismiques « statiques » verticales et horizontales. Ces forces simulent les forces d'inertie potentielles dues au mouvement sismique. Elles sont supposées proportionnelles au poids de la masse de la partie instable ; on multiplie le poids de la masse par un coefficient sismique vertical et horizontal,  $k_v$  et  $k_h$ , pour obtenir la force verticale et horizontale, respectivement.

Dans la plupart des cas, la force sismique verticale est supposée égale à zéro ( $k_v=0$ ) et seulement la force horizontale est considérée dans l'analyse.

L'analyse statique est faite (à l'aide des méthodes conventionnelles) en déterminant la surface la plus critique (puisque c'est la surface la plus sollicitée) puis l'analyse est refaite en utilisant les forces sismiques. Toutefois, plusieurs surfaces de rupture d'essai peuvent être investiguées pour déterminer le facteur de sécurité minimal.[11]

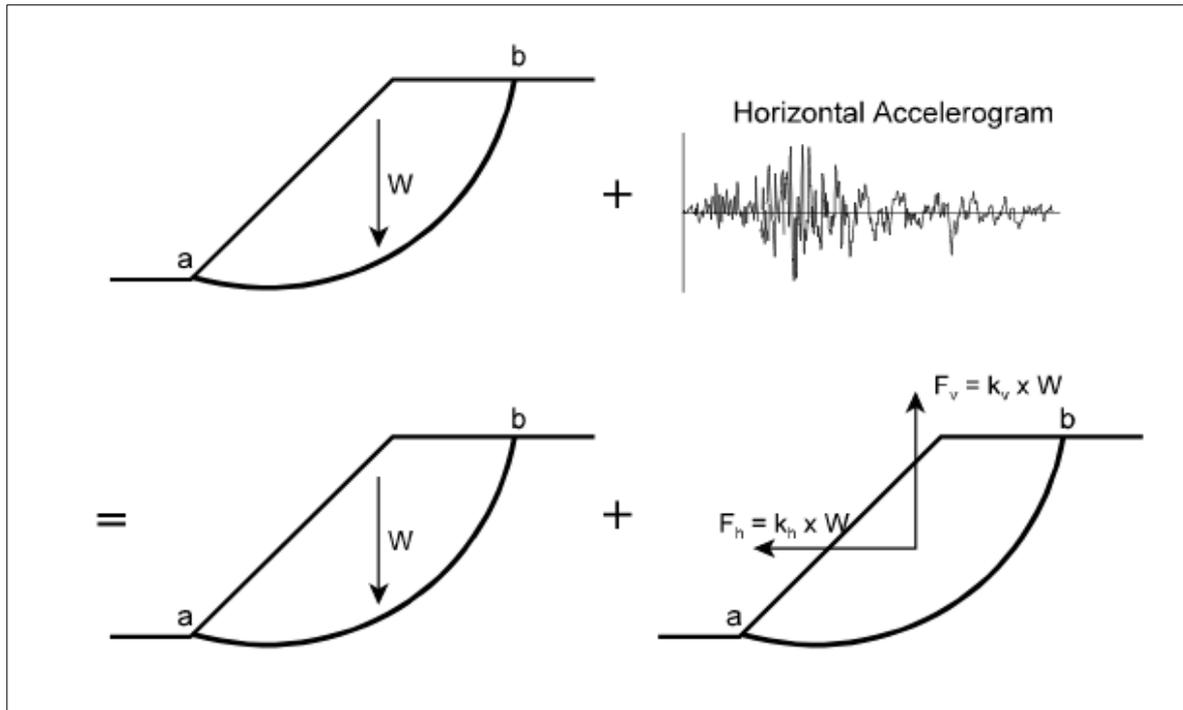
### **4. L'analyse de l'équilibre limite :**

L'analyse de l'équilibre limite est traditionnellement utilisée pour évaluer la stabilité des pentes. Cette procédure consiste à analyser la section transversale de la masse de glissement potentielle, appelée surface de rupture (se référer à la ligne ab de la figure 4.1), comme une surface circulaire ou non circulaire.

La zone comprise entre la face du talus et la surface de rupture, appelée masse de rupture, est subdivisée en une série de tranches qui sont ensuite analysées pour l'équilibre par plusieurs méthodes de calcul. Dans les zones à risque sismique, les coefficients pseudo-statiques (sismiques) horizontaux et verticaux, respectivement  $k_h$  et  $k_v$ , sont utilisés pour calculer les forces horizontales et verticales causées par un séisme potentiel, comme le montre la figure 4.1.

Ces forces sont à leur tour ajoutées au calcul de l'équilibre global pour les tranches individuelles composant la surface de rupture.

Des études basées sur l'analyse de type déplacement de Newmark et des observations sur le terrain indiquent que la méthode pseudo-statique peut être utile pour évaluer la performance des remblais construits dans des sols qui ne perdent pas de force significative pendant les séismes.



**Figure 4.1 :** Approche d'analyse pseudo-statique

La sélection d'un coefficient sismique approprié est la partie la plus importante, et la plus difficile, d'une analyse de stabilité pseudo-statique. En théorie, les valeurs du coefficient sismique devraient dépendre d'une certaine mesure de l'amplitude de la force d'inertie induite dans la pente par les forces dynamiques générées pendant un séisme. Comme les pentes du sol ne sont pas raides et que l'accélération maximale générée pendant un séisme ne dure que très peu de temps, les coefficients sismiques utilisés en pratique correspondent généralement à des valeurs d'accélération bien inférieures aux accélérations maximales prévues.

Cependant, le choix des coefficients utilisés dans l'analyse de la stabilité des pentes est très subjectif et ne repose pas sur des critères précis. Des pentes est très subjectif et n'est pas clairement justifié. Le tableau 1 ci-dessous montre les valeurs des coefficients sismiques horizontaux qui ont été recommandés pour la conception.

**Tableau 4.1 :** Coefficients sismiques horizontaux recommandés

Coefficient sismique horizontal $k_h$	Description	
0.05-0.15	Aux États-Unis	
0.12-0.25	Au Japon	
0.1	séismes " sévère "	Terzaghi
0.2	Séismes "violent, destructive"	
0.5	séismes "catastrophique "	
0.1-0.2	Seed $F_s \geq 1.15$	
0.10	Séisme majeur $F_s > 1$	Corps of Engineers
0.15	Grand Séisme $F_s > 1$	

Comme le montre le tableau 4.1, il n'existe pas de règles spécifiques pour la sélection d'un coefficient sismique approprié pour la conception.

Cependant, les différents critères de sélection suggèrent que le coefficient sismique devrait être basé sur le niveau anticipé d'accélération dans la masse de rupture et devrait correspondre à une certaine fraction de l'accélération de pointe anticipée. [12]

### **5. Comparaison entre les facteurs de sécurité par différentes méthodes :**

Le test initial des résultats de S<sup>4</sup>DINA a consisté à comparer les facteurs de sécurité calculés avec les résultats de l'analyse de l'équilibre limite. La première série de calculs a comparé les résultats de S<sup>4</sup>DINA avec ceux de STABR, un programme FORTRAN écrit par Duncan et Wong (1984) qui calcule le facteur de sécurité par la méthode ordinaire des tranches et la méthode modifiée des tranches de Bishop.

Un problème de base a été choisi pour cette comparaison. Un remblai unilatéral avec des propriétés de sol uniformes a été modélisé pour une série de scénarios pseudo statiques. Les propriétés du sol homogènes pour ces essais.

Le poids unitaire est 20 kN/m, le module de Young est  $1 \times 10^5$  kPa et la valeur du coefficient de Poisson est 0.3.

### 5.1. S<sup>4</sup>DINA vs. L'équilibre limites :

La géométrie du talus utilisée pour les premiers essais de validation est illustrée par la figure 4.2.

Le rapport largeur/hauteur de la pente est 2/1, ce qui donne un angle de pente  $\beta = 26,6^\circ$ . La profondeur de la fondation est égale à la hauteur de la pente, donc  $D = 2$ . Les paramètres qui ont été modifiés pour les essais sont la cohésion du sol, l'angle de friction interne et le paramètre pseudo-statique  $k_h$ .

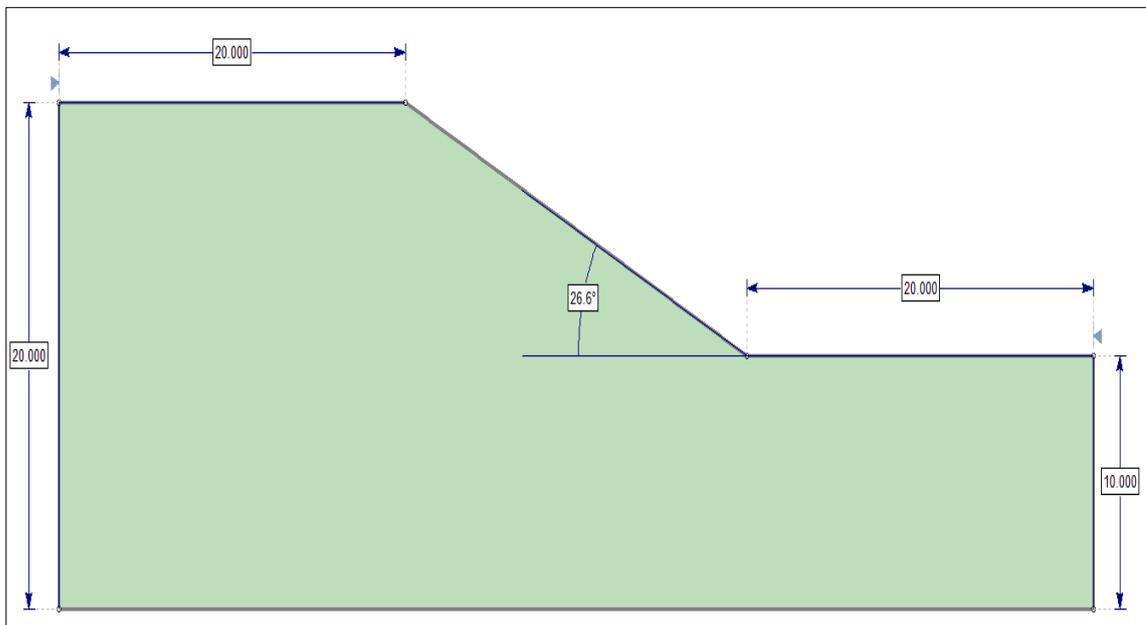


Figure 4.2: La géométrie de la pente (Slide) .

Les valeurs de cohésion du sol ont été modifiées sous la forme d'un paramètre sans dimension  $c'/\gamma h$  ayant pour valeurs de 0,025 et 0,05. Chaque scénario a été modélisé pour la gamme d'angles de frottement interne comprenant  $\varphi = 10^\circ, 20^\circ, 30^\circ$  et  $40^\circ$ .

L'effet des pressions interstitielles n'a pas été inclus dans ces essais de validation initiaux. Le coefficient sismique horizontal a varié de  $k_h = 0$  (le cas statique) à  $k_h = 0.5$  (le coefficient sismique maximal suggéré par Terzaghi, 1950).

Les valeurs de  $F_s$  calculés par le programme S<sup>4</sup>DINA ont été comparées à valeurs obtenues par le programme STABR, les résultats sont présentés dans le tableau 4.2.

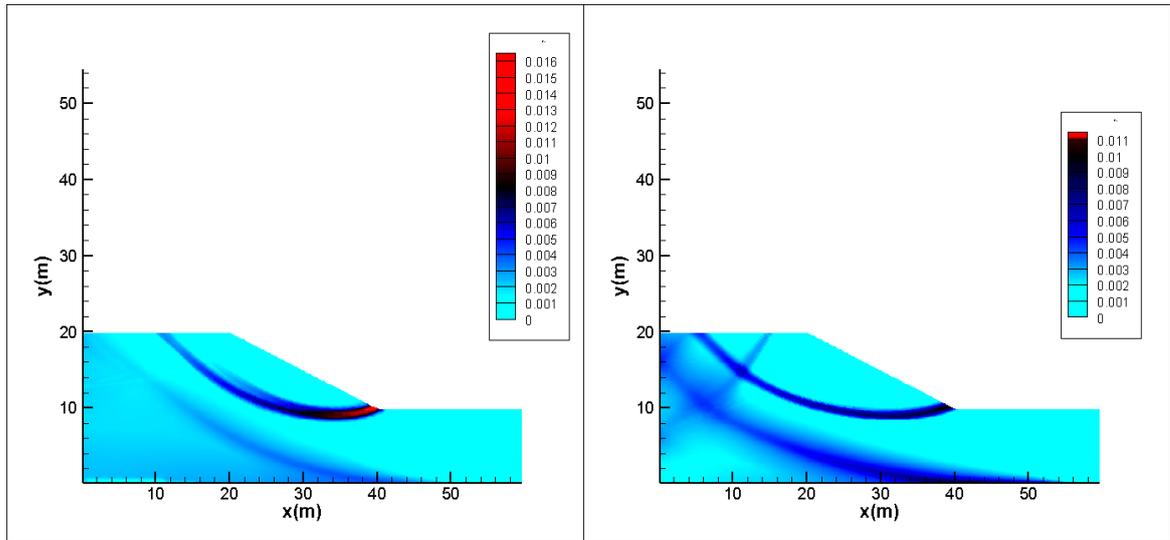
## Chapitre IV : Stabilité des pentes dans le cas pseudo-statique

### Exemple 1 :

**Tableau 4.2 :** Les résultats de  $F_s$  ( $c'/\gamma h = 0.025$  ;  $c' = 5 \text{ kpa}$ )

	$\varphi = 10^\circ$		$\varphi = 20^\circ$		$\varphi = 30^\circ$		$\varphi = 40^\circ$	
$k_h$	STABR	S <sup>4</sup> DINA						
0.00	0.675	0.642	1.122	1.099	1.611	1.511	2.186	1.975
0.10	0.543	0.511	0.900	0.863	1.288	1.190	1.753	1.486
0.20	0.450	0.414	0.745	0.699	1.064	0.975	1.444	1.210
0.25	0.413	0.377	0.683	0.638	0.973	0.898	1.321	1.119
0.30	0.381	0.347	0.628	0.588	0.895	0.831	1.212	1.055
0.40	0.327	0.304	0.539	0.517	0.765	0.729	1.033	0.942
0.50	0.284	0.272	0.467	0.465	0.662	0.648	0.891	0.783

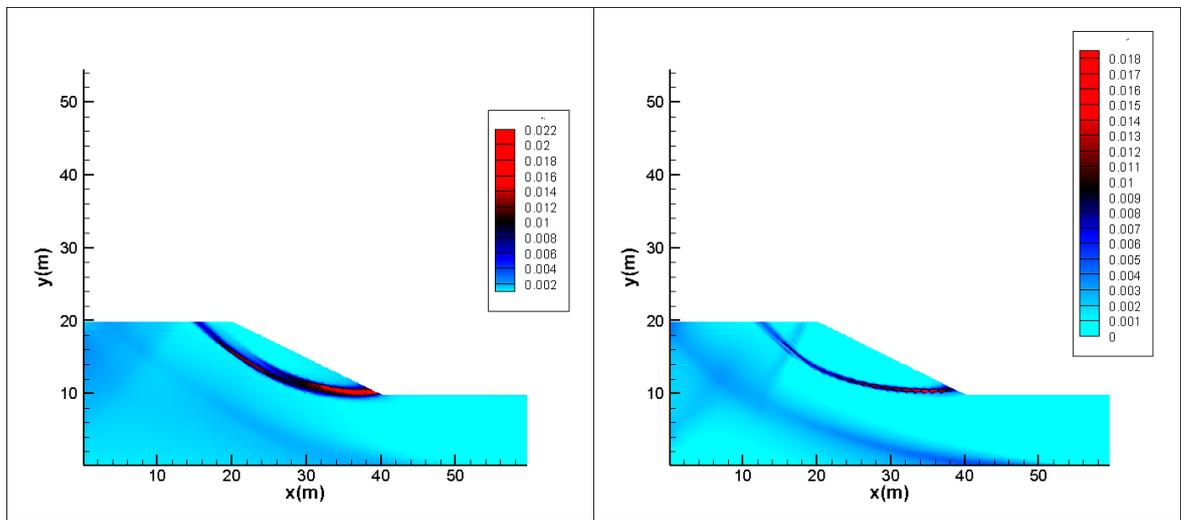
Les figures 4.3-4.6 montrent le mécanisme de rupture (cercle de glissement),  $c' = 5 \text{ kpa}$



(a):  $K_h = 0.1$

(b):  $K_h = 0.5$

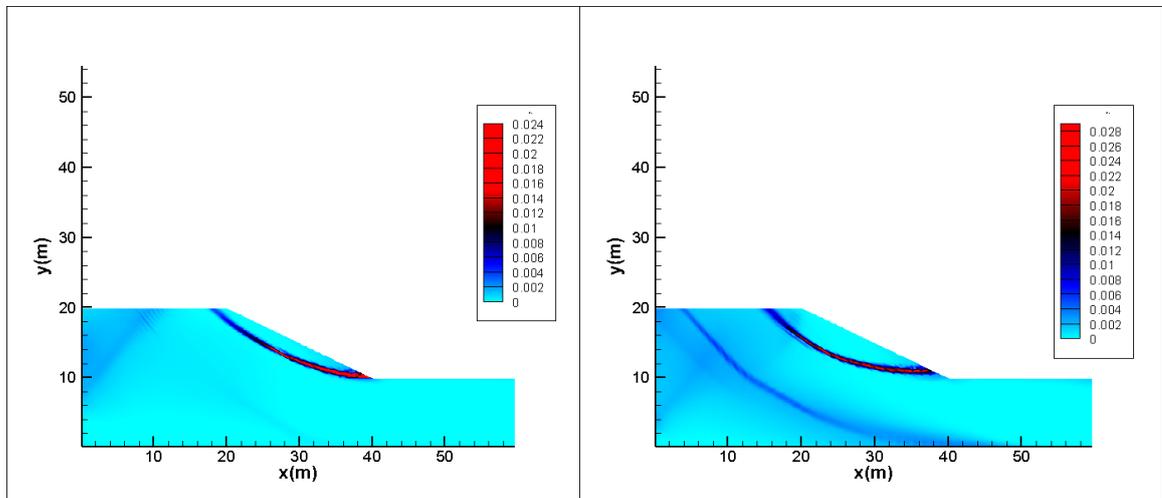
Figure 4.3:  $\varphi = 10^\circ$ ;  $c' = 5 \text{ kpa}$  (tecplot de S<sup>4</sup>DINA).



(a):  $K_h = 0.1$

(b):  $K_h = 0.5$

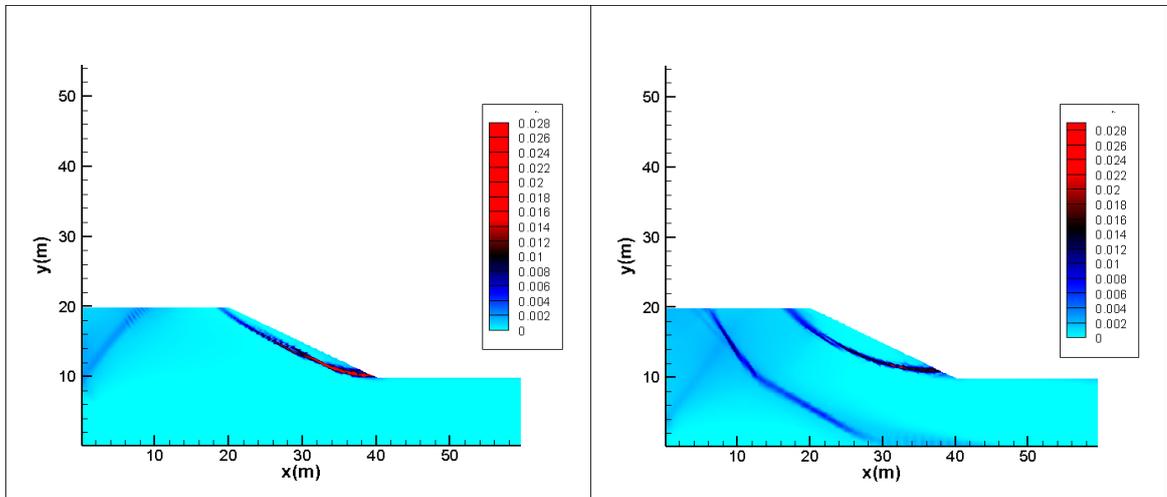
Figure 4.4:  $\varphi = 20^\circ$ ;  $c' = 5 \text{ kpa}$  (tecplot de S<sup>4</sup>DINA).



(a):  $K_h=0.1$

(b):  $K_h=0.5$

Figure 4.5:  $\varphi = 30^\circ ; c' = 5$  kpa (teplot de S<sup>4</sup>DINA).



(a):  $K_h=0.1$

(b):  $K_h=0.5$

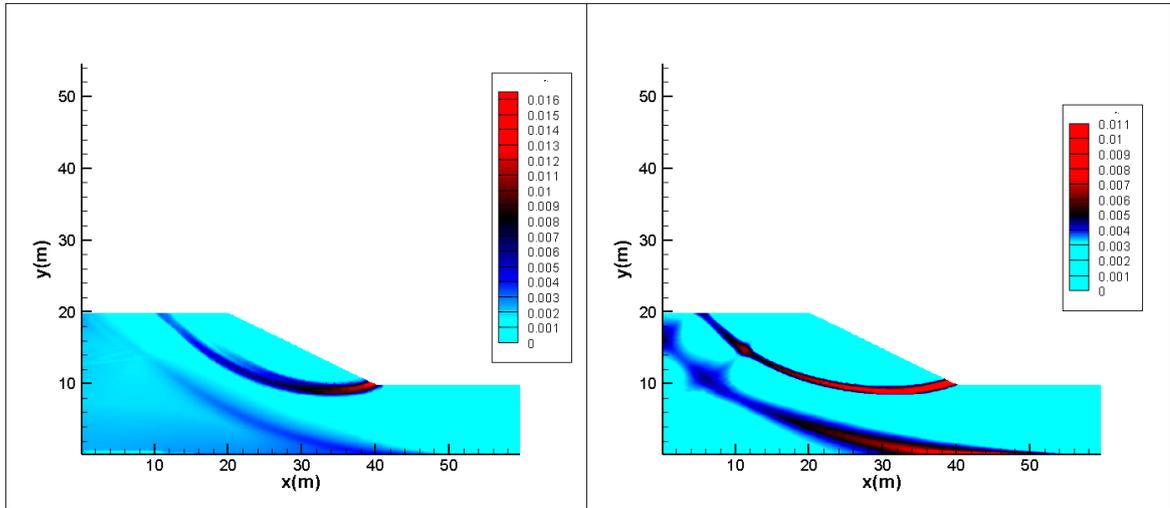
Figure 4.6:  $\varphi = 40^\circ ; c' = 5$  kpa (teplot de S<sup>4</sup>DINA).

**Exemple 2 :**

**Tableau 4.4 :** Les résultats de  $F_s$  ( $c'/\gamma h = 0.05$   $c'=10\text{kpa}$ )

	$\varphi = 10^\circ$		$\varphi = 20^\circ$		$\varphi = 30^\circ$		$\varphi = 40^\circ$	
$k_h$	STABR	S <sup>4</sup> DINA						
0.00	0.905	0.863	1.377	1.391	1.889	1.862	2.498	2.312
0.10	0.727	0.681	1.108	1.085	1.519	1.453	2.006	1.804
0.20	0.601	0.547	0.918	0.874	1.258	1.179	1.656	1.485
0.25	0.551	0.492	0.842	0.788	1.152	1.072	1.519	1.341
0.30	0.507	0.447	0.776	0.714	1.062	0.971	1.396	1.220
0.40	0.434	0.383	0.666	0.613	0.91	0.828	1.195	0.913
0.50	/	0.337	0.579	0.542	0.79	0.735	1.036	0.913

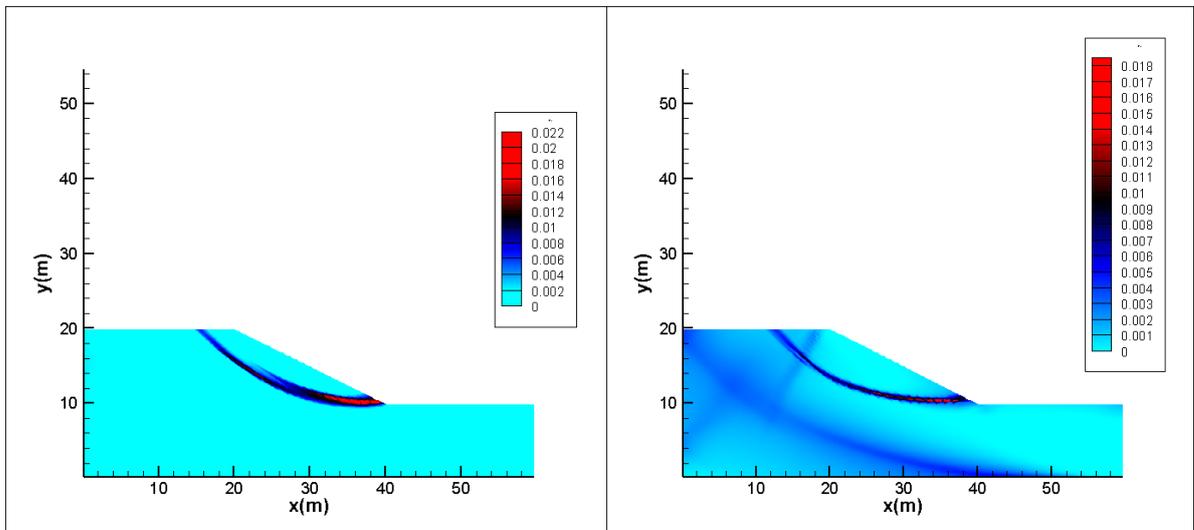
Les figures 4.7-4.10 montrent le mécanisme de rupture (cercle de glissement),  $c'=10$  kpa



(a) :  $K_h=0.1$

(b) :  $K_h=0.5$

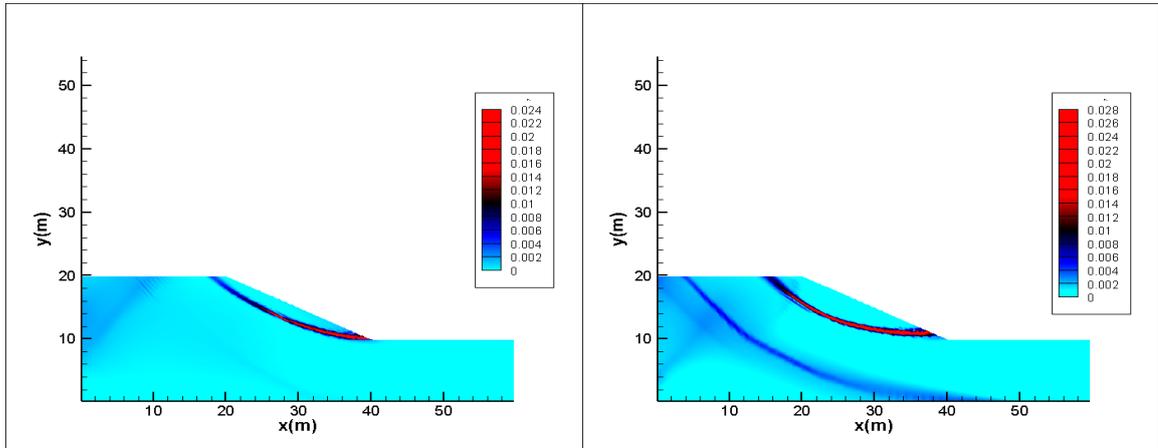
Figure 4.7 :  $\varphi = 10^\circ; c' = 10\text{kpa}$ (teplot de S<sup>4</sup>DINA).



(a):  $K_h=0.1$

(b):  $K_h=0.5$

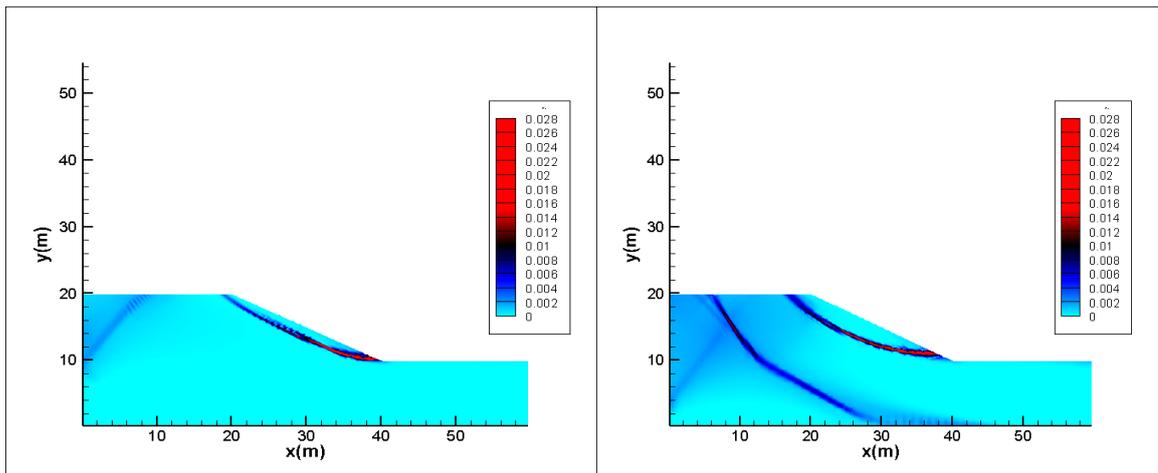
Figure 4.8 :  $\varphi = 20^\circ; c' = 10\text{kpa}$ (teplot de S<sup>4</sup>DINA).



(a):  $K_h=0.1$

(b):  $K_h=0.5$

Figure 4.9:  $\varphi = 30^\circ ; c' = 10\text{kpa}$ (tecplot de S<sup>4</sup>DINA).



(a) :  $K_h=0.1$

(b):  $K_h= 0.5$

Figure 4.10:  $\varphi = 40^\circ ; c' = 10\text{kpa}$ (tecplot de S<sup>4</sup>DINA).

**Commentaire :**

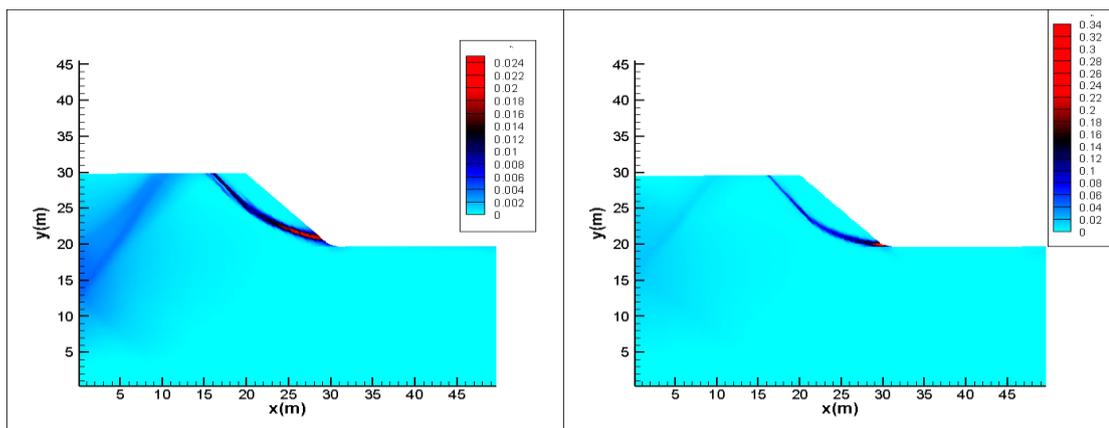
- Les valeurs de  $F_s(S^4DINA)$  et  $F_s(STABR)$  sont très proches.
- Les valeurs de  $F_s$  obtenus par S<sup>4</sup>DINA sont inférieures aux valeurs de  $F_s$  ce qui est plus conservatif.
- Quand le coefficient  $k_h$  augmente les valeurs de  $F_s(S^4DINA)$  et  $F_s(STABR)$  diminuent, ce résultat correspond bien à la réalité.
- Le  $F_s$  augmente lorsque la valeur de l'angle de frottement augmente.

5.2. S<sup>4</sup>DINA vs. Slide :

Le Fs de la pente a été calculé dans le cas sismique où  $k_h=0.2$  par le programme S<sup>4</sup>DINA et Slide, les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau 4.4 :

Tableau 4.4 : les valeurs de Fs par S<sup>4</sup>DINA et Slide  $k_h=0.2$ .

$\varphi=30^\circ$					
$c/\gamma h \tan \phi$	$c$	$k_h$	Fs(S <sup>4</sup> DINA)	Fs(Bishop)	Fs(Spencer)
0.1	11.54	0.2	0.905	0.928	0.950
0.2	23.09		1.206	1.235	1.306
0.3	34.64		1.512	1.506	1.617
0.4	46.19		1.820	1.761	1.961
1.0	115.47		3.627	3.136	3.391
1.5	173.25		5.124	4.103	4.609
2.0	230.94		6.619	4.999	5.614



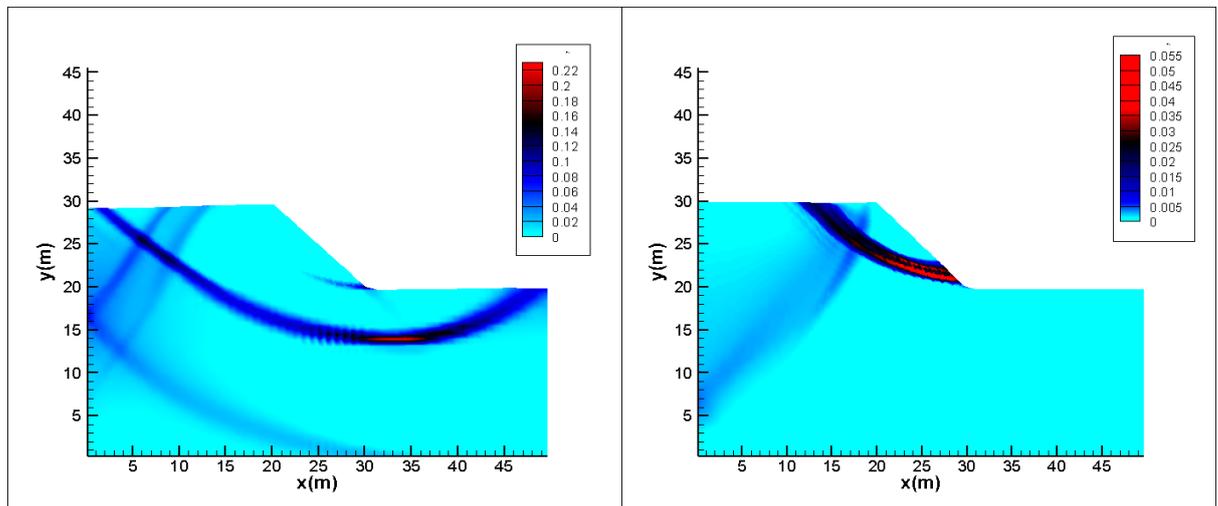
(a) : C = 11.54 Kpa

(b) : C=230.94Kpa

Figure 4.11:  $\varphi=30^\circ$  ;  $k_h=0.2$  (teplot de S<sup>4</sup>DINA).

Tableau 4.5 : les valeurs deFs par S<sup>4</sup>DINA et Slide k<sub>h</sub>= 0.5

$\varphi=30^\circ$					
$c/\gamma h \tan \phi$	$c$	$k_h$	Fs(S <sup>4</sup> DINA)	Fs(Bishop)	Fs(Spencer)
0.1	11.54	0.5	0.623	0.633	0.643
0.2	23.09		0.834	0.860	0.884
0.3	34.64		1.041	1.053	1.096
0.4	46.19		1.273	1.228	1.287
1.0	115.47		2.679	2.070	2.270
1.5	173.25		3.726	2.628	3.037
2.0	230.94		4.691	3.176	3.712



(a) : C = 11.54 Kpa

(b): C=230.94Kpa

Figure 4.12 :  $\varphi=30^\circ$  ; k<sub>h</sub> = 0.5(tecplot de S<sup>4</sup>DINA) .

### Commentaire :

- Les valeurs de  $F_s$  pour les trois méthodes sont rapprochés quand  $c < 46.19\text{kpa}$ .
- La différence entre les  $F_s$  calculé augment quand les valeurs de cohésion augmente.
- La valeur du  $F_s$  calculé par les trois méthodes diminue quand les  $k_h$  augmente.

La différence entre le  $F_s$  calculé par les différentes méthodes et  $S^4\text{DINA}$  a été calculée :

- La différence maximale entre  $S^4\text{DINA}$  et STABR est de 23% ( $F_s(S^4\text{DINA})$  étant plus petit quand  $\varphi=40^\circ$  et  $k_h=0.4$ ).
- La différence max entre  $S^4\text{DINA}$  et Slide est de 32% ( $F_s(S^4\text{DINA})$  étant plus grand quand  $c=230.94\text{ kpa}$ ).

### Conclusions :

Les méthodes de calcul de coefficient de sécurité dans les pentes suite à des mouvements sismiques sont nombreuses, mais peu d'entre elles sont faciles à utiliser et donnent des résultats fiables.

Les méthodes classiques de l'équilibre limite sont les plus utilisées mais elle ne donne aucune information sur les déplacements.

Dans nos analyses, on a opté pour le programme  $S^4\text{DINA}$  qui se base sur la méthode des éléments finis pour l'estimation des déplacements dans les pentes étudiées.

Les différents cas traités montrent la cohérence entre les résultats obtenus par  $S^4\text{DINA}$  et le programme STABR.

# **Conclusion général**

## Conclusion général

---

### Conclusion général :

L'étude effectuée dans notre travail est incluse dans le domaine de la stabilité des pentes, qui reste toujours un problème d'actualité en géotechnique.

À travers la comparaison entre les différentes méthodes de l'équilibre limite nous avons adopté pour la méthode simplifiée de Bishop et la méthode de Spencer puisqu'elles ont donné de bons résultats en matière de  $F_s$  sur les deux exemples traités en chapitre I. Elles sont ensuite comparées aux méthodes des éléments finis, la SRM et la SDIM. Cette dernière est une méthode nouvellement proposée (2021) et c'est la base de ce travail.

Le premier cas étudié est une pente bicouche à sols cohérents avec la variation de plusieurs paramètres ( $\beta$ ,  $C_{u2}$  et  $d$ ). La variation du  $F_s$  est donnée en fonction du rapport  $C_{u1}/C_{u2}$  pour différentes valeurs de  $\beta$  et  $d/H$  avec l'application des deux méthodes de EL et la SDIM. Ces résultats ont montrés que, d'une part, les  $F_s$  obtenus par la SDIM et la méthode de Bishop sont proches et suivent la même allure, d'autre part, la méthode de Spencer souffre de certaines anomalies dans ce cas et spécialement quand la pente devient plus raide ( $\beta \geq 30^\circ$ ), puisque la variation du  $F_s$  ne suit pas l'allure comme les deux autres méthodes, et il n'y a presque aucune variation quand  $\beta \geq 45^\circ$ .

Pour ce même cas et pour la SDIM, on a analysé la situation de la surface de glissement par le logiciel Tecplot. Selon la valeur de  $C_{u2}$  la surface peut être profonde (passe par la couche inférieure) pour 12.5 kPa, ou superficielle (située dans la couche supérieure) pour 125 kPa.

Dans le deuxième cas, on a considéré une pente avec une couche de faibles caractéristiques pour laquelle on a fait varier la profondeur et l'épaisseur. La variation du  $F_s$  est donnée en fonction de la profondeur ( $h$ ) de la couche et pour différentes valeurs de son épaisseur ( $g$ ). Les résultats montrent que le  $F_s$  décroît jusqu'à atteindre une valeur minimale (par exemple  $F_{s_{\min}}(\text{SDIM}) = 1.130$  pour  $g=1\text{m}$  et  $h=15\text{m}$ ) puis il augmente jusqu'à se stabiliser sur une valeur maximale (qui dépend de  $h$  et de  $g$ ). Ces deux valeurs (maximale et minimale) diminuent avec l'augmentation de l'épaisseur ( $g$ ).

Le dernier cas d'étude prend en considération l'effet sismique avec l'introduction de  $k_h$ . Il est appliqué en premier lieu sur une pente avec la prise en compte des deux valeurs de la cohésion (5 et 10kPa) avec différentes valeurs de l'angle de frottement interne et de  $k_h$ . En deuxième lieu il est appliqué sur une pente avec  $\phi=30^\circ$  et différentes valeurs de cohésion avec  $k_h=0.2$ . les résultats montrent que les valeurs du  $F_s$  données par les trois méthodes sont assez proches.

## Conclusion général

---

Ces valeurs diminuent avec l'augmentation de  $k_h$  et augmentent avec l'augmentation de  $\varphi$  puisque le sol devient plus résistant dans ce cas.

## Références bibliographiques:

- [1] **Parasad Aryal karishna (2006)** : Slope stability evaluation by limit equilibrium and finite elements methods . Doctoral thesis at NTNU.
- [2] **Lefriki,S (2015)** :Effet de la variation de la cohésion sur comportement des pentes .Mémoire de master université Mohamed Khider Biskra.
- [3] Slide 1989 - 2002 Rocscience Inc : 2D limit equilibrium slope stability for soil and rock slopes. User's Guide.
- [4] **Griffiths D.V & Lane P.A (1999)** géotechnique : slope stability analysis by elements finis .
- [5] **Fuming Liu (2020)**: Stability analysis of geotechnical slope based on strength reduction method . Geotech Geol Eng .
- [6] **Xing Yang , Gui Yang , Ting Yu (2012)**: Comparison of Strength Reduction Method for Slope Stability Analysis Based on ABAQUS FEM and FLAC3D FDM.
- [7] **PLAXIS 2D Last Updated: March 05, 2020**: Reference Manual CONNECT Edition V20.02.
- [8] **PLAXIS (2016)** Edited by: R.B.J. Brinkgreve Delft University of Technology & PLAXIS bv, The Netherlands. S. Kumarswamy PLAXIS bv, The Netherlands.
- [9] **Djillali Amar Bouzid (2021)** : Finite element analysis of slope stability by expanding the mobilized principal stress Mohr's circles e Development, encoding and validation . Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering.
- [10] **Alena,L .Leeds** : Pseudostatic slope stability analysis by the finite element method.
- [11] **Mohamed S (2017)** : ANALYSE DYNAMIQUE DES PENTES ARGILEUSES ET DES REMBLAIS CONSTRUITS SUR DES DÉPÔTS D'ARGILE SOUS L'EFFET DE LA VARIATION DE L'INDICE DE PLASTICITÉ ET LA ZONE SISMIQUE. Mémoire de maîtrise Sherbrooke, Québec, Canada.

**[12] Cristiano MELO<sup>1</sup> and Sunil SHARMA<sup>2</sup> (2004) :SEISMIC COEFFICIENTS FOR PSEUDOSTATIC SLOPE ANALYSIS . 3 th World Conference on Earthquake Engineering .**

**[13] S.Kontoe , L.Pelecanos & D.M.Potts : An important pitfall of pseudo-static finite element analysis .**