

Université Mohamed khider – Biskra

جامعة محمد خيضر - بسكرة

Faculté des Sciences et de la Technologie

كلية العلوم والتكنولوجيا

Département de Génie Civil et

قسم الهندسة المدنية والري

d'Hydraulique Référence :2019/2020



Mémoire de Master

Spécialité : génie civil

Option : géotechnique

Thème :

**Analyse numérique de la stabilité des pentes
sous charge statiques et dynamique**

Etudiante :

Anouar HaiziaTelli

Encadreur :

Dr.Zakaria Bouraoui

Promotion :2020

Remerciement

Remercîment

Toute ma gratitude, grâce et remerciement vont à dieu le tout puissant qui m'a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Je tiens à adresser mes vifs remerciements et ma sincère gratitude à toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réussite et au bon déroulement de cette mémoire.

Je tiens tout d'abord à remercier Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, qui ont été à mes côtés et m'ont soutenu durant toute ma vie, qui ont sacrifié toute leurs vie afin de me voir devenir ce que je suis.

Mes remerciements à Mon encadreur Dr. ZAKARIABOURAOUI de m'avoir encadrée, fournirent de précieux conseils et recommandations et pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Toute ma gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à mon étude sur tous Dr. Ben Meddour et Dr. FeiaSadok.

Dédicaces

Je dédie ce travail à mes chers parents

*Pour leur amour, leur bonté et leur sacrifice leur encouragement
constant*

A mes sœurs LAMIS et LOUDJEINNE

A mon frère AHMED

*Nous avons tracée la voie du succès et nous avons réussie, à ma
chère amie NOUR ELHOUDA ZIDI.*

*A mes grande mère et à mes tantes WAHIBA et KARIMA à mon
oncle DJAMEL*

A mon amie IKRAM pour son sacrifice avec moi

Aux mes camarades de classe et a tous mes amis

Résumé

Un nombre important de versants naturel ont subi a des ruptures et des déplacements importants durant des tremblements de terre en raison de glissement ou liquéfaction du sol.

Depuis Fellenius (1927), des progrès importants ont été réalisés dans l'évaluation de l'analyse dynamique des terrains en pente. De nombreux auteur ont proposés des méthodes de calcul statiques et dynamiques, plus ou moins efficace, en relation avec les développements des techniques, des recherches et de l'outil informatique.

Les méthodes numériques en éléments finis ou en déférence finies peuvent fournir un outil puissant pour prévoir la réponse des terrains en pente aux actions sismiques.

Ce sujet, à travers la modélisation numérique, présente une initiation à la recherche ainsi que les techniques qui permettent à l'ingénieur d'aujourd'hui d'évaluer les mouvements ou l'aléa de la rupture de la pente qu'il étudie.

Les mots clé

Stabilité. Pentes. ModélisationFlac2D. Coefficient de sécurité. Pseudo-statique

Abstract

Many natural slopes have suffered major earthquake cracks and slides due to soil movement or liquefaction. Since the work of Fellenius (1927), great progress has been made in the assessment, analysis, and study of slope slides under seismic conditions.

Several authors have also suggested methods of calculation in the static and dynamic conditions of this problem, whose effectiveness varies from one method to another depending on the development of research methods and techniques, especially the digital ones.

Numerical modeling using the finite element method (FEM) or finite difference methods(FDM) can provide a powerful tool for predicting soil and slope response under the seismic loads.

This topic provides, through numerical modeling, an introduction to the research as well as techniques that allow today's engineer to assess the movements and the risk in slopes that may encounter while studying this type of geotechnical project.

Keywords

Stability. Slopes. ModelingFlac2D. Security coefficient. Pseudo-static.

ملخص

تعرض عدد كبير من المنحدرات الطبيعية لتصدعات وانزلاقات كبيرة ناجمة عن الزلازل بسبب حركة أو تسيل التربة. حيث ومنذ أعمال فيلينيس 1927، تم إحراز تقدم كبير في تقييم وتحليل ودراسة انزلاقات المنحدرات تحت الظروف الزلزالية. كما اقترح العديد من المؤلفين طرقاً للحساب في الظروف الثابتة والديناميكية لهذه الإشكالية، تختلف فعاليتها من طريقة لأخرى حسب تطور وسائل وتقنيات البحث خاصة الرقمية منها.

يمكن أن توفر طرق العناصر المحدودة أو طرق الفروق المحدودة أداة قوية للتنبؤ باستجابة التربة والمنحدرات تحت تأثير الأحمال الزلزالية.

يقدم هذا الموضوع، من خلال النمذجة العددية، مقدمة للبحث وكذا التقنيات التي تسمح لمهندس اليوم بتقييم التحركات أو خطر انزلاق المنحدرات التي قد تصادفه أثناء دراسته لهذا النوع من المشاريع الجيوتقنية.

الكلمات المفتاحية

برنامج فلاك، الاستقرار، المنحدرات، معاملات الأمان، النمذجة العددية

Table des matières

Remerciement.....	II
Dédicaces.....	III
Résumé.....	IV
Table des matières.....	VI
Liste des figures.....	IX
Liste des tableaux.....	XII
1. Introduction générale	1
I.1 Introduction	4
I.2 Généralité sur les remblais	4
I.2.1 Définition des remblais	4
I.2.2 Le remblaiement	4
I.2.3 Les remblais de grande hauteur	5
I.3 Présentation de GTR	6
a. Classification des sols (classes A, B, C et D).....	7
b. Paramètres retenus pour la classification des sols.....	7
I.4 Généralité des talus	8
I.4.1 Définition d'une pente	8
I.4.2 Pente naturelle.....	8
I.4.3 Talus artificiels	9
I.5 Les mouvements de terrain	10
I.5.1 Définition des mouvements du terrain.....	10
II.1 Introduction	19
II.2 L'origine de perturbation de terre	19
II.3 Les différents types faille set mécanismes au foyer	21
II.4 Caractéristiques du mouvement sismique	21
II.5 Caractérisation des ondes sismiques.....	23
II.5.1 Les ondes de volume	24
II.5.2 Les ondes de surface.....	25
II.5 conclusion.....	26
III.1 Introduction	28
III.2 Méthodes de calcul analytique de stabilité de la pente sous charge statique	28

III.2.1 Calcul de stabilité en rupture circulaire.....	28
III.2.1.1 Méthode des tranches	28
III.2.1.2 Méthode des tranches de Fellenius.....	29
III.2.1.3 Méthode des tranches de bishop.....	31
III.2.2 Calcul la stabilité de la pente sous charge dynamique	32
III.2.2.1 La méthode pseudo-statique.....	32
III.3 Modélisation par logiciel de calcul Flac.....	36
IV.1 Introduction	38
IV.2 Exemple de calcul	38
IV.3 Analyse statique de la stabilité	Erreur ! Signet non défini.
IV.3 aCalcul analytique.....	38
IV.3 b. modélisation numérique par le logiciel de FLAC.....	43
IV.4 Analyse pseudo-statique.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.5 Présentation des résultats des analyses pseudo-statique	47
VI.5.1 Effet de la variation du coefficient sismique sur la stabilité	47
VI.5.2 Effet de la cohésion sur la stabilité	49
VI.5.3 Effet d'angle de frottementsur la stabilité.....	51
VI.5.4 Effet d'angle de dilatation sur la stabilité	53
IV.6 Conclusion.....	54
Conclusion générale.....	56
Annexe.....	58
Références	73

Listes des figures

Figure I 1 type de remblais ferroviaire, routier.....	4
Figure I 2 Les remblais de grande hauteur.....	5
Figure I 3 Les remblais de grande hauteur doivent être conçus comme des ouvrages d'art... (cf. instruction technique du 19 octobre 1979).....	6
Figure I 4 Pente naturelle.....	9
Figure I 5 talus artificiels.....	9
Figure I 6 Mouvement de terrains.....	10
Figure I 7 Effondrements.....	11
Figure I 8 Ecoulement rocheux par dislocation interne.....	11
Figure I 9 Ecoulement par glissement banc sur banc.....	12
Figure I 10 Ecoulement de surplomb.....	12
Figure I 11 Ecoulement par fluage d'une couche sous-jacente.....	13
Figure I 12 Schéma de fluage.....	13
Figure I 13 Schémas type de coulées boueuses.....	14
Figure I 14 Schéma d'un glissement plan.....	15
Figure I 15 Glissement rotationnel simple.....	15
Figure I 16 Glissement au pk 68+800 de la rn 29 survenu en 2009.....	16
Figure I 17 Glissement complexe d'un remblai sur versant.....	16
Figure I 18 Glissement de terrain sur l'autoroute n°3 à Taïwan.....	17

Chapitre. II Les éléments sismologie

Figure II 1 Coupes schématiques sur le globe terrestre.....	20
Figure II 2 Déformation des roches superficielles : (a) exemple de courbe contrainte – déformation (b) critères de déformation plastique et de déformation cassante.....	20
Figure II 3 Représentation schématique d'un du mouvement sismique.....	22
Figure II 4 Schéma symbolisant l'atténuation de l'énergie sismique avec la distance.....	23
Figure II 5 Mouvement de terre cause par les ondes sismiques.....	26

Chapitre. III Méthodes des calculs

Figure III 1 Détails des tranches.....	29
Figure III 2 Méthodes des tranches.....	30
Figure III 3 Détails d'une tranche.....	31
Figure III 4 Schéma du principe de la méthode pseudo-statique.....	34

Chapitre. IV Calcul et résultats

Figure IV 1 Schéma du modèle utilisé pour l'ensemble des analyses.....	38
Figure IV 2 Discrétisation par tranche de la pente.....	39
Figure IV 3 modélisation de la pente pour l'analyse de stabilité.....	44
Figure IV 4 La valeur de F_s en cas statique.....	45
Figure IV 5 La surface de rupture en statique.....	46
Figure IV 6 contrôle des coefficients d'accélération pseudo-statique.....	46
Figure IV 7 La surface de rupture pour $K_h=0.1$	47
Figure IV 8 La surface de rupture pour $K_h=0.2$	47
Figure IV 9 La surface de rupture pour $K_h=0.3$	48
Figure IV 10 Courbe de l'effet de la variation du coefficient de sécurité avec le coefficient sismique.....	48
Figure IV 11 Exemple des surfaces de rupture pour différentes C et k_H	49
Figure IV 12 Courbe de l'effet de cohésion sur F_s	50
Figure IV 13 Exemple des surfaces de rupture pour différentes ϕ et K_h	51
Figure IV 14 Courbe de l'effet de l'angle de frottement sur F_s	52
Figure IV 15 Exemple des surfaces de rupture pour différentes Ψ et K_h	53
Figure IV 16 Courbe de l'effet de l'angle de dilatation sur F_s	54

LISTE DES TABLEAUX

Liste des tableaux

Chapitre. II Les éléments de sismologie

Tableau II. 1. Classement de séismes selon leur mode de génération.....19

Tableau II. 2. Faille set mécanismes au foyer.....21

Chapitre. III Méthodes de calcul

Tableau III 1 Revue des coefficients pseudo-statique suggères par différents auteurs et utilisés dans certains pays.....33

Tableau III 2 Résultats d'analyses pseudo-statiques de quelques barrages qui ont été endommagés au cours de tremblement de terre ,seed(1979).....35

Chapitre. IV Calculs et résultats

tableau (IV 1): les caractéristiques physiques et mécaniques de sol.	38
tableau (IV 2): Résultats de calcul par la méthode des tranches de Fellenius.	40
tableau (IV 3): Résultats de calcul par la méthode des tranches de Bishop simplifiée	41
TABLEAU (IV 4) : Résultats de calcul par la méthode des tranches de Bishop simplifiée.	42
tableau (IV 5) : Résultats de calcul par la méthode des tranches de Bishop simplifiée.	42
tableau (IV 6) : Coefficients de sécurité calculée par différentes méthodes	46
tableau (IV 7) : La variation de F_s en fonction de kh et l'angle β .	48
tableau (IV 8) : L'effet de cohésion sur F_s pour $kh=0.1$.	50
tableau (IV 9) : L'effet de cohésion sur F_s pour $kh=0.2$.	50
tableau (IV 10) : L'effet de cohésion sur F_s pour $kh=0.3$.	50
tableau (IV 11) : L'effet de cohésion sur F_s en statique. Erreur ! Signet non défini.	
TABLEAU (IV 12) : L'effet de l'angle de frottement sur F_s pour $kh=0.1$.	52
tableau (IV 13) : L'effet de l'angle de frottement sur F_s pour $kh=0.2$.	52
TABLEAU (IV 14) : L'effet de l'angle de frottement sur F_s pour $kh=0.3$	52
tableau (IV 15) : L'effet de l'angle de frottement sur F_s en statique. Erreur ! Signet non défini.	
tableau (IV 16) : L'effet de l'angle de dilatation sur F_s de pour $kh=0.1$.	53
tableau (IV 17) : L'effet de l'angle de dilatation sur F_s pour $kh=0.2$.	53
tableau (IV 18) : L'effet de l'angle de dilatation sur F_s pour $kh=0.3$.	53
tableau (IV 19) : L'effet de l'angle de dilatation sur F_s en statique.	53

**Introduction
générale**

Introduction générale

1. Introduction générale

Les remblais constituent une composante très importante de nombreux ouvrages géotechniques. De nombreux cas ont montré que les tremblements de terre, peuvent avoir des conséquences indirectes désastreuses comme les glissements de terrain (ex.tremblement de terre de Chi-Chi en 1999, approximativement 22 000 glissements de terrain ; tremblement de terre de Northridge en 1994, approximativement 11 000 glissements de terrain ; Les glissements de terrain à **Mila2020** ; etc.) Ils peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages, constructions et parfois causer des victimes. Alors, on constate l'existence d'une problématique à l'échelle mondiale des glissements de terrain causés par les séismes.

L'Algérie n'échappe pas aux tremblements de terre, Au mois de janvier dernier, une secousse d'une magnitude mesurée par le CRAAG à 4.9 degrés sur l'échelle ouverte de Richter a frappé Jijel et deux autres dans la wilaya de Mila, dans la daïra de Sidi Merouane. Précisément, le premier en Juillet et le second le 7 du mois en cours de magnitude 4.9, tous ont été suivis de répliques dont la plus importante fut de magnitude 4.5 sur l'échelle ouverte de Richter, enregistrée le 7 août dans la région de Sidi Merouane à Mila. Précisément au niveau de la région d'El Khorba, supérieur et inférieur, où les dégâts furent, avec ceux relevés au niveau du Vieux-Mila, considérables.

Ces dégâts sont liés à la nature argileuse du sol de la région touchée, qui a été ébranlée par un très important glissement de terrain en raison notamment d'une pente et qui a été aggravé par les ondulations causées par le séisme.

Il existe aujourd'hui un grand nombre de méthodes d'analyse de stabilité dynamique des talus ou d'ouvrages en remblai. Plusieurs de ces méthodes restent pour l'instant dans le domaine de la recherche, sans intégration effective dans la pratique courante de l'ingénieur. Cette situation peut être reliée à l'insuffisance de validation de ces méthodes, mais aussi à leur complexité au niveau de l'analyse ou de la détermination des paramètres de calcul.

De ce point de vue, la méthode pseudo-statique demeurent attrayante due à sa simplicité, et ce, malgré son incapacité, dans sa forme actuelle, de prendre en compte de nombreux paramètres impliqués dans le calcul dynamique.

Le but de cette étude se traduit par un objectif général, subdivisé en plusieurs objectifs spécifiques.

Introduction générale

L'objectif principal de ce travail concerne l'étude de la stabilité des pentes sous charge statique et dynamique par voie de calcul analytique et de la modélisation numérique.

Il s'agira de faire :

- Une étude analytique et numérique de la stabilité des pentes sous charge statique par les méthodes des tranches de Fellenius et de Bishop simplifiée et par la méthode des différences finie à l'aide du code de calcul FLAC 2D, suivie par une comparaison des résultats obtenus.
- Une étude numérique de stabilité de la pente sous charge sismique par la méthode pseudo statique à l'aide de logiciel FLAC2D.
- Une étude paramétrique sur l'effet de la cohésion, l'angle de frottement et l'angle dilatation sur le coefficient de sécurité sous charge statique et dynamique.

Pour atteindre ces objectifs, nous avons divisé ce travail en quatre chapitres :

Le premier chapitre couvre une synthèse bibliographique sur les remblais, les pentes, et les mouvements de terrains. Le deuxième chapitre contient une bibliographie sur les éléments sismologique. Le troisième chapitre expose les méthodes de calcul sous charge statique et dynamique. Le quatrième chapitre est consacré pour les calculs, les résultats et les observations.

Finalement et à la lumière de ces résultats, l'étude se termine par une conclusion générale.

Chapitre. I

Généralité

I.1 Introduction

Dans ce chapitre nous allons présenter quelque définition sur les remblais et les talus puis nous présentons ses deux type des talus, en fin en a définir les mouvements des terrains.

I.2 Généralité sur les remblais

I.2.1 Définition des remblais

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



Figure I.1 : Type de remblais ferroviaire, routier [1].

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

I.2.2Le remblaiement

Remblayer un terrain avant des travaux de construction : c'est même une technique d'aménagement de terrain. Il est indispensable dans les cas suivants :

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

I.2.3 Les remblais de grande hauteur

Les grands remblais sont plus qu'un empilement de couches bien compactées. Leurs déformations peuvent être importantes et évoluer au cours du temps. Ils sont le plus souvent hétérogènes parfois constitués de matériaux évolutifs. Ils comportent des ouvrages transversaux et longitudinaux (Les réseaux d'assainissement des eaux). Les remblais de grande hauteur peuvent également être construits avec des matériaux de caractéristiques moins sécuritaires (sols fins argileux notamment). Dans ce cas, leur conception et leur réalisation ne s'appuient plus seulement sur les règles empiriques évoquées précédemment, mais font aussi un large appel à des études spécifiques de mécanique des sols et des roches au même titre qu'un ouvrage d'art. Il n'est pas possible de déplacer les sols utilisés en remblai sur de grandes distances et il faut donc s'accommoder des matériaux disponibles.

Cela doit inciter les projeteurs à adapter très tôt le tracé, pour éviter d'avoir ensuite à prendre des risques excessifs sur la qualité des matériaux employés [1].



Figure I.2 : Les remblais de grande hauteur [1].



Figure I.3 : Les remblais de grande hauteur doivent être conçus comme des ouvrages d'art... (cf. instruction technique du 19 octobre 1979)[2].

I.3 Présentation de GTR

Le GTR comporte deux fascicules :

Le fascicule 1 « Principes généraux » très utile à la compréhension de la méthodologie d'ensemble ;

Le fascicule 2 « Annexes techniques » qui constitue la partie opérationnelle du document dans laquelle on trouve, sous forme de tableaux, les éléments techniques nécessaires à l'étude et à la réalisation d'un projet.

Les différents systèmes de classifications géotechniques des sols et des matériaux rocheux proposés jusqu'à présent ont été établis avec le souci de servir l'ingénieur dans l'ensemble des différents domaines du Génie Civil où ces matériaux sont concernés (ouvrages en terre, fondations, stabilité des pentes, assises de chaussée ou élaboration des granulats...). Cette recherche d'universalité s'est avérée trop ambitieuse car la complexité des comportements des sols fait que les propriétés qui sont significatives pour un certain usage ne sont souvent plus les mêmes dès que l'on s'intéresse à un autre usage. Ceci conduit alors à rechercher des classifications spécifiques à chaque grand domaine d'utilisation de ces matériaux.

Ainsi, pour la réalisation des remblais et des couches de forme, les différentes classifications en usage au niveau international se sont montrées mal adaptées soit parce qu'elles étaient établies sur la base de paramètres n'ayant pas, ou peu, de signification vis-

à-vis des problèmes rencontrés (par exemple le coefficient d'uniformité dans le cas des matériaux granulaires), soit surtout parce qu'elles occultaient certains aspects capitaux (l'état hydrique des sols sensibles à l'eau, le caractère évolutif de certains matériaux rocheux, ou encore la dimension maximale des plus gros éléments présents dans le sol).

a. Classification des sols (classes A, B, C et D)

Les "sols" sont des matériaux naturels, constitués de grains pouvant se séparer aisément par simple trituration ou éventuellement sous l'action d'un courant d'eau. Ces grains peuvent être de dimensions très variables : des argiles aux blocs. Les sols sont de nature et d'origine géologique diverses : alluvions, matériaux meubles sédimentaires, dépôts glaciaires, sols résiduels

b. Paramètres retenus pour la classification des sols

Principe général

Le GTR utilisent trois types de paramètres pour classer un sol :

Les paramètres de nature ;

Les paramètres de comportement mécanique ;

Les paramètres d'état.

-Les paramètres de nature

Il s'agit de définir des caractéristiques intrinsèques des sols.

Deux paramètres caractérisent la nature d'un sol :

La granularité ;

L'argilosité.

Les paramètres de comportement mécanique

Il s'agit de caractériser l'aptitude d'un sol à être utilisé en couche de forme.

Trois paramètres de comportement mécanique ont été retenus :

- Le coefficient "Los Angeles" (LA) ;
- Le coefficient "Micro-Deval en présence d'eau" (MDE) ;
- Le coefficient de "friabilité des sables" (FS)

Les paramètres d'état

Il s'agit de caractériser l'état hydrique d'un sol.

Le GTR considère cinq états hydriques :

- État très humide : th
- État humide : h
- État moyen : m
- État sec : s
- État très sec : ts

Trois paramètres d'état hydriques ont été retenus :

- Le rapport W_n/W_{OPN} ;
- L'indice de consistance du sol IC ;
- L'indice de portance immédiat IPI.

Ils sont toujours déterminés sur la fraction 0/50 mm qui est la fraction susceptible d'être identifiée par les essais de laboratoire usuels.

I.4 Généralité des talus

I.4.1 Définition d'une pente

Une pente est l'inclinaison d'un terrain .Elle se mesure en degrés ou en pourcentage et ne doit pas être confondue avec le dénivelé, évalué en mètres ou le pendage qui s'applique aux couches du sous-sol. La pente peut être une contrainte naturelle pour l'installation humaine: elle peut être le théâtre d'éboulements, d'avalanches ou de glissement de terrain.

I.4.2 Pente naturelle

Il s'agit des talus consistants, elle peu homogène et présentant des variations géologique et éventuellement des discontinuités, et c'est l'inclinaison donnée aux parois des terres pour éviter leur éboulement.



Figure I.4 : Pente naturelle [18].

I.4.3 Talus artificiels

Les talus artificiels sont essentiellement affectés par des glissements et parfois par des phénomènes de fluage .on peut les classer en fonction des types d'ouvrages :

- Talus en déblai.
- Talus en remblais sur un sol non compressible.
- Talus en remblais sur un sol compressible.
- Dignes et barrages en terre [7].



Figure I.5 : talus artificiels [2].

I.5 Les mouvements de terrain

I.5.1 Définition des mouvements du terrain

Les différentes propositions pour définir ces phénomènes, comme étant un ensemble des déplacements, plus ou moins brutaux de sol ou de sous-sol sous l'effet d'influence naturelles (fontes des neiges, pluviométrie, anormalement forte, érosions, séismes etc.) ou anthropiques (terrassements, vibrations, exploitation des matériaux ou de nappe aquifère etc.). Ces phénomènes comprennent diverses manifestations, lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leurs structures [3].



Figure I.6 : Mouvement de terrains [20].

• Affaissements et effondrements

Les cavités peuvent être naturelles (vides de dissolution ou karsts) ou provenir d'anciennes carrières ou de bassins miniers. On distingue les affaissements si le phénomène est lent et progressif, créant une dépression topographique continue et les effondrements brutaux qui sont limités en surface par des bords subverti aux qui délimitent le fontis. Les effondrements profonds peuvent se traduire, dans un premier temps par des affaissements de surface, puis évoluer vers des fontis.



Figure I.7 : Effondrements [19].

• Les écroulements

Les écroulements (éboulements en terrain rocheux) sont caractérisés par une chute soudaine de masses de terrain rocheux. Ils peuvent être dus à des causes internes au massif, l'écroulement typique est l'effondrement d'un pan de falaise.

- Dislocation d'une masse rocheuse diaclase par altération interne ou accroissement de pressions interstitielles, par exemple.

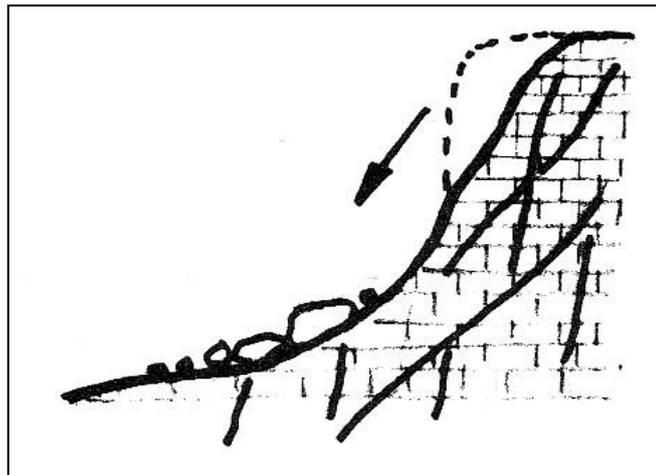


Figure I.8 : Ecroulement rocheux par dislocation interne [4].

- Glissements banc sur banc d'une masse rocheuse stratifiée.

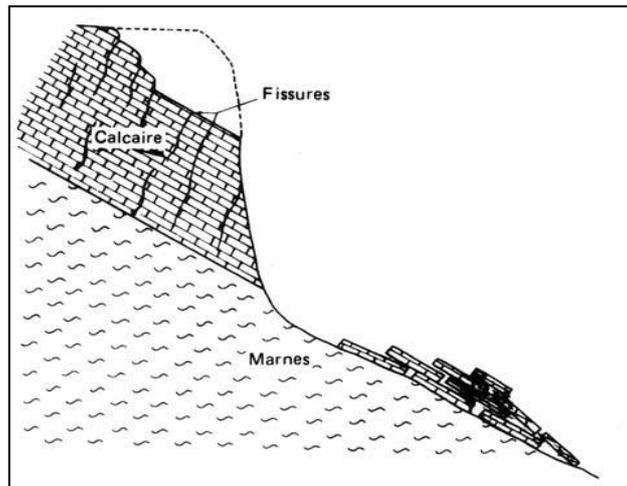


Figure I.9 : Ecoulement par glissement banc sur banc [4].

- Écoulements de masses mises en surplomb par érosion ou dislocation de couches tendres sous-jacentes.

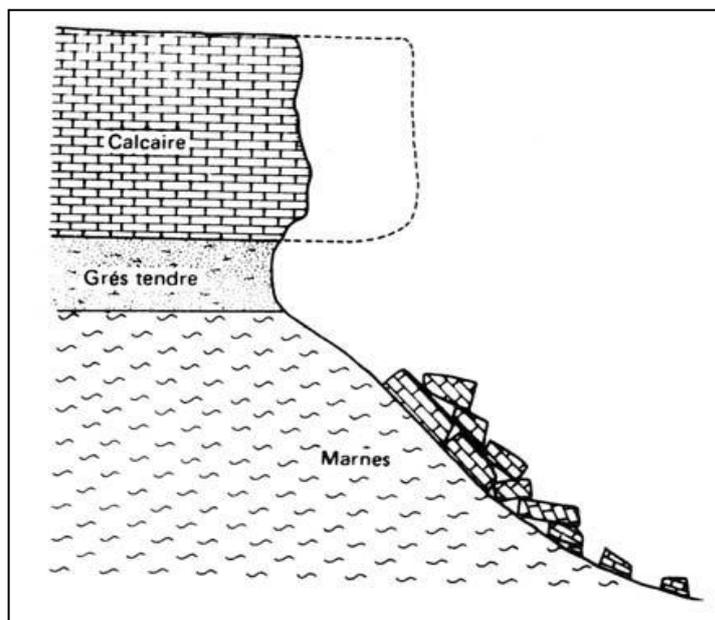


Figure I.4 : Ecoulement de surplomb [4].

- Écoulement par fluage ou glissement d'une couche sous-jacente.

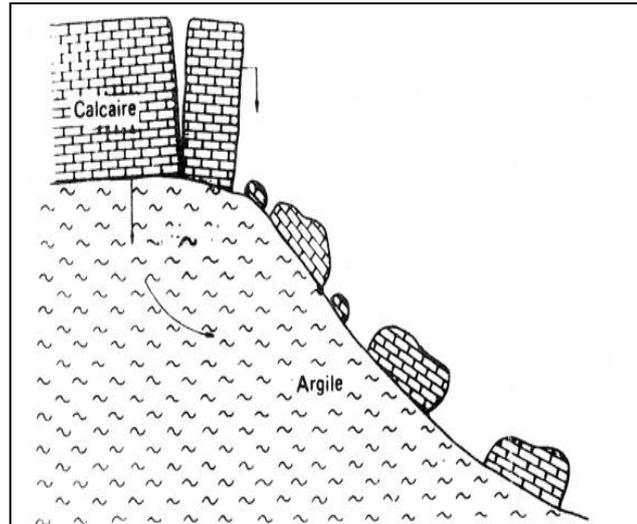


Figure I.5 : Ecoulement par fluage d'une couche sous-jacente [4].

Pendant l'écroulement la vitesse est généralement considérable et l'extension importante. Il n'existe pas de méthodes de calcul simples, ni d'ouvrages de protection, mais les mesures de prévention, voire d'évacuation sont possibles [4].

• Le fluage des terrains

Le fluage des terrains peut avoir plusieurs actions. Il affecte des pentes argileuses superficiellement, sans surface de glissement précise. Il peut aussi se manifester par le fluage de masses argileuses ou marneuses provoqué par le poids d'un massif rocheux qui leur est superposé les déplacements dus au fluage peuvent provoquer des fissures et des failles dans le rocher. Le fluage, au moins au début du processus, induit des vitesses très lentes des déplacements [5].

Sur la figure suivante la couche de marne flue sous l'effet du poids du massif de calcaire et entraîne ainsi la fissuration de la falaise ou même sa rupture.

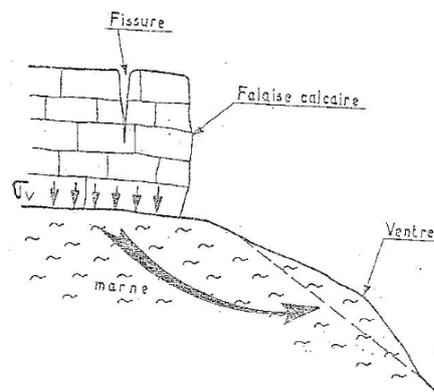
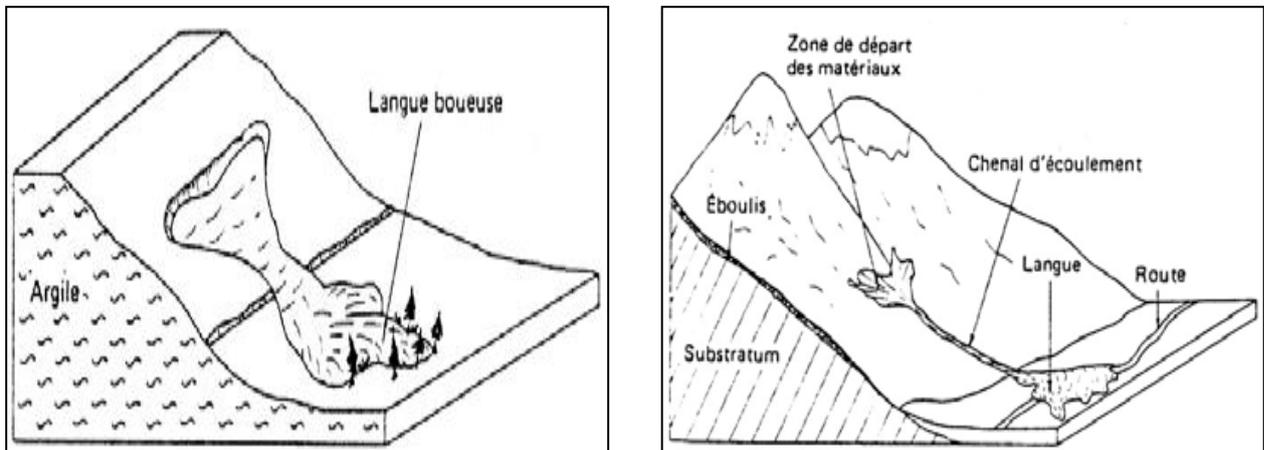


Figure I.12 : Schéma de fluage [8].

• Les coulées boueuses et les laves torrentielles

Les coulées sont des mouvements dont le comportement mécanique est plus proche de celui de matériaux transportés par l'eau, que des glissements. Souvent ce sont les matériaux issus de glissements qui alimentent les coulées en présence d'une quantité importante d'eau (liée à la présence d'une rivière, d'un torrent ou à des précipitations importantes). Les coulées sont caractérisées par :

- Des matériaux meubles, hétérogènes à matrice argileuse.
- Un déclenchement du phénomène lié au dépassement d'une teneur en eau critique qui rend le matériau semi fluide.
- Des distances de déplacement importantes et des vitesses qui peuvent être extrêmement élevées [4].



- Figure I.6 : Schémas type de coulées boueuses [4].

• Les glissements

Selon la géométrie de la surface de glissement on distingue :

- Le glissement plan, en milieux rocheux et en terrain meuble, qui s'effectue le long d'une surface de rupture sensiblement plane, roche altérée sur substratum sain présence d'une couche argileuse ou limoneuse favorisant le glissement (figureI.13) c'est un cas où la reconnaissance des sols doit identifier la surface de glissement qui est comme :

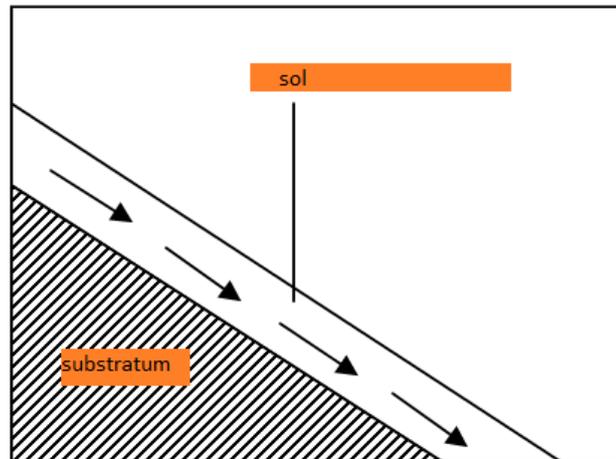


Figure I.7 : Schéma d'un glissement plan [5].

- Le glissement rotationnel, en terrain meuble et en débris de roches très fragmentées, qui s'effectue suivant une surface plus ou moins circulaire. il se caractérise par un escarpement à l'amont et un bourrelet à l'aval ; généralement, on rencontre plusieurs glissements emboîtés.
- On peut distinguer des glissements assez limités et superficiels tels qu'on peut en voir souvent le long des talus routiers et autoroutiers et des glissements beaucoup plus profonds et complexes, les glissements rotationnels s'effectuent au sein même du matériau ; contrairement au cas précédent, la surface de rupture n'est pas connue, sa recherche est développée dans les paragraphes suivants.

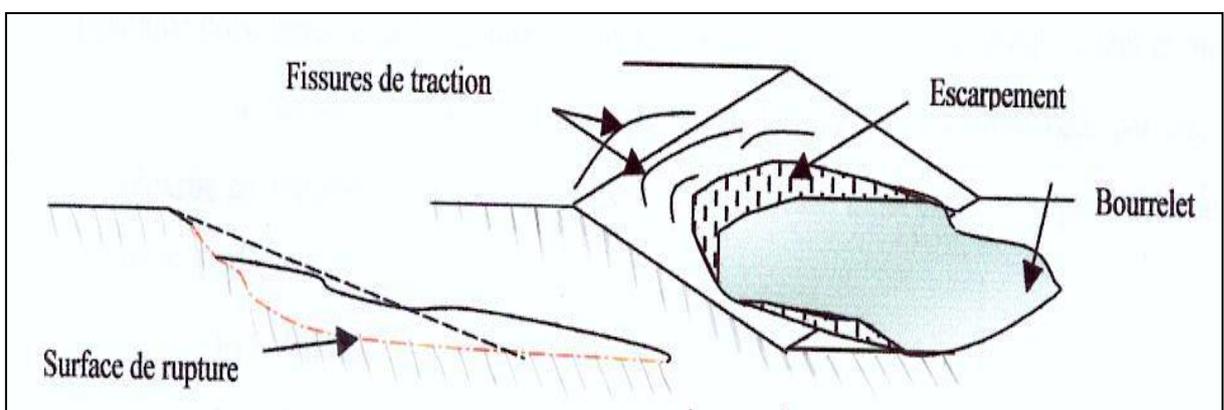


Figure I.15 : Glissement rotationnel simple [4].



Figure I.16 : Glissement au pk 68+800 de la rn 29 survenu en 2009[4].

- Le glissement quelconque, qui est une combinaison des deux cas précédents comme pour le glissement plan, la reconnaissance des sols doit identifier la surface de glissement qui est ici complexe et nécessite des reconnaissances précises.

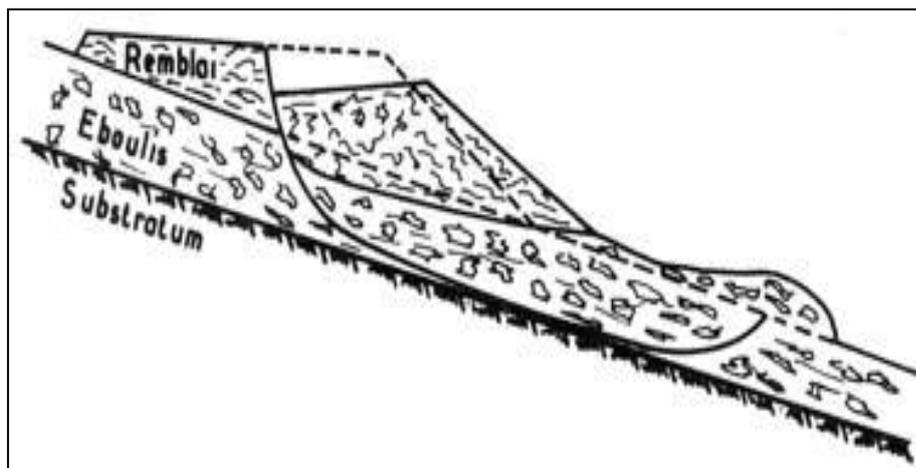


Figure I.17 : Glissement complexe d'un remblai sur versant [4].

Le facteur déclenchant principal des glissements est la pression interstitielle de l'eau un générée par la pluie, la fonte de neige, la fluctuation des nappes, mais aussi la suppression interstitielle générée par les remblais sur les sols fins.

Concernant les ouvrages géotechniques les causes sont les pentes trop raides pour les remblais et les déblais vis-à-vis des caractéristiques des sols les constituant, l'augmentation de la teneur en eau qui, dans le cas des sols fin, va <<ramollir >> le matériau en diminuant fortement sa cohésion, des écoulements de nappe ou des chenaux ponctuels qui vont diminuer la stabilité des remblais et déblais. Les séismes sont évidemment des facteurs qui

peuvent déclencher subitement des glissements. La vitesse des glissements est très variable pour les versants naturels ; elle fluctue en fonction des conditions climatiques et augmente fortement avant le déclenchement de la rupture .concernant les remblais et les déblais, la rupture est souvent brusque, mais des fissures en tête et la naissance d'un bourrelet en pied peuvent être des signes avant –coureurs du glissement. Les volumes des glissements vont de quelques dizaines de mètres cubes pour les remblais et déblais jusqu'à des millions de mètres cubes pour des versants naturels [5].



Figure I.18 : Glissement de terrain sur l'autoroute n°3 à Taïwan [17].

I.6 Conclusion

Les mouvements et les glissements de terrain sont très souvent des accidents graves de grande ampleur qui provoquent des dégâts matériels considérables et peuvent causer des pertes en vies humaines.

Chapitre. II
Éléments de
sismologie

II.1 Introduction

Les séismes ou tremblements de terre constituent un phénomène géologique qui de tout temps a terrorisé les populations qui vivent dans certaines zones du globe, dans ce chapitre on a défini les éléments sismologie.

II.2 L'origine de perturbation de terre

Un tremblement de terre se manifeste par une perturbation de terre causée par la libération soudaine d'énergie dans la croûte terrestre. Cette énergie peut provenir de différentes sources, telles que les mouvements tectoniques, des éruptions volcaniques, ou même des explosions artificielles et de l'effondrement de cavités sous terraines, telles que les mines et les karsts.

Tableau (II. 1.) : Classement de séismes selon leur mode de génération.

	Séisme tectoniques :	Séismes induits par l'activité humaine :
Jeu d'une faille	rupture soudaine des roches	Mise en eau d'un grand barrage, exploitation de gaz, etc.
Explosion	Séismes volcaniques : fracturation des roches due à l'intrusion de magma, dégazage, oscillation propre du réservoir	Tirs d'exploration sismique, tirs de mines et carrières, essais nucléaires souterrains.
Implosion	Séismes d'effondrement : effondrement de cavités, effondrements liés à un grand glissement de terrain	effondrement d'anciennes mines.

Remarque:

- Les séismes tectoniques sont de loin les plus courants, ils sont bien expliqués par la tectonique des plaques.
- À part les tirs nucléaires, les séismes artificiels sont généralement des petits séismes.

La cause d'un séisme est presque toujours la même : il est provoqué par la rupture brutale des roches en profondeur en un point appelé foyer (à la verticale de l'épicentre) qui,

le plus souvent, se situe dans les 60 premiers kilomètres de la couche externe de la terre (Figure II.1).

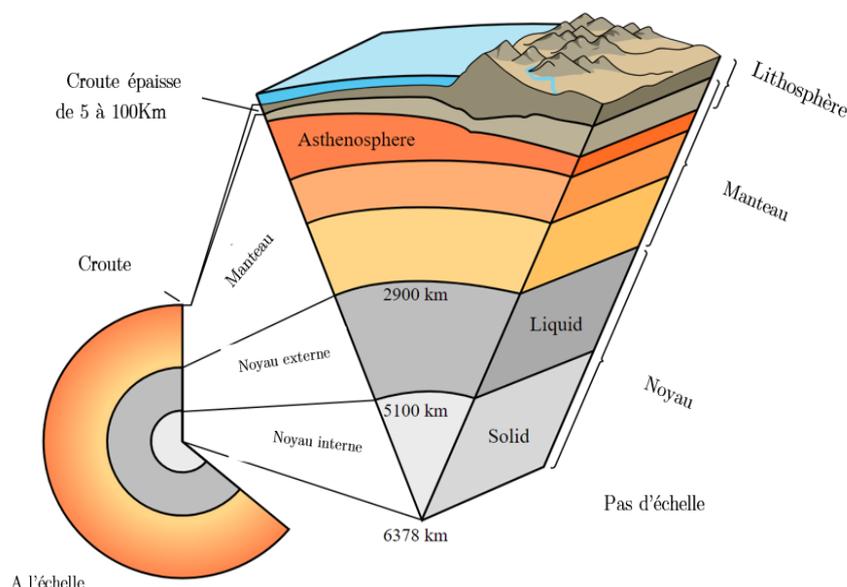


Figure II.1 : Coupes schématiques sur le globe terrestre [10].

C'est le cas des séismes superficiels qui, en dehors des quelques petites secousses d'origine volcanique, se produisent dans la partie cassante de la croûte terrestre. Devant la contrainte imposée par le mouvement des plaques (mouvements de rapprochement ou d'écartement ou bien encore de coulissage des plaques rigides), les roches superficielles se déforment de façon élastique jusqu'à un certain point de rupture à partir duquel elles cassent brutalement le long d'une ou plusieurs failles (Figure). Les parois de la faille mises en mouvement frottent l'une contre l'autre de telle sorte qu'il y a une dissipation de l'énergie d'une part sous forme de chaleur obtenue par frottement, et d'autre part sous forme de vibrations.

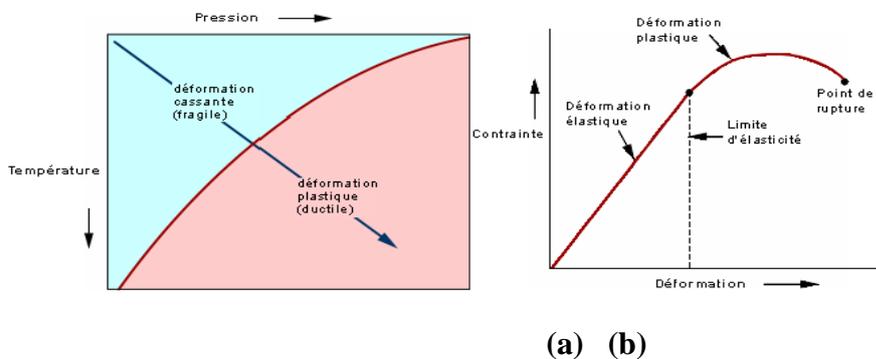


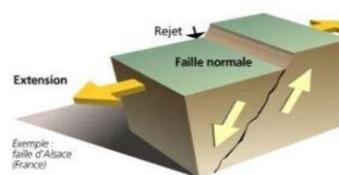
Figure II.2 : DEFORMATION des roches superficielles : (a) exemple de courbe contrainte –déformation (b) critères de déformation plastique et de déformation cassante [6].

II.3 Les différents types faille set mécanismes au foyer

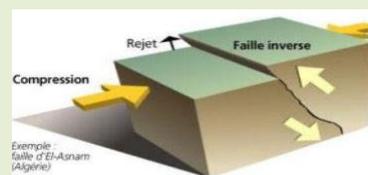
On appelle le mécanisme au foyer, le mécanisme permettant de définir quel type de faille intervient dans le tremblement de terre, ainsi que l'orientation de la faille et la direction de glissement des blocs sur cette faille. On peut ainsi définir la nature convergente ou divergente des mouvements à l'origine des séismes. Le mécanisme au foyer d'un séisme est généralement une combinaison de mécanismes simples. Il existe trois sortes de faille set trois sortes de mécanismes au foyer. Les différents types de faille set mécanismes au foyer sont cumulé dans le tableau II. 2 :

Tableau (II. 2.) : Faille set mécanismes au foyer.

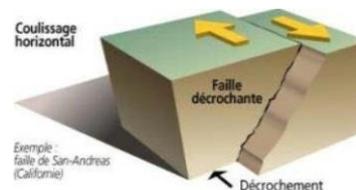
Les failles normales : elles résultent d'un mouvement d'écartement (divergence) qui entraîne un étirement des roches initiales.



Les failles inverses : elles résultent d'un mouvement de rapprochement (convergence) qui entraîne un raccourcissement des terrains initiaux



Les failles en décrochement : elles provoquent un déplacement des blocs uniquement dans les sens horizontales vue de dessus.



II.4 Caractéristiques du mouvement sismique

La chute de contrainte provoquée par la rupture brutale de la roche sur le plan de faille libère de l'énergie, sous forme de chaleur et d'émission d'ondes élastiques. Plus la surface de rupture et le déplacement sont importants, plus la quantité d'énergie libérée est importante.

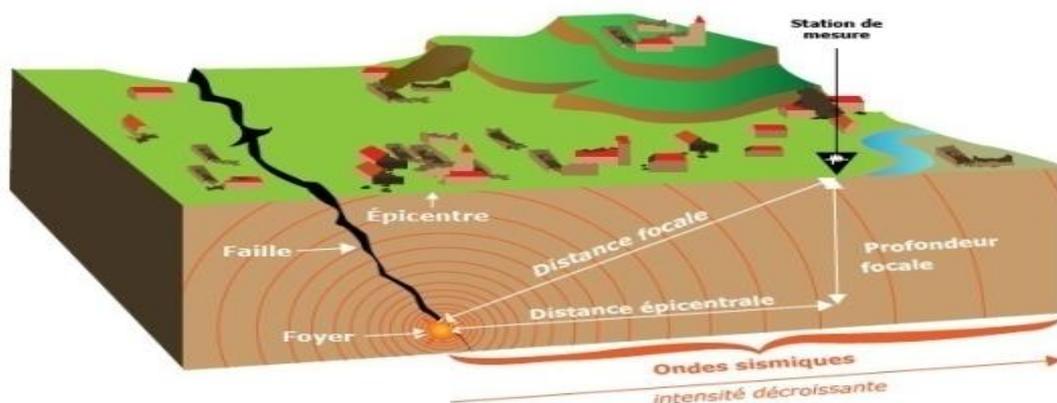


Figure II.3 : Représentation schématique d'un du mouvement sismique [11].

- Les paramètres suivants définissent la source sismique

- **Foyer ou hypocentre** : lieu du plan de faille où commence la rupture (point de déclenchement de la rupture).
- **Épicentre**: le point de la surface terrestre à la verticale du foyer.
- **Azimut de la faille** : angle compris entre l'axe du méridien et celui de la faille (orientation de la faille).
- **Pendage de la faille** : inclinaison de la faille.
- **Surface** : surface du plan de faille concernée par la rupture (longueur x hauteur).
- **Déplacement moyen** : longueur du glissement de la roche de part et d'autre du plan de faille.
- **Magnitude** : mesure de l'énergie libérée, dépend du moment sismique (cf.4), donc de la rigidité du milieu, de la surface et du déplacement de la rupture. Elle est définie comme le logarithme décimal de l'amplitude maximale des ondes sismiques sur un ismogramme et se quantifie sur l'échelle de Richter, à titre d'exemple, le séisme le plus puissant mesuré à ce jour a eu lieu au Chili, le 22 mai 1960, sa magnitude étant de 9,5 sur cette échelle.
- **L'intensité d'un séisme** : est définie en un lieu par rapport aux effets produits par ce séisme (effets et conséquences du séisme en un lieu donné), elle permet de classer qualitativement les séismes, par observation des dégâts causés. Elle s'augmente de 1 à 12 selon l'échelle de Marcelli, ou I=12 correspondant à des dégâts catastrophiques.
- **L'accélération maximale du sol (PGA)**: c'est un paramètre important pour le calcul de structure. Les paramètres précédents ayant essentiellement un intérêt d'appréciation et de classification, ils ne sont pas directement utilisables pour ce domaine. Cette valeur relève

de mesures effectuées sur le site. L'accélération maximale est exprimée en m/s^2 ou en g, ou en gale.

- **Le déplacement maximal du sol** : il donne une idée de l'ordre de grandeur du déplacement relatif du centre de gravité d'une structure par rapport à sa base (allant de quelques centimètres à un mètre en zone fortement sismique).
- **La durée du mouvement sismique** : celle – ci est liée à sa magnitude et va de quelques secondes à une minute en zone fortement sismique.

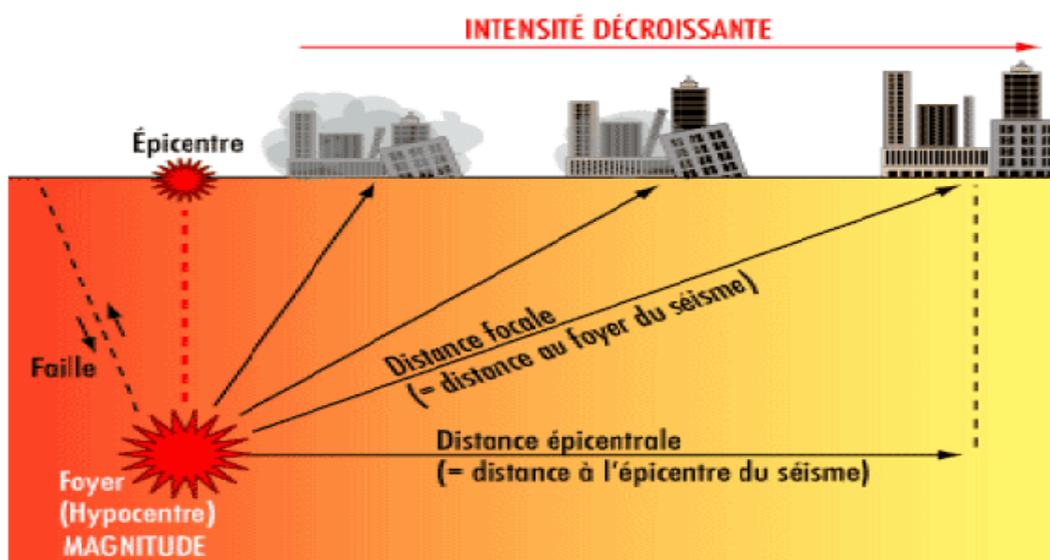


Figure II.4: Schéma symbolisant l'atténuation de l'énergie sismique avec la distance [12].

II.5 Caractérisation des ondes sismiques

Le concept de l'onde est une notion abstraite de transport d'énergie d'un point à un autre sans transfert de matière. Ce phénomène nous permet d'obtenir de l'information sur un milieu. La connaissance des caractéristiques des différents types d'onde et de leurs modes de propagation permet de comprendre leur action sur une structure. Les ondes sismiques voyageant à l'intérieur de la terre sont émises par les tremblements de terre qui se produisent en profondeur (libérées par la rupture sur la faille). Elles ne sont pas observables de manière directe, mais les mouvements qu'elles produisent, les vibrations, sont convertis en une certaine forme de signal et sont enregistrés par des sismomètres. Les tremblements de terre produisent différents types d'ondes qui se caractérisent par des vitesses de propagation variables en fonction des propriétés du milieu traversé. Cela a permis l'étude d'une variété d'ondes depuis plus de 150 ans. Poisson démontre en 1830 qu'il

existe deux types d'ondes qui peuvent traverser les milieux homogènes et solides: les ondes de compression (P) et de cisaillement (S), toutes deux regroupées sous le nom d'ondes de volume. On attendra 1887 et 1911 pour voir apparaître respectivement les ondes de Rayleigh et de Love. Porteuses du nom de leur découvreur. En 1889, pour la première fois, un enregistrement des ondes issues d'un séisme au Japon est réalisé à plusieurs milliers de kilomètres depuis la source.

C'est le début d'une sismologie moderne, instrumentale, basée sur l'étude des ondes sismiques.

II.5.1 Les ondes de volume

Elles se propagent dans la masse terrestre depuis la source et sont réfléchies et / ou réfractées par les limites de couches de solde densités différentes et par la surface. Ce sont les ondes de volume qui provoquent les déformations des constructions courantes sous l'effet des forces d'inertie (leurs fréquences) d'oscillation sont proches de celles des constructions qu'elles peuvent mettre en résonance). On peut distinguer deux types d'ondes de volume:

- Les ondes P :

Dites primaire et qui progressent en animant les sols traversés en compression / dilatation comme les spires d'un ressort. Ce sont des ondes de compression qui se propagent dans tous les états de la matière (gazeux, liquide et solide). Les ondes P se déplacent en créant successivement des zones de compression et des zones de dilatation. Ses caractéristiques sont comme suit:

- Vitesse : de l'ordre de 4 à 6 km /s (beaucoup moins selon la nature des roches tendres et des sols plus ou moins raides traversés près de la surface).

- Périodes : de l'ordre de la seconde (de la fraction de seconde à quelques secondes)

- Longueur d'onde : de l'ordre de 4 à 6 km

- Les ondes S :

Dites : secondaires, cisaillement ou transversales, car le substrat se déplace perpendiculairement à la direction de l'onde lors que celle-ci le traverse. Par ailleurs, elles ne se propagent pas dans les milieux liquides, ce qui signifie qu'elles disparaissent en pénétrant dans le noyau terrestre externe. Le qualificatif «secondaire» vient du fait qu'elles apparaissent après les ondes P sur les sismogrammes. Elles sont caractérisées par:

- Vitesse: 60% de celle des ondes P.

- Périodes : de l'ordre de la seconde (de la fraction de seconde à quelques secondes)

- Longueur d'onde : de l'ordre de 4 à 6 km.

II.5.2 Les ondes de surface

Ce sont des ondes guidées par la surface de la terre. Leur effet est comparable aux rides formées à la surface d'un lac. Elles sont moins rapides que les ondes de volume, leur amplitude est généralement plus forte. Mais décroît rapidement avec la distance à la surface qui les guide. On peut distinguer:

- L'onde de Love

C'est une onde de cisaillement, comme les ondes S, mais qui oscillent dans un plan horizontal. Elles impriment au sol un mouvement de vibration latéral. C'est un anglais Augustus Edward Hoogh Love qui a découvert son existence en 1911. Elles provoquent un ébranlement horizontal qui peut causer de nombreux dégâts aux fondations d'un édifice qui n'est pas une construction parasismique.

- L'onde de Rayleigh :

Dite l'onde R, elle a été découverte par John William Strutt Rayleigh en 1885. Son déplacement est complexe et est assimilable à une vague. Les particules du sol se déplacent selon une ellipse rétrograde, créant une véritable vague qui affecte le sol lors des grands tremblements de terre. Les ondes de Love et de Rayleigh ont un contenu fréquentiel qui concerne certaines structures, mais leur influence sur les constructions courantes est négligeable:

- Vitesse : de l'ordre de 1 à 2 km/s.

- Périodes : de l'ordre de 20s.

- Longueur d'onde : de l'ordre de 20 à 40 km.

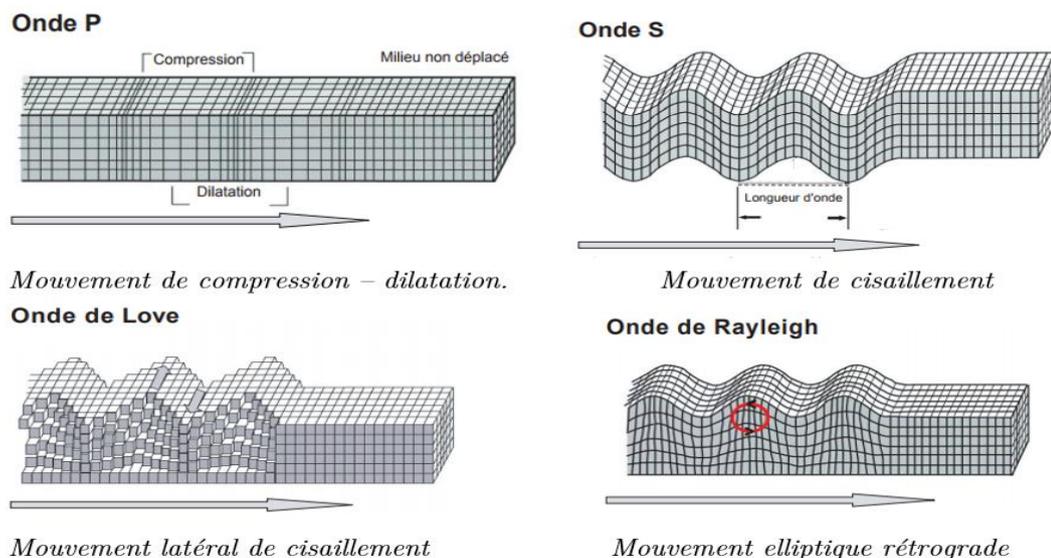


Figure II.5: Mouvement de terre cause par les ondes sismiques [6].

II.5.3 Vitesse des ondes

Les différentes ondes sismiques ne se propagent pas de la même manière, ni à la même vitesse dans tous les milieux traversés. Cette propriété est utilisée entre autres pour comprendre la nature physique du globe et pour déterminer les épicentres des séismes. Ces vitesses dépendent du matériau traversé, de la pression et de la température de milieu.

II.5 conclusion

Les glissements de terrain en Algérie sont très communs dans les zones épicentrales des séismes leur nombre et leur importance est fonction de la magnitude du séisme .Pour cela, nous réaliserons des études sur la stabilité des pentes sous charge dynamique.

Chapitre. III

Méthodes de calcul

III.1 Introduction

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 en équilibre limite, méthodes de calcul à la rupture, méthodes de calcul en déformations) et par la facilité de leur mise en œuvre (calculs à l'aide d'abaques, calculs automatiques à l'aide de logiciels), mais elles s'accordent toutes à définir un coefficient de sécurité global en fonction duquel la stabilité du talus étudié est considérée comme assurée ou compromise, ou par des coefficients de sécurité partiels affectant, d'une part, les sollicitations appliquées et, d'autre part, les propriétés mécaniques des sols

III.2 Méthodes de calcul analytique de stabilité de la pente sous charge statique

III.2.1 Calcul de stabilité en rupture circulaire

On distingue plusieurs méthodes de calcul en rupture circulaire sous charge statique et dynamique, parmi elles on utilisera dans notre cas trois méthodes; la méthode des tranches de Fellenius et de Bishop simplifiée et la méthode pseudo-statique.

III.2.1.1 Méthode des tranches

C'est la méthode des tranches ou méthode suédoise due à Paterson en 1916, développée par Fellenius pour les ruptures circulaires en 1927 et perfectionnée par Bishop en 1954 étendue pour les ruptures non circulaires par nonveiller en 1965. Elle se trouve sous deux formes détaillées et simplifiées.

Dans la nature, la ligne de glissement est rarement un cercle. En outre, les terrains sont rarement homogènes. C'est pour cette raison qu'il est nécessaire de diviser le massif en tranches. Chacune de ces tranches avec un sol homogène est une ligne de glissement de forme simple. Cette méthode consiste à diviser la masse glissante en tranches verticales relativement minces.

Les forces qui agissent sur la tranche élémentaire de largeur b sont :

- W_i : le poids de la tranche, y compris l'eau et les surcharges extérieures éventuelles.
- $X_n, Z_n, X_{n+1}, Z_{n+1}$: les composantes verticales et horizontales des forces d'interaction entre tranches.
- U : pression interstitielle au milieu de la corde ou de l'arc de rupture de la tranche.
- b : épaisseur de la tranche ($b=l.\cos\alpha$).
- α : angle entre la corde de la tranche et l'horizontale.

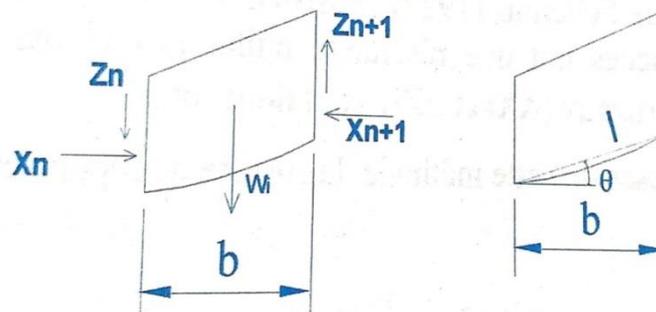


Figure III.1 : Détails des tranches [7].

On peut décomposer le poids W en une composante $N=W.\cos\theta$ stabilisante car elle provoque un frottement de type $N.\tan\varphi$ et une composante tangentielle $T=W.\sin\theta$ qui a un effet sollicitant dans la zone où la ligne de glissement présente une pente θ de même signe que celle du talus (β). Dans l'autre zone, T sera négatif.

III.2.1.2 Méthode des tranches de Fellenius

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus. Fellenius suppose que le volume de glissement délimité par la surface de glissement et la topographie du talus soit subdivisé en n tranches. Chaque tranche est considérée comme un solide indéformable, en équilibre sur la ligne de glissement.

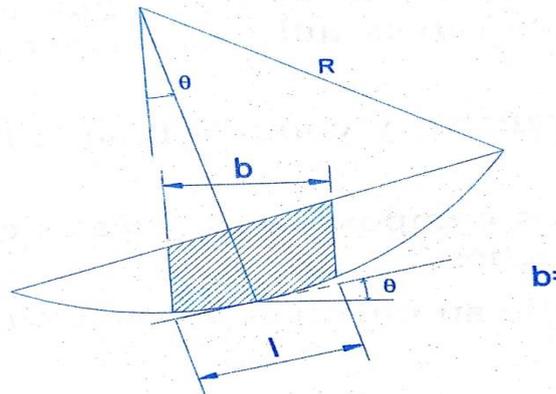


Figure III.1 : Méthodes des tranches [7].

Le coefficient de sécurité F est obtenu à partir de l'équilibre des moments par rapport au centre de cercle de glissement ($u=0$).

Le moment résistant

$$M_r = (c.l + W_i \cos \theta_i \tan \varphi) \cdot R = \left[c.b + W_i \cos^2 \theta_i \tan \varphi \right] \cdot \frac{1}{\cos \theta} \cdot R \quad \text{(III.1)}$$

Le moment moteur

$$M_m = W_i \sin \theta_i \cdot R \quad \text{(III.2)}$$

En cas de surcharge (P), il y a lieu d'ajouter le moment dP .

En tenant compte de la pression interstitielle u , on obtient la valeur de F en utilisant l'expression :

$$F = \frac{M_r}{M_m} = \frac{\sum [cb + (W \cos^2 \theta - u.l) \tan \varphi] \frac{1}{\cos \theta}}{\sum W \sin \alpha} \quad \text{(III.3)}$$

$$F = \frac{\sum cl + (N - ul) \tan \varphi}{\sum W \sin \theta} = \frac{\sum cl + (W \cos \theta - ul) \tan \varphi}{\sum W \sin \theta} \quad \text{(III.4)}$$

En posant :

$$l = \frac{b}{\cos \theta} \quad \text{(III.5)}$$

On obtient :

$$F = \frac{\sum cb + (W \cos^2 \theta - ub) \tan \varphi}{\sum W \sin \theta} \quad \text{(III.6)}$$

l : la longueur du plan de glissement de cette tranche (l'arc de cercle étant remplacé par sa corde).

III.2.1.3 Méthode des tranches de bishop

• Formulation détaillée de bishop

Les composante verticales et horizontales des force d'interaction entre tranche $X_n, Z_n, X_{n+1}, Z_{n+1}$ interviennent dans les efforts appliqués sur AB.

En 1954, bishop a publié une méthode appelée méthode détaillée. Il considère que X_n n'est pas nécessairement nul et il l'élimine par un artifice considère que X_n n'est pas nécessairement nul et il l'élimine par un artifice de calcul.

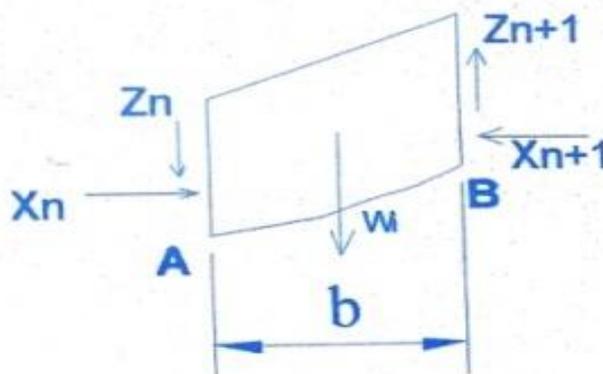


Figure III.2 : Détails d'une tranche [7].

$$F = \frac{\sum [c' b + (W + Z_n - Z_{n+1}) - U] \tan \phi'}{\sum W \sin \alpha} \frac{1}{\cos \alpha (1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi' / F)} \quad (\text{III.7})$$

• Formulation simplifiée de bishop

Avec l'hypothèse supplémentaire $Z_n + Z_{n+1} = 0$ l'équation précédente devient :

$$F = \frac{\sum [c' b + (W - ub) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \frac{1}{\cos \alpha (1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi' / F)} \quad (\text{III.8})$$

Cette expression fournit une expression explicite de F dont la valeur s'obtient par itération. La valeur initiale F_i est obtenue généralement par la méthode de bishop est très utilisée dans le calcul de stabilité. La méthode de Fellenius donne des coefficients de sécurité plus faibles que la méthode de bishop. Les écarts sont de l'ordre de 10%. [7]

III.2.2 Calcul la stabilité de la pente sous charge dynamique

III.2.2.1 La méthode pseudo-statique

Cette méthode est très utilisée, à cause d'une part de la simplicité de son concept et des calculs qui en découlent, et d'autre part de son applicabilité aussi bien à une analyse en contraintes effectives que totales. La première application de la méthode statique équivalente à l'analyse de la stabilité sismique des pentes est due à Terzaghi (1950). Le principe, comme il a été déjà mentionné, consiste à ignorer la nature dynamique de la secousse sismique, et à remplacer les forces sismiques par des forces massiques équivalentes, composées d'une force latérale et une force verticale. Comme le schématise la figure 20.6, la force latérale F_h agit au centre de gravité de la masse glissante m , est égale au produit du coefficient sismique k_h fois le poids W de cette masse, et est dirigée vers l'aval du talus :

$$F_h = ma = \frac{w}{g} a = w \frac{a}{g} = w.k_h \quad (\text{III.9})$$

La force verticale totale F_v comporte aussi bien le poids de la masse glissante que la composante verticale de la force massique équivalente, soit :

$$F_v = w + k_h \times w = (1 + k_h) w \quad (\text{III.10})$$

Ces deux composantes s'expriment en tant que forces par unité de longueur du talus, du fait qu'on suppose couramment que le talus est suffisamment pour qu'il soit en état de déformations planes.

Le coefficient sismique k_h augmente avec la magnitude du séisme et est majoré par a_{max}/g , a_{max} étant l'accélération maximale. Il diminue par contre avec la taille de la masse glissante du sol, puisqu'au fur et à mesure que la masse glissante augmente, la probabilité de glissement de la totalité de la masse diminue. Selon Day (2002), il est recommandé de prendre k_h égal à :

- A_{max}/g pour des petites masses glissantes, tel que le cas des talus superficiels,
- $0.65a_{max}/g$ pour des masses glissantes de taille intermédiaire,
- La valeur minimale pour des grandes masses glissantes, telles que les barrages et les grands remblais.

Selon Seed (1979), la valeur minimale de kh/g dans les sites à proximité d'une faille capable de générer un séisme de magnitude de 6.5 est égale 0.10, et pour une magnitude de 8.5, kh/g doit être pris égal à 0.15.

Terzaghi(1950) a recommandé de prendre kh égal à 0.1, 0.2 et 0.5 pour des séismes "sévères", "violents et destructeurs" et "catastrophiques" respectivement.

Selon le règlement parasismique Français PS-92, le coefficient sismique kh est pris égal à 0.5, 0.45 et 0.4 fois amax/g aux sites S1, S2 et S3 respectivement. Le coefficient kv doit être pris égal à $\pm 0.3K_h$.

Le règlement parasismique Algérien adopte le même coefficient kvdu PS-92 et stipule de prendre $kh=0.5A$, quelle que soit la catégorie géotechnique du site étudié, A étant le coefficient d'accélération, fonction de la zone sismique et du groupe d'usage de l'ouvrage.

L'analyse du problème statique équivalent, résultant de l'application de ces forces, peut se faire par l'une des méthodes mentionnées au chapitre 16, notamment celles basées sur la théorie d'équilibre limite du sol.

L'Eurocode-8 précise que la méthode statique équivalente ne doit pas être utilisée dans les sols à topographie très irrégulière de la surface, ou en cas de sols développant des surpressions interstitielles importantes ou une dégradation significative de la rigidité.

TABLEAU (III 1) : Revue des coefficients pseudo-statique suggères par différents auteurs et utilises dans certains pays [15].

Source	kh	Spécification de l'événement
Terzaghi (1950)	0.1	sévère (Rossi-Forel IX),
	0.2	Violant (Rossi-Forel X),
	0.3	Catastrophique.
Seed (1979)	0.1	M=6.5
	0.15	M=8.25
Marcuson (1981)	1/3 à 1/2 Amax	Amax est l'accélération maximale incluant l'amplification
Hynes-griffin et Franklin 1984	1/2 PGA	F.S.>1,0 et une réduction en résistance de 20%

Jansen(1990)	0,5 Amax < k < 0,7 Amax	
Japon (guide)	0,12 < k < 0,25	
u.k((guide)	K=2/3 PGA	PGA est l'accélération max au rocher

La méthode du coin de rupture, faisant partie des méthodes statiques équivalentes, suppose que le massif AME en équilibre rigide plastique, tel que montré en figure III.4., manifeste une rupture plane. Le bilan des efforts à l'état limite de glissement de la surface AM, sur une longueur L, fait intervenir le poids W du coin, la force statique équivalente Fh et les efforts de résistance tangentiel T et normal N, tels que :

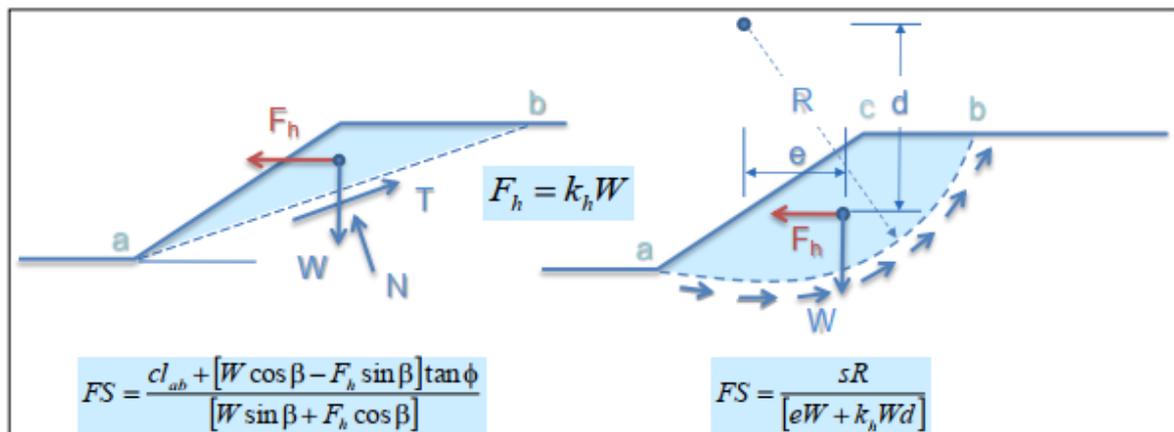


Figure III.3 : Schéma du principe de la méthode pseudo-statique [15].

Les forces motrices étant le poids W et Fh, et les forces résistantes étant la force T, le coefficient de sécurité au glissement peut être défini comme suit :

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{\text{les forces résistantes}}{\text{les forces motrices}} \\
 &= \frac{T}{W \sin \beta + F_h \cos \beta} = \frac{CL + (W \cos \beta - F_h \sin \beta) \tan \phi}{W \sin \beta + F_h \cos \beta} \quad (\text{III.11})
 \end{aligned}$$

Avec :

$$\beta' = \arctan \left(\frac{kh}{1 + kv} \right) \quad (\text{III.12})$$

L'analyse peut se faire aussi bien en contraintes totales en introduisant les caractéristiques non drainées C_u et ϕ_u , qu'en contraintes effectives en introduisant la force normale effective N' , obtenue en soustrayant de la force totale N la force de pression hydrostatique moyenne uL , et les caractéristiques drainées C' et ϕ' :

$$F_s = \frac{CL + (W \cos \beta - Fh \sin \beta' - uL) \tan \phi}{W \sin \beta + Fh \cos \beta'} \quad (\text{III.12})$$

Une autre approche du problème statique équivalent est la méthode des tranches, dans laquelle la surface de la masse glissante est subdivisée en tranches verticales minces et dont le principe consiste à tester le plus grand nombre possible de cercles probables de rupture, calculer le coefficient de sécurité F_s pour chaque cercle, et retenir le cercle ayant le coefficient minimal. La stabilité au glissement est assurée si la valeur minimale est supérieure à 1.50 [9].

Tableau (III 2) : Résultats d'analyses pseudo-statiques de quelques barrages qui ont été endommagés au cours de tremblement de terre, seed (1979) [15].

Barrage	Kh	Fs	L'effet de séisme
Sheffield (USA)	1	1.2	Rupture totale
Lower San Fernando (USA)	0.15	1.3	Rupture de la pente amont
Upper San Fernando (USA)	0.15	~2-2.5	pente aval écalé .déplacement de la
Tailings (Japan)	0.2	1.3	pente amont de 6 pi Rupture de barrage

III.2.2.2L'influence des facteurs de site

l'observation montre que, toutes choses égales par ailleurs, l'intensité avec laquelle un séisme est ressenti en un lieu donné dépend dans une large mesure de la nature des terrains traversés par l'onde sismique et des conditions géotechniques locales la topographie souterraine ou de surface a aussi de l'importance. Il est en effet d'expérience constante que les ouvrages édifiés sur un sol meuble subissent des dommages plus importants que ceux situés sur un sol de consistance rocheuse [7].

III.3 Modélisation par logiciel de calcul Flac

FLAC est un programme de différences finies qui sera utilisé dans cette étude afin de réaliser les différentes simulations, statique, pseudo-statique. FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) est un logiciel de modélisation numérique pour l'analyse géotechnique avancée du sol, les roches, les eaux souterraines, et l'appui au sol en deux dimensions. FLAC est utilisé pour l'analyse, le test et la conception par des ingénieurs civils et géotechniques plus précisément il est conçu pour accueillir tout type de projet d'ingénierie géotechnique qui nécessite une analyse de continuum.

FLAC utilise une formulation de différence finie explicite qui peut modéliser des comportements complexes, tels que les problèmes qui se composent de plusieurs étapes, les grands déplacements et déformations, le comportement des matériaux non-linéaires, ou des systèmes instables (même cas de rendement / échec sur de grandes surfaces, ou l'effondrement total).

FLAC est l'un des logiciels les plus performants en analyse dynamique. D'ailleurs, le logiciel est utilisé par les ingénieurs-conseils et des scientifiques à travers le monde entier (des milliers de licences utilisées par l'industrie dans le monde entier, les universités et les organismes gouvernementaux), il contient un grand dépôt d'exemples et validations, avec plus que 1000d'articles de publiés et des documents de conférence et donne des solutions physiques réalistes [16].

III.4 Conclusion

Le présent chapitre passe en revue les différentes méthodes d'analyse de stabilité des versants naturels ou artificiels actuellement utilisées pour l'élaboration des projets.

Chapitre. IV

Calculs et résultats

IV.1 Introduction

Il existe aujourd'hui un grand nombre de méthodes d'analyse de la stabilité des pentes sous charge statique et dynamique, dans ce chapitre nous menons des études comparatives entre les méthodes analytiques (Fellenius et Bishop simplifiée) et la modélisation numérique à l'aide du logiciel FLAC, nous étudions aussi l'effet de la variation de cohésion, angle de frottement et angle dilataance sur les différents facteurs de sécurité.

IV.2 Exemple de calcul

Soit un talus de pente $\beta=26.5^\circ$ et de hauteur $H=16\text{m}$. Les caractéristiques physiques et mécaniques du massif du sol sont données dans le tableau suivant :

TABLEAU (IV 1) : les caractéristiques physiques et mécaniques de sol.

Sol	γ (kn/m ³)	C'(KPA)	ϕ (°)
Remblais1	16.8	3	30
Remblais 2	16.8	3	35

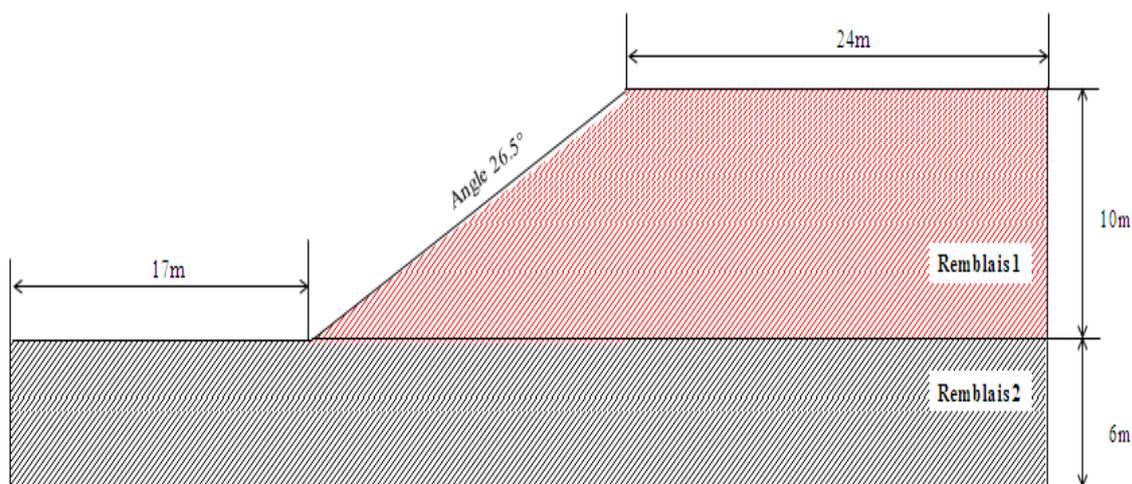


Figure IV.1 : Exemple de calcul pour l'ensemble des analyses.

IV.3 Analyse statique de la stabilité

IV.3. a. Calcul analytique

Dans cet exemple nous avons utilisé les méthodes de Fellenius et Bishop simplifiée qui sont les plus sollicitées dans le calcul analytique de la stabilité des pentes.

On suppose que le glissement s'est produit sur une couche du sol homogène.

Donc la cohésion C' et l'angle de frottement φ' sont constants sur le long de la surface de glissement.

➤ Méthode des tranches

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on vérifie la sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode des tranches consiste à découper le volume de sol en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux.

- Le sol en mouvement est découpé en 5 tranches verticales
- On écrit l'équilibre de chaque tranche.

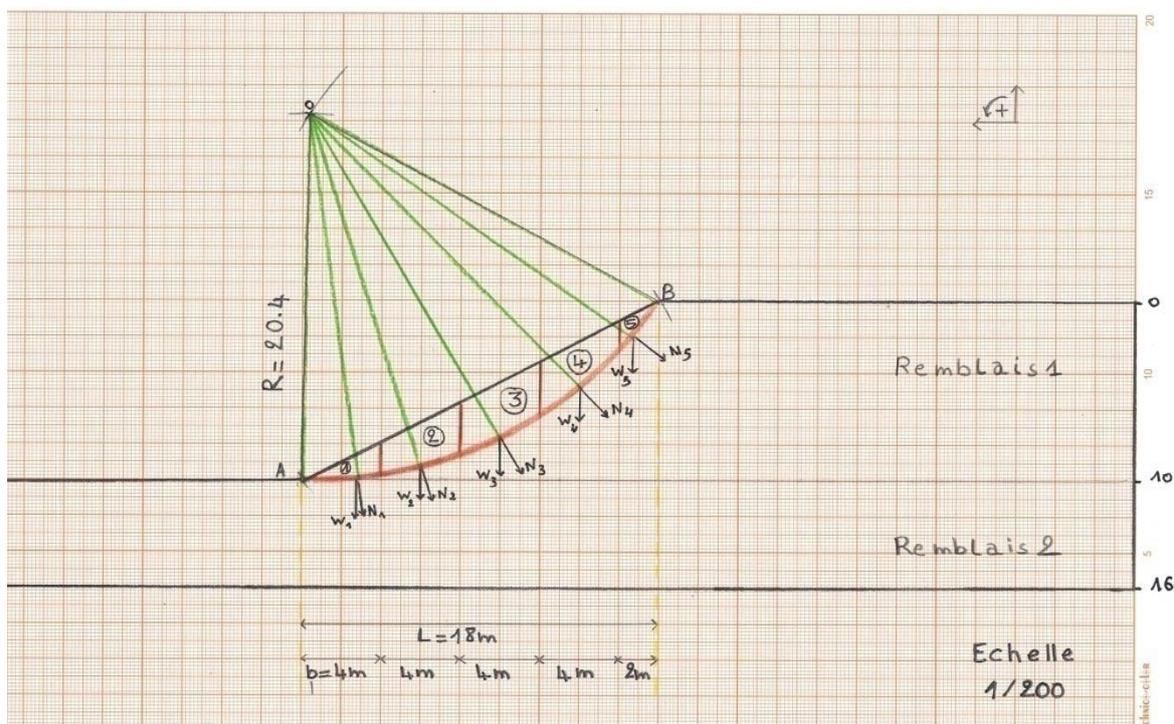


Figure IV.2 : Discrétisation de la pente par tranche.

On calcule le poids W :

$$W_i = \gamma \times b_i \times h_i \quad (IV.13)$$

$$W_1 = \frac{1}{2} \times 16.8 \times 4 \times 1.4 = 47.04 \text{ KN/m}$$

$$W_2 = 16.8 \times 4 \times 2.6 = 174.72 \text{ KN/m}$$

$$W_3 = 16.8 \times 4 \times 3.2 = 215.04 \text{ KN/m}$$

$$W_4 = 16.8 \times 4 \times 2.7 = 181.44 \text{ KN/m}$$

$$W_5 = \frac{1}{2} \times 16.8 \times 2 \times 1.2 = 20.16 \text{ KN/m}$$

Le cercle de glissement le plus défavorable a les caractéristiques suivantes :

- ✓ Rayon : **R=20.4 m.**
- ✓ Centre O de coordonnées : **O (17.2 ; 26.6).**

Il existe plusieurs méthodes des tranches, on définit parmi les plus utilisées, les suivantes :

➤ La méthode de Fellenius

Cette méthode néglige les forces qui existent entre les tranches. Le tableau suivant indique les détails du calcul du coefficient de sécurité par la méthode de Fellenius.

TABLEAU (IV 2):Résultats de calcul par la méthode des tranches de Fellenius.

N°tranchent	bi(m)	hi(m)	ai (°)	Wi(KN)	Wi*sin ai	WI*cos ai*tan(φ')	$\frac{bi}{\cos ai} \times C'$
01	4	1.4	7	47.04	5.73	26.95	12.09
02	4	2.6	16	174.72	48.15	96.96	12.48
03	4	3.2	27	215.04	97.62	110.62	13.46
04	4	2.7	42	181.44	121.40	77.84	16.14
05	2	1.2	53	20.16	16.10	7	9.96
Σ					289	319.37	64.13

• Détermination de coefficient de sécurité Fs

$$F_s = \frac{\sum (W_i \times \cos \alpha_i - \frac{u_i \times b_i}{\cos \alpha_i}) \tan \varphi' + C' \times \frac{b_i}{\cos \alpha_i}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i} \quad (IV.5)$$

Avec :

$$\sum_{i=1}^n W_i \times \sin \alpha_i = 289 \quad (IV.5)$$

$$\sum_{i=1}^n W_i \times \cos \alpha_i \times \tan(\varphi') = 319.37 \quad (IV.6)$$

$$\sum_{i=1}^n \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \times C' = 64.13 \quad (IV.7)$$

En fonction de ces données, on a trouvé une valeur de FS égale a :

$$F_s = \frac{319.37 + 64.13}{289} \Rightarrow \quad \mathbf{F_s = 1.32} \quad (IV.8)$$

F_s = 1.32

• Selon la valeur de facteur de sécurité trouvé nous constatons que le terrain est en stabilité précaire : $1 < F_s = 1.32 < 1.5$

➤ Méthode de Bishop simplifié

Bishop ne néglige plus les forces horizontales inter-tranches, dans sa méthode simplifiée la résultante verticale des forces inter-tranches est nulle. Bien connue en rupture circulaire, cette méthode est une méthode de tranches qui peut être sans difficulté utilisée en rupture non circulaire. Le tableau suivant (IV. 1) indique les détails du calcul de coefficient de sécurité par la méthode de bishop simplifiée.

Pour déterminer F_s il faut procéder par itérations successives. La première itération est faite en adoptant, comme valeur F_{sf} le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius. Cette dernière valeur de F est comparée à la valeur proposée, s'il n'est pas suffisamment proche, le coefficient F calculé est utilisé dans la prochaine itération et ainsi de suite. Les taches de calculs (a),(b),(c), présentées respectivement dans les tableaux IV. 2, IV. 3, IV.4 présente les calculs et les résultats obtenus par cette méthode.

a) Si $F_{sf} = 1.32$

F_{sf} : le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius.

TABLEAU (IV 3): Résultats de calcul par la méthode des tranches de Bishop simplifiée

N°tranches	bi(m)	hi(m)	α_i (°)	Wi(KN)	c.b	Wi tan φ'	$\cos\alpha +$ $\sin\alpha \times \tan\varphi / F_s$	Wi*sin α_i	F_{sf}
01	4	1.4	7	47.04	12	27.15	1.045	5.73	1.32
02	4	2.6	16	174.72	12	100.87	1.08	48.15	
03	4	3.2	27	215.04	12	124.15	1.089	97.62	
04	4	2.7	42	181.44	12	104.75	1.035	121.40	
05	2	1.2	53	20.16	6	11.63	0.95	16.10	
Σ							5.199	289	

• Détermination de coefficient de sécurité F_s

$$F_s = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W_i \times \sin \alpha} \times \frac{\sum_{i=1}^n (W_i - ub) \times \tan \varphi + cb}{\cos \alpha + \sin \alpha \times \tan \varphi / F_s}$$

En fonction de ces données, on a trouvé la valeur de F_s égale a :

$$F_s = \frac{1}{289} \times \left[\frac{27.15+12}{1.045} + \frac{100.87+12}{1.08} + \frac{124.15+12}{1.089} + \frac{104.75+12}{1.035} + \frac{11.63+6}{0.95} \right]$$

$$F_{s1} = 1.37$$

b) Si $F_{s1} = 1.37$

TABLEAU (IV 4) : Résultats de calcul par la méthode des tranches de Bishop simplifiée.

N°tranches	bi(m)	hi(m)	α_i (°)	Wi(KN)	c.b	Wi tan φ'	$\cos\alpha + \sin\alpha \times \tan \varphi / F_s$	Wi* $\sin \alpha_i$	Fs1
01	4	1.4	7	47.04	12	27.15	1.043	5.73	1.37
02	4	2.6	16	174.72	12	100.87	1.077	48.15	
03	4	3.2	27	215.04	12	124.15	1.082	97.62	
04	4	2.7	42	181.44	12	104.75	1.024	121.40	
05	2	1.2	53	20.16	6	11.63	0.938	16.10	
Σ							5.164	289	

• Détermination de coefficient de sécurité F_s

$$F_s = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W_i \times \sin \alpha} \times \frac{\sum_{i=1}^n (W_i - ub) \times \tan \varphi + cb}{\cos \alpha + \sin \alpha \times \tan \varphi / F_s}$$

En fonction de ces données, on a trouvé la valeur de F_s égale a:

$$F_s = \frac{1}{289} \times \left[\frac{27.15+12}{1.043} + \frac{100.87+12}{1.077} + \frac{124.15+12}{1.082} + \frac{104.75+12}{1.024} + \frac{11.63+6}{0.938} \right]$$

$$F_{s2} = 1.38$$

c) $F_{s2} = 1.38$

TABLEAU (IV 5) : Résultats de calcul par la méthode des tranches de Bishop simplifiée.

N°tranches	bi(m)	hi(m)	α_i (°)	Wi(KN)	c.b	$\cos\alpha + \sin\alpha \times \tan \varphi / F_s$	Wi* $\sin \alpha_i$	Wi tan φ'	Fs
01	4	1.4	7	47.04	12	1.043	5.73	27.15	1.38
02	4	2.6	16	174.72	12	1.076	48.15	100.87	
03	4	3.2	27	215.04	12	1.08	97.62	124.15	

04	4	2.7	42	181.44	12	1.022	121.40	104.75
05	2	1.2	53	20.16	6	0.935	16.10	11.63
Σ						5.156	289	

• Détermination de coefficient de sécurité Fs

$$F_s = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W_i \times \sin \alpha} \times \frac{\sum_{i=1}^n (W_i - ub) \times \tan \varphi + cb}{\cos \alpha + \sin \alpha \times \tan \varphi / F_s}$$

En fonction de ces données, on a trouvé la valeur de FS égale a:

$$F_s = \frac{1}{289} \times \left[\frac{27.15+12}{1.043} + \frac{100.87+12}{1.076} + \frac{124.15+12}{1.08} + \frac{104.75+12}{1.022} + \frac{11.63+6}{0.935} \right]$$

$$F_{s2} = 1.38$$

Donc

$$F_{s2} = F_{s1} = 1.38$$

- ✚ Selon la valeur de facteur de sécurité trouvé par la méthode de Bishop nous constatons que le terrain est en stabilité précaire : $1 < F_s = 1.32 < 1.5$

IV.3. b. Modélisation numérique par le logiciel de FLAC

Le programme FLAC 7 (Fast Lagrangian Analysis of Continua) est utilisé dans cette étude pour analyser la stabilité statique et dynamique de la pente. FLAC7 a été développé par ITASCA Consulting Group Inc. et il est décrit comme un programme de différence finie qui utilise l'analyse Lagrangienne.

Le maillage employé pour l'analyse statique et dynamique est présenté à la figure (IV 3). FLAC permet d'effectuer une analyse en deux dimensions en utilisant différents types de comportement. Dans ce cas d'étude, on a choisi de considérer un comportement élastique parfaitement plastique avec critère de rupture Mohr-Coulomb.

Le calcul statique est effectué en deux parties. Le sol est d'abord considéré élastique, en considérant des valeurs importantes de C_u et de ϕ , afin de générer les pressions normales dans le sol (consolidation). Ensuite, les bonnes valeurs de C et de ϕ sont introduites et l'équilibre est réévalué de nouveau.

Si les contraintes pour un élément donné sont situées à l'intérieur de l'enveloppe de rupture, l'élément est considéré comme étant encore dans le domaine élastique. Si toutefois, les contraintes se retrouvent à l'extérieur de l'enveloppe, l'élément est considéré dans ce temps comme étant plastifié et l'équilibre est réévalué en réajustant ces contraintes à l'enveloppe de rupture. Autrement, il y a un transfert de contraintes aux éléments ayant

dépassés la limite donc la rupture globale se produit lorsqu'il y a suffisamment d'éléments plastifiés pour conduire au développement du mécanisme de rupture.

➤ Description du cas d'étude

Pour des raisons de comparaison le modèle représenté dans la section précédente est remodelisé numériquement par le code FLAC avec une pente en remblais de 10m de hauteur et un dépôt en remblais d'une épaisseur de 6m. Les limites du problème utilisés sont 17m au côté gauche et 24m au côté droite c.à.d. 24m du dessus du côté droite et 17m du côté gauche du pied du talus, les conditions aux limites à l'état initial sont comme suite : les limites verticales sont fixées horizontalement et la limite horizontale à la base du modèle est fixées horizontalement et verticalement .

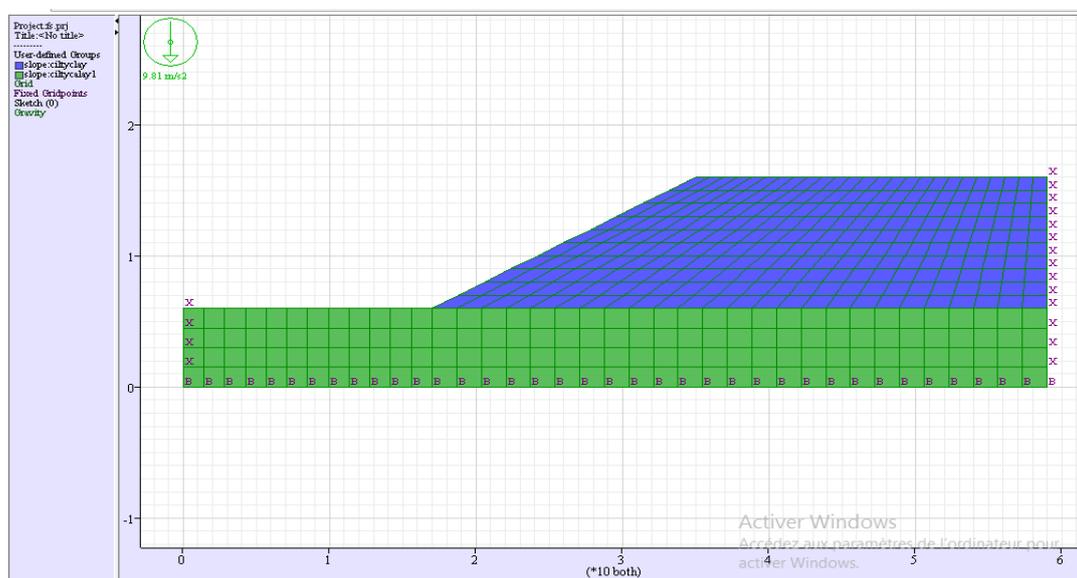


Figure IV.3 : Modélisation de la pente pour l'analyse de stabilité.

➤ Choix des paramètres

Les propriétés de chaque couche sont constantes. Dans une loi constitutive de Mohr-Coulomb, les paramètres à utiliser sont : la masse volumique $\gamma=16.8 \text{ KN/m}^3$, la cohésion, $c=3\text{Kpa}$, l'angle de frottement, la couche1 $\varphi=30^\circ$ et la couche 2 $\varphi=35^\circ$, le module d'élasticité, $E=4^6\text{Pa}$, et le coefficient de Poisson, $\nu=0.3$.

➤ Analyse statique par FLAC

Les premières analyses effectuées sont les analyses statiques dans le but de déterminer le facteur de sécurité de la pente avant d'introduire l'analyse dynamique. En outre, la surface de rupture a été examinée dans chacune des cas. La valeur de FS est affichée dans la figure suivante :

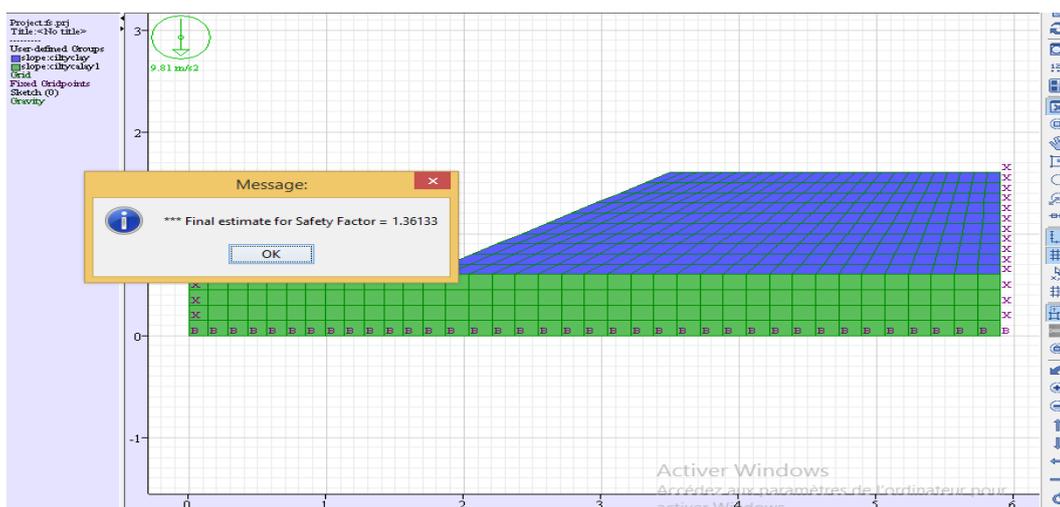


Figure IV.4 : La valeur de F_s en cas statique

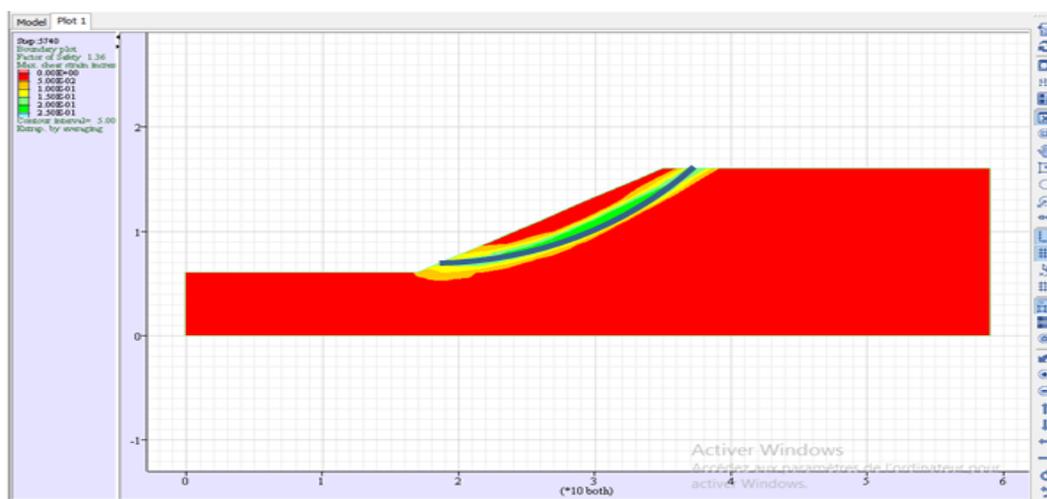


Figure IV.5 : La surface de rupture en cas statique

On remarque que le facteur de sécurité est relativement similaire pour l'ensemble des calculs analytique considérés (Tableau IV.6).

Pour la surface de rupture, on remarque que le point le plus profond se trouve approximativement au pied de talus.

Tableau (IV 6) : Coefficients de sécurité calculée par différentes méthodes (Fellenius, Bishop simplifiée, FLAC).

Méthodes	Coefficients de sécurités FS
Fellenius	1.32
Bishop simplifiée	1.38
FLAC	1.36

La méthode de Fellenius a donné un coefficient de sécurité nettement inférieur aux autres méthodes. La méthode de Bishop simplifiée a donné un coefficient supérieur aux autres méthodes.

IV.4 Analyse pseudo statique

La méthode pseudo-statique a été utilisée couramment dans les études de stabilité des talus et des ouvrages en remblai pendant plusieurs décennies. L'expérience a montré que cette méthode a et peut être efficace dans plusieurs cas, mais peut également être inefficace dans plusieurs autres. Des analyses pseudo-statiques à l'aide de FLAC seront réalisées pour la même pente question d'apprécier l'effet de coefficient sismique, angle de frottement, la cohésion et l'angle de la dilatance sur la stabilité de la pente présenté par le facteur de sécurité et sur la localisation de la surface de rupture.

➤ Condition de chargements

L'idée principale pour élaborer une analyse pseudo-statique par un logiciel, est de manipuler la gravité. On ajoute une composante horizontale de gravité.

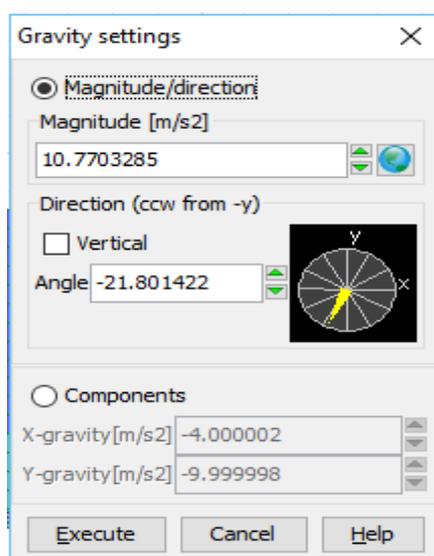


FIGURE IV.6 : Contrôle des coefficients d'accélération pseudo-statique

A noter que l'orientation et la magnitude de la gravité, représentée dans la figure, indiquent l'effet de la composante d'accélération pseudo statique. Le système est donc soumis à des différents séismes. Ces derniers sont représentés par les différentes valeurs des coefficients pseudo-statiques horizontale $K_h = 0.1 ; 0.2 ; 0.3 ; 0.4 ; 0.5$ et un coefficient vertical K_v nul.

IV.5. Présentation des résultats des analyses pseudo-statique

IV.5.1. Effet de la variation de coefficient sismique sur la stabilité

Les analyses de stabilité ont été effectuées pour la même pente. Le coefficient de sécurité a été calculé pour différentes valeurs du coefficient sismique horizontal (K ou K_h).

Les résultats des analyses de la stabilité pseudo statique sont présentés au tableau IV 7.

Les schémas dans les Dans les figures IV 6, 7,8. Présentent le plan de rupture critique (i.e. celui résultant d'un coefficient de sécurité minimal).

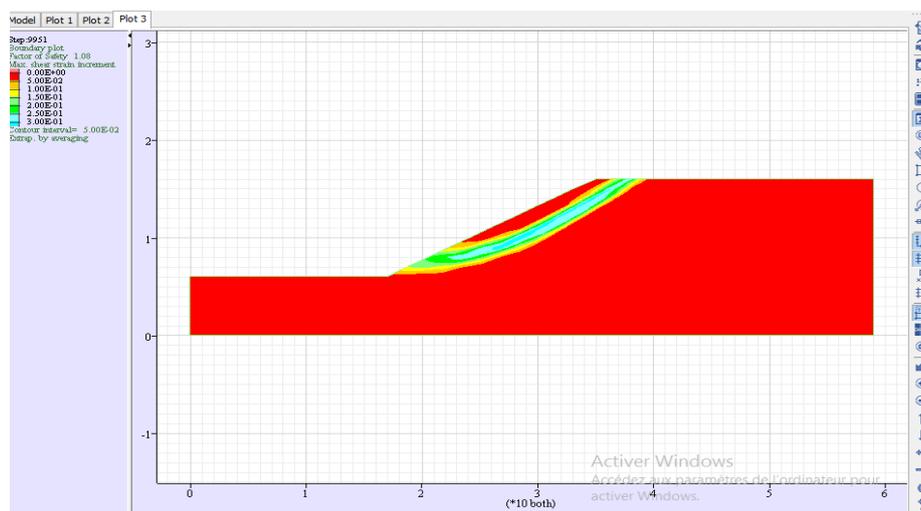


Figure IV.7 : La surface de rupture pour $K_h=0.1$.

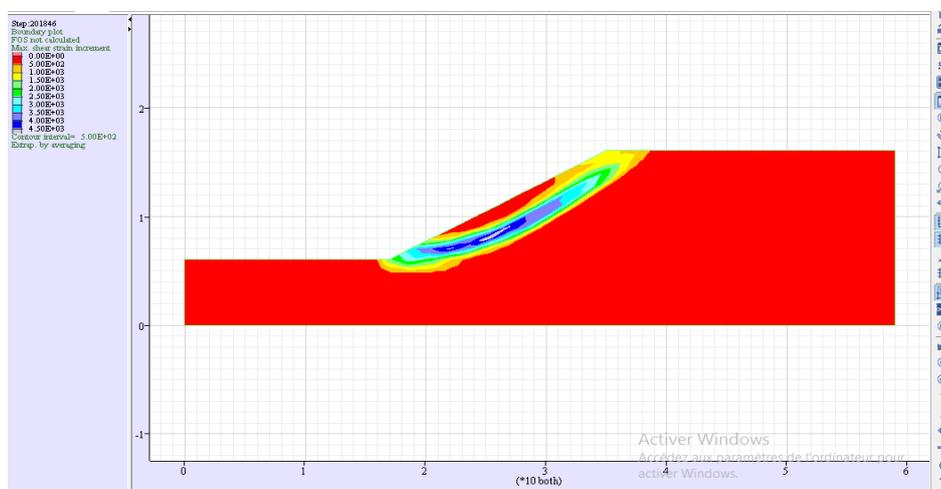


Figure IV.8 : La surface de rupture pour $K_h=0.2$.

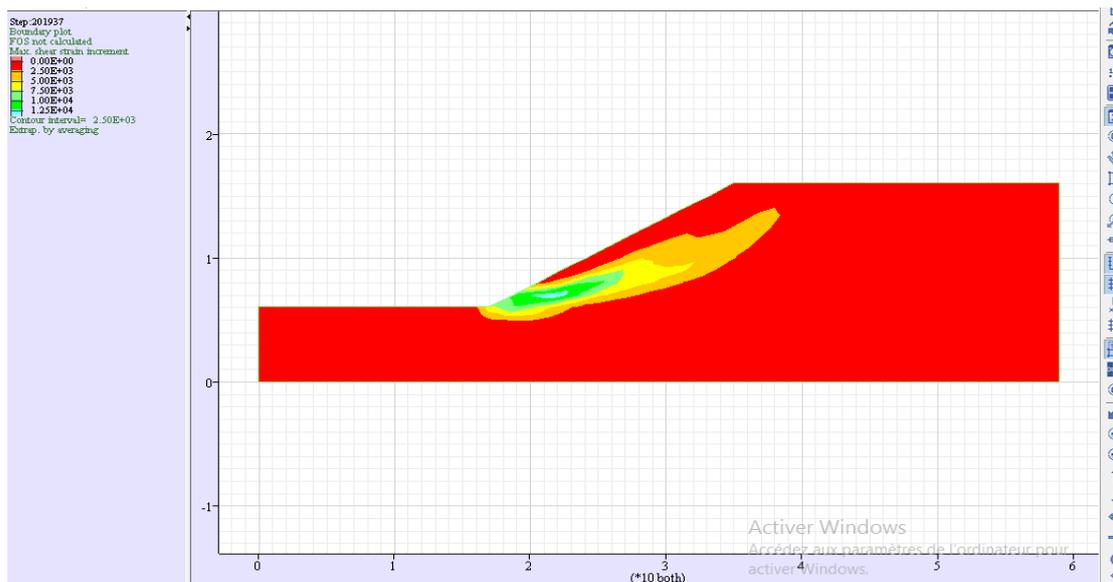


Figure IV.9: La surface de rupture pour $K_h=0.3$.

Tableau (IV 7) : La variation de F_s en fonction de k_h .

K_h	0	0.05	0.1	0.15	0.2	0.3	0.35	0.4
F_s	1.36	1.21	1.07	0.91	0.83	0.65	0.60	0.03

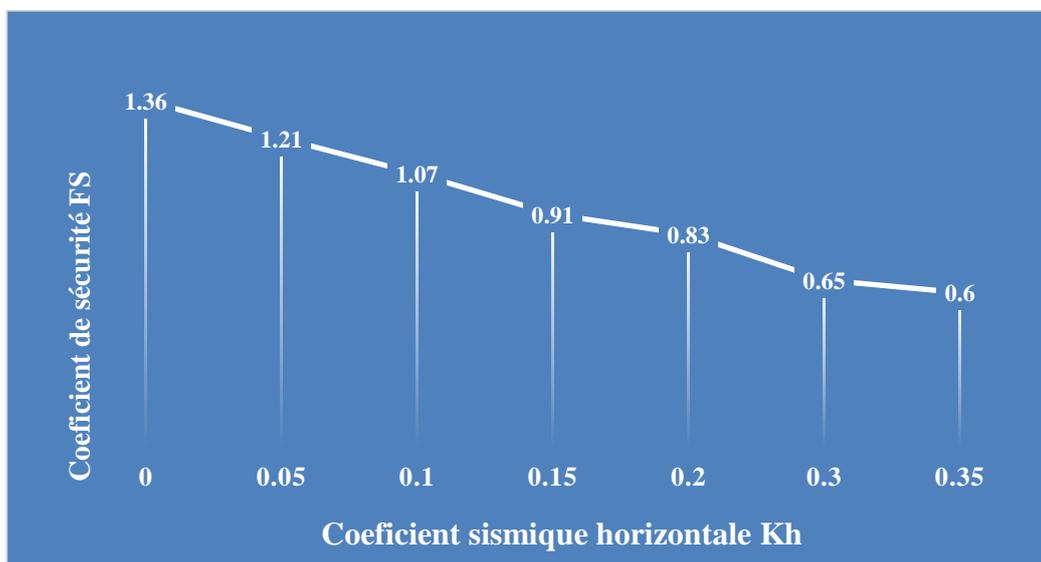


Figure IV.10: Courbe de l'effet de la variation du coefficient de sécurité avec le coefficient sismique.

- Le facteur de sécurité diminue avec l'augmentation du coefficient sismique.
- Nous constatons que la rupture est de forme circulaire et passe au pied du talus.

VI.5.2. Effet de la cohésion sur la stabilité

Dans cette partie de l'étude les analyses ont été effectuées sur la pente pour évaluer la variation de coefficient de sécurité en fonction de variation de cohésion $C = 10, 20, 50$ et 100kPa avec des coefficients sismiques $kh=0.1, 0.2$ et 0.3 .

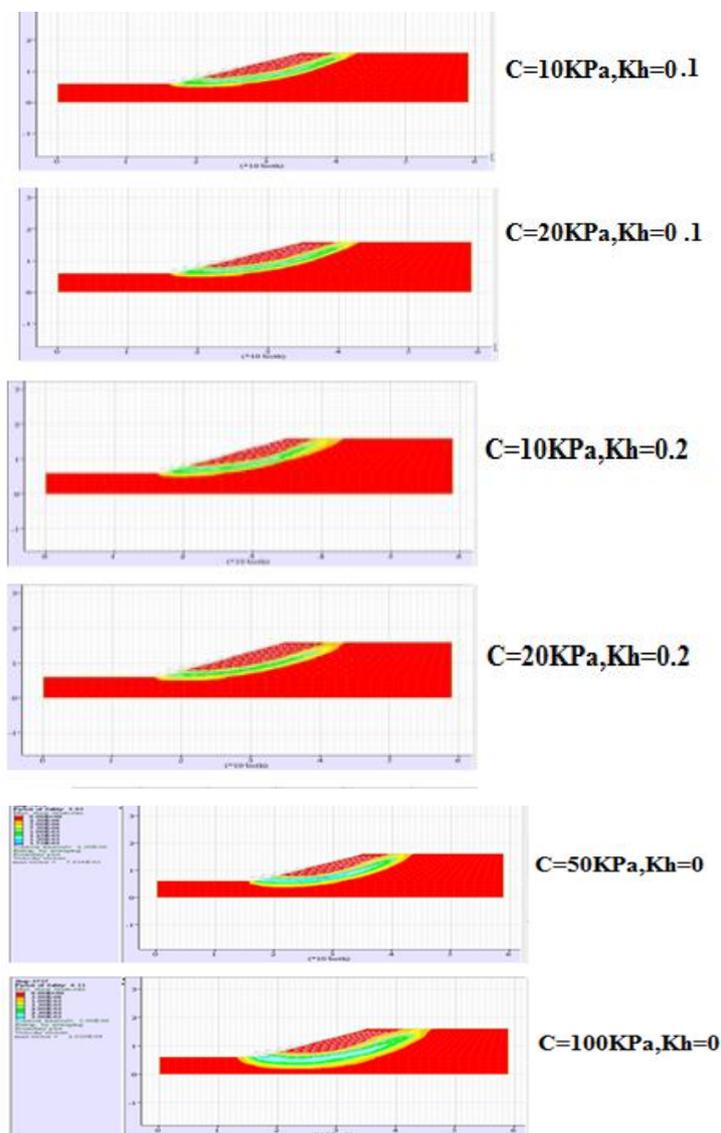


Figure IV.6 : Exemple des surfaces de rupture pour déférente C et kh

La résistance au cisaillement des sols sous l'effet de chargement et dépend de la cohésion comme suit : $\tau = C' + \sigma' \tan \varphi'$

Donc la variation de la cohésion du sol à une influence sur la résistance au cisaillement donc une influence sur le coefficient de sécurité. Plus le sol est cohérent plus il résiste aux efforts séismiques. L'effet de la cohésion mobilisée par le massif sur la stabilité du versant

est important. Par exemple, le coefficient de sécurité au glissement chute à $F_s = 4.88$ pour $C = 100$ Kpa et à $F_s = 1.48$ pour $C = 10$ Kpa dans le cas de $kh=0,1$.

Les tableaux suivants présentent la variation des coefficients de sécurité avec la cohésion pour les différents coefficients sismiques kh .

TABLEAU (IV 9) : L'effet de cohésion sur F_s en statique $kh=0$.

C(KPa)	10	20	50	100
F_s	1.84	2.43	3.95	6.11

TABLEAU (IV 10) : L'effet de cohésion sur F_s pour $kh=0.1$.

C (kpa)	10	20	50	100
F_s	1.48	1.96	3.18	4.88

TABLEAU (IV 11) : L'effet de cohésion sur F_s pour $kh=0.2$.

C (kpa)	10	20	50	100
F_s	1.21	1.61	2.64	3.99

TABLEAU (IV 12) : L'effet de cohésion sur F_s pour $kh=0.3$.

C (kpa)	10	20	50	100
F_s	1.03	1.36	2.22	3.30

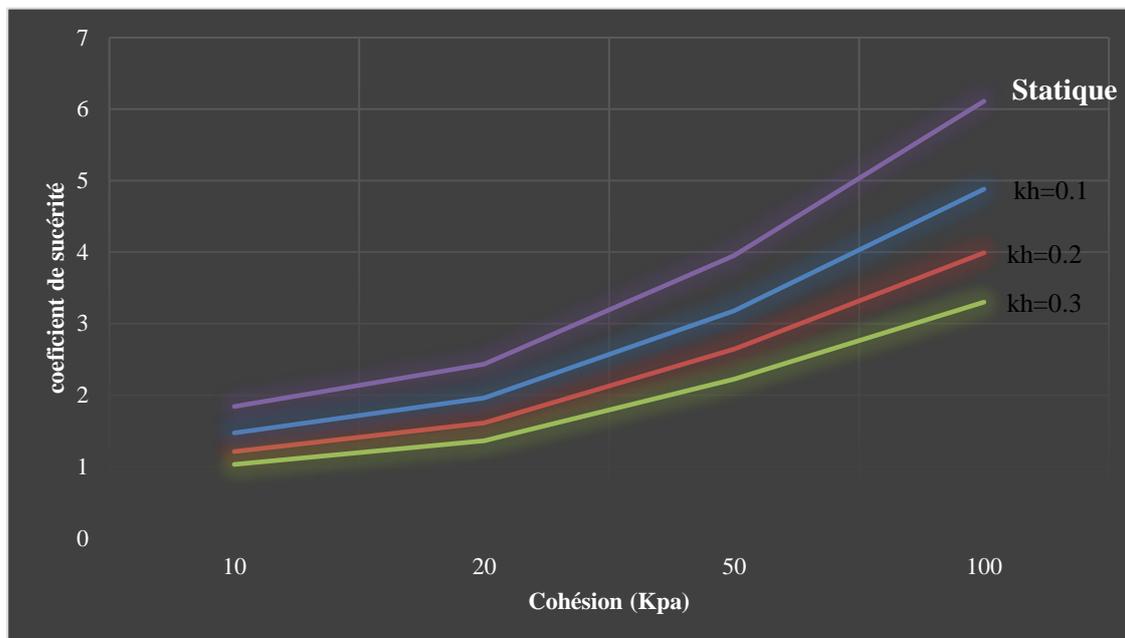


Figure IV .12 : Courbe de l'effet de cohésion sur F_s .

- ✓ La variation de la cohésion pour la même pente a donné un facteur de sécurité plus important pour les sols dont de variation de cohésion était plus importante, cela étant attendu donner que l'augmentation de la cohésion est en relation directe avec l'augmentation de la résistance au cisaillement.
- ✓ L'augmentation de la cohésion permet d'augmenter le coefficient de sécurité.
- ✓ Globalement plus la cohésion augmente, plus le cercle de glissement devient profond.

Les résultats graphiques des différents calculs se trouvent en annexe.

VI.5.3 Effet de l'angle de frottement ϕ sur la stabilité

Du fait que l'angle de frottement interne " ϕ " d'un sol est approximativement égal à l'angle du talus naturel et tandis que les versants naturels sont plus stables avec un angle de pente naturel petite donc un coefficient de sécurité plus élevé.

Dans cette partie, une étude de sensibilité des paramètres d'angle de frottement interne sur le coefficient de sécurité a été fait, en variant l'angle de frottement comme suite : $\phi=10^\circ, 20^\circ, 35^\circ, 50^\circ$ avec des coefficients sismique $kh=0.1, 0.2$ et 0.3 .

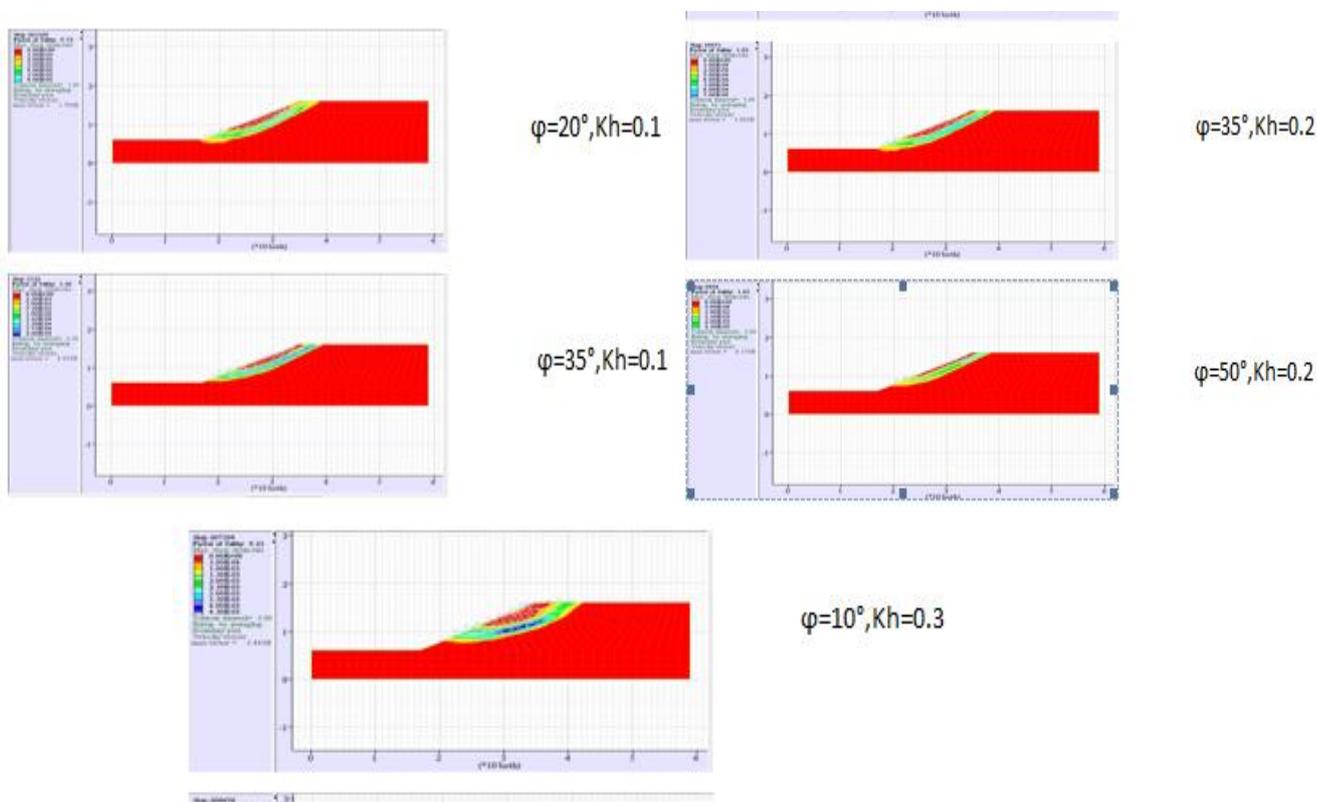


Figure IV.13: Exemple des surfaces de rupture pour des différents ϕ et kh

Les tableaux suivants présentent la variation des coefficients de sécurité avec l'angle de frottement pour le coefficient sismique ($kh=0, 0.1, 0.2$ et 0.3)

TABLEAU (IV 137) : L'effet de l'angle de frottement sur F_s en statique.

$\varphi(^{\circ})$	10	20	35	50
F_s	0.52	0.91	1.6	2.54

TABLEAU (IV 14) : L'effet de l'angle de frottement sur F_s pour $kh=0.1$.

$\varphi(^{\circ})$	10	20	35	50
F_s	0.0.38	0.72	1.28	2.03

TABLEAU (IV 15) : L'effet de l'angle de frottement sur F_s pour $kh=0.2$.

$\varphi(^{\circ})$	10	20	35	50
F_s	0.24	0.58	1.02	1.63

TABLEAU (IV 16) : L'effet de l'angle de frottement sur F_s pour $kh=0.3$

$\varphi(^{\circ})$	10	20	35	50
F_s	0.21	0.48	0.79	1.34

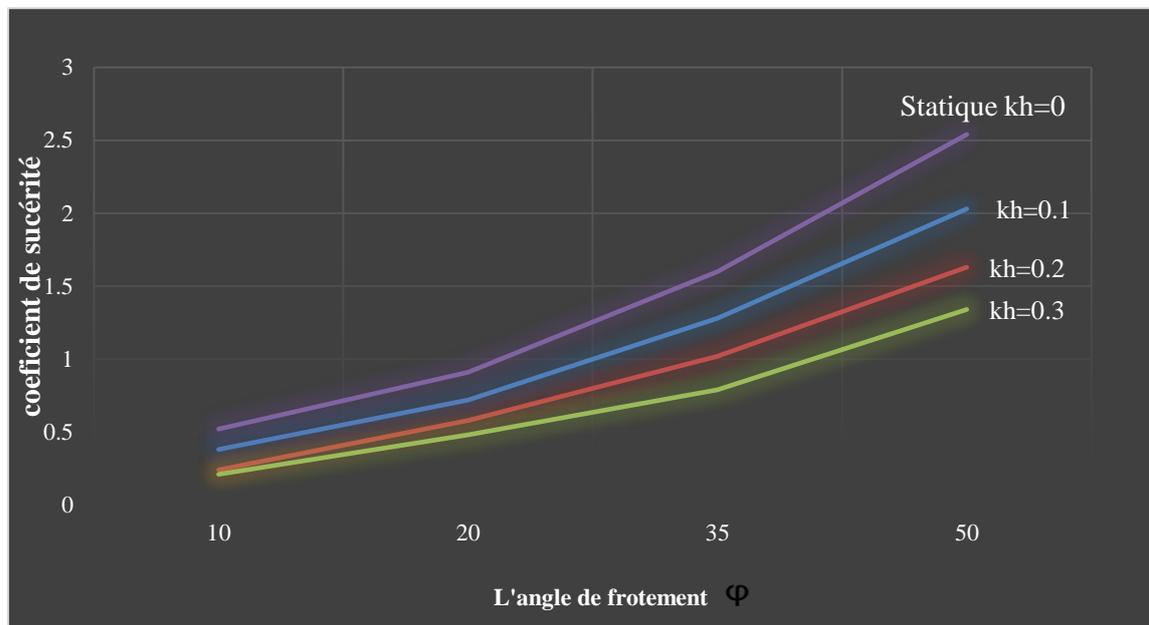


Figure IV.14 : Courbe de l'effet de l'angle de frottement sur F_s .

- La surface de rupture est augmentée avec la diminution de l'angle de frottement.
- L'augmentation de l'angle de frottement est en relation directe avec l'augmentation de la résistance de cisaillement.

VI.5.4. Effet de la variation de l'angle de dilatation ψ

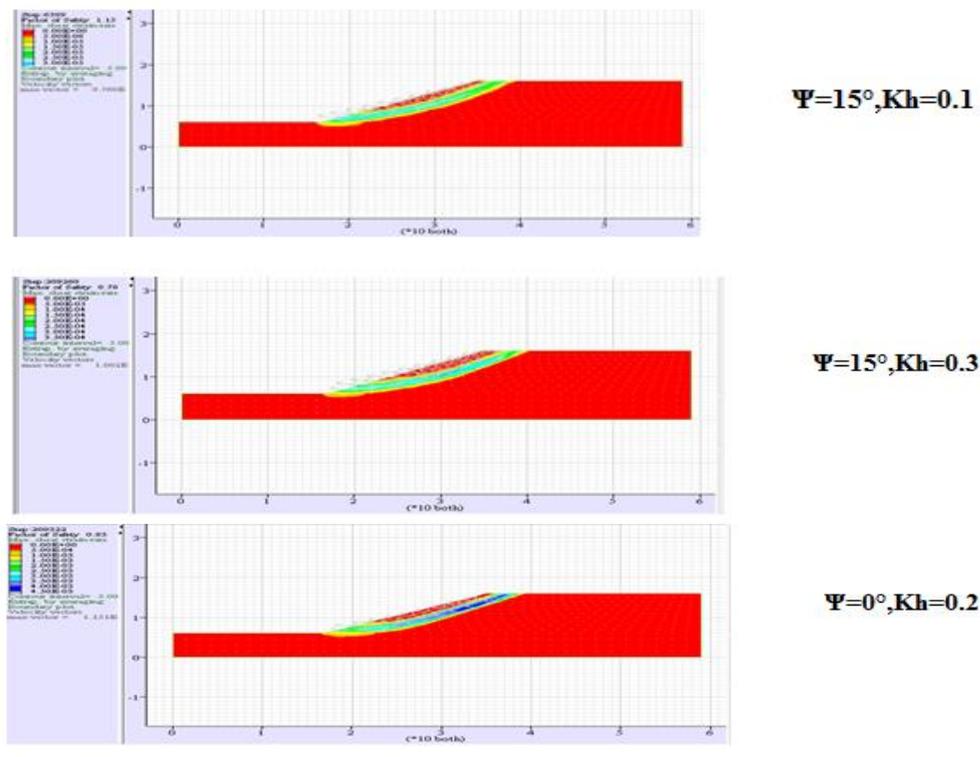


Figure IV. 15: Exemple des surfaces de rupture pour déférente ψ et kh

Les tableaux suivant présenter la variation de coefficient de sécurité avec l'angle de dilatation pour des Kh=0.1 ,0.2et0.3.

TABLEAU (IV 17) :L'effet de l'angle de dilatation sur Fs en statique.

$\Psi(^{\circ})$	0	10	15
Fs	1.36	1.41	1.42

TABLEAU (IV 18) :L'effet de l'angle de dilatation sur Fs de pour kh=0.1.

$\Psi(^{\circ})$	0	10	15
Fs	1.07	1.12	1.14

TABLEAU (IV 19) :L'effet de l'angle de dilatation sur Fs pour kh=0.2.

$\Psi(^{\circ})$	0	10	15
Fs	0.83	1	0.99

TABLEAU (IV 20) :L'effet de l'angle de dilatation sur Fs pour kh=0.3.

$\Psi(^{\circ})$	0	10	15
Fs	0.65	0.75	0.78

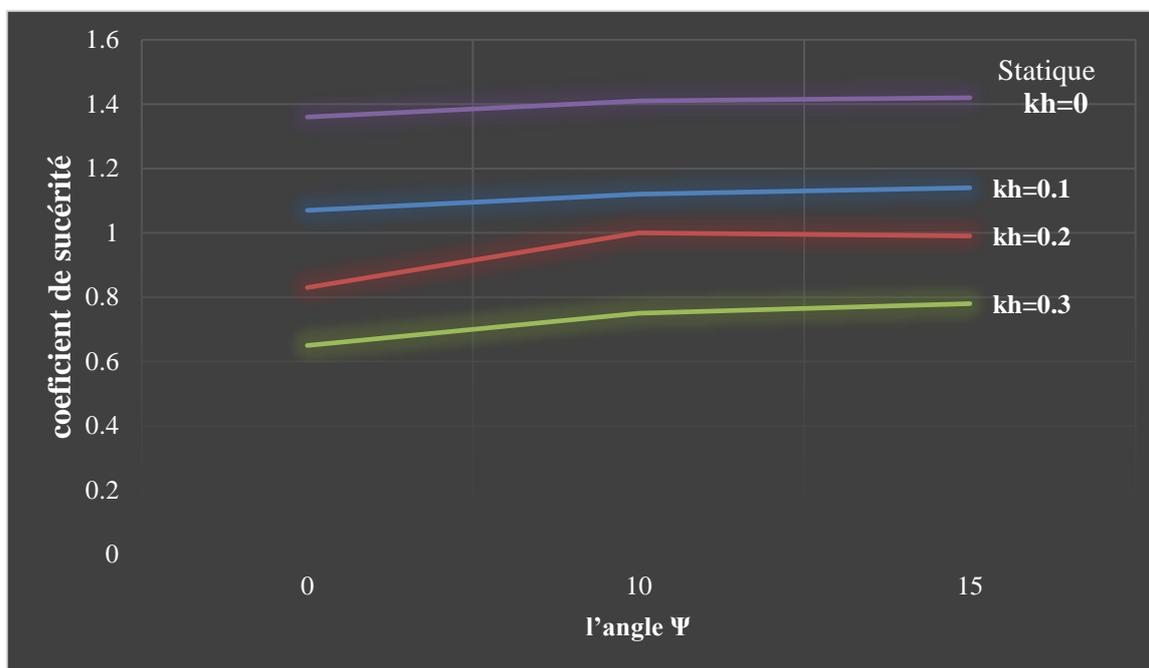


Figure IV.16 : Courbe de l'effet de l'angle dilatation sur Fs.

- L'angle dilatation n'affecte pas la stabilité de la pente
- L'augmentation de l'angle de dilatation donne une très faible augmentation du Fs.

IV.5 Conclusion

L'analyse des résultats obtenus nous a permis d'aboutir aux conclusions suivantes :

- ✚ Lors du calcul analytique par la méthode des tranches de Fellenius et Bishop simplifiée, il est avéré que le coefficient de sécurité trouvé coïncide plus ou moins avec celui trouvé par la méthode des différences finies avec le programme FLAC 2D, qui a montré l'efficacité du model proposé pour l'étude de stabilité de la pente.
- ✚ La méthode de Fellenius a donné un coefficient de sécurité nettement inférieur aux autres méthodes $F_s = 1.32$ et comme $1 < F_s = 1.32 < 1.5$ le risque de glissement d'autant plus grand.
- ✚ La méthode de Bishop simplifiée a donné un coefficient de sécurité nettement supérieur aux autres méthodes $F_s = 1.38$. On remarque aussi que $1 < F_s = 1.38 < 1.5$. Alors, le risque de glissement d'autant plus grand.

- ✚ Le coefficient de sécurité obtenu par la modélisation avec le programme FLAC égale à $F_s = 1.36$ est nettement moyen aux autres méthodes et le risque de glissement par cette méthode d'autant plus grand.
- ✚ L'étude sur l'effet de la variation du coefficient de sécurité avec le coefficient sismique a prouvé que le facteur de sécurité diminue avec l'augmentation du coefficient sismique.
- ✚ L'étude sur l'effet de la variation de la cohésion sur la stabilité de la pente sous charge statique et sous charge dynamique a montré que l'augmentation de la cohésion est relativement directe avec l'augmentation de la résistance au cisaillement.
- ✚ L'augmentation de la cohésion et l'angle de frottement a permis d'augmenter le coefficient de sécurité.
- ✚ La surface de rupture est augmentée avec la diminution de l'angle de frottement.
- ✚ La pente est stable, si l'angle de frottement est supérieur à l'angle d'inclinaison de la pente.
- ✚ L'angle de dilatation n'influe pas sur la stabilité de la pente.
- ✚ L'augmentation de l'angle de dilatation donne une très faible augmentation de F_s .

Conclusion générale

Conclusion 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. La littérature sur la stabilité des pentes en condition statique et dynamique est tellement riche et vaste et la recherche ne cesse de se développer et d'avancer.

De nombreuses méthodes de calcul de stabilité ont été proposées. Celles-ci se différencient par les hypothèses admises par leurs auteurs. Dans une analyse pseudo-statique, l'effet du séisme est remplacé par une force d'inertie égale à $kH \cdot W$ ou W est le poids du sol impliqué dans la rupture potentielle et kh est une accélération équivalente communément désignée comme coefficient pseudo-statique. Bien que la méthode pseudo-statique soit encore largement utilisée pour certaines catégories d'analyse vu sa simplicité et souvent pour des fins de normalisation, la définition des conditions à l'intérieur desquelles cette méthode peut être considérée acceptable.

La méthodologie utilisée dans cette étude est basée sur une analyse contrainte-déformation par éléments ou différences finies (FLAC) avec une loi de comportement plastique où la rupture est contrôlée par le critère Mohr-Coulomb. Pour un système et un type d'analyse donnés, la méthode consiste à répéter l'analyse plusieurs fois en faisant varier le critère qui contrôle la rupture, la plastification du sol et la dégradation du module par un facteur de pondération qui est, en réalité, l'expression du facteur de sécurité. Cette procédure a l'avantage de permettre l'interprétation d'une analyse contrainte-déformation en termes d'équilibre limite (facteur de sécurité) et de conserver en même temps l'identification de la zone où la plasticité se développe (surface de rupture). La même procédure peut être utilisée pour une analyse statique, une analyse pseudo-statique ou une analyse dynamique permettant ainsi de comparer les résultats des différentes analyses en termes de facteurs de sécurité et de position de la surface de rupture.

Nous comparons les coefficients de sécurité trouvés à l'aide des méthodes analytiques et le coefficient trouvé à l'aide de la méthode "c- ϕ réduction". Notons que le cercle de glissement utilisé pour le calcul du coefficient de sécurité à l'aide des méthodes analytiques est le même que celui obtenu par la méthode des différences finies. Afin de poursuivre notre travail, nous avons étudié l'influence des paramètres c et ϕ , $\square\square\square$ et kh , variant un de ces

Conclusion générale

paramètres, nous calculons le coefficient de sécurité pour chaque cas. Ces indices jouent un rôle important dans la stabilité des pentes.

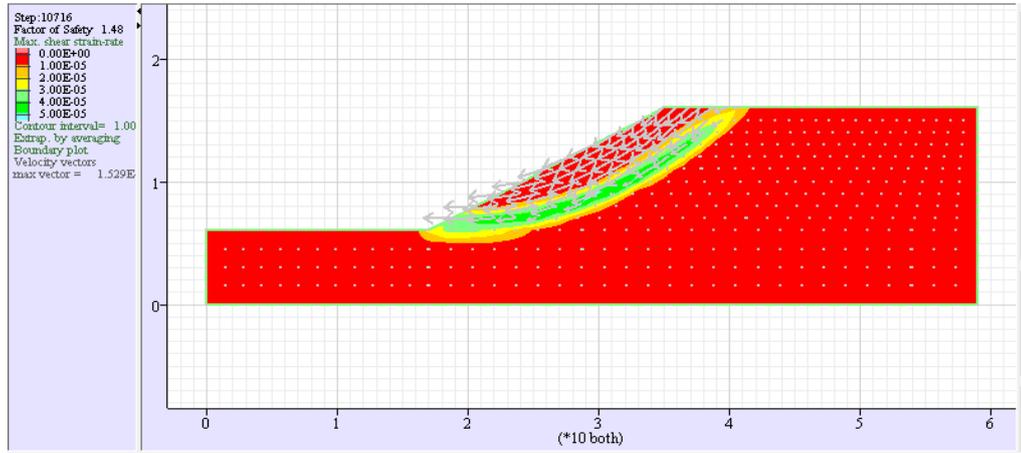
Pour des mêmes propriétés et géométrie de sol, si le coefficient sismique K_h augmente, le facteur de sécurité diminue. On a constaté aussi une augmentation linéaire du coefficient de sécurité avec l'augmentation de la cohésion et de l'angle de frottement dans les deux cas statiques et dynamique. L'angle de dilatation n'influe pas sur la stabilité de la pente. Ou l'augmentation de l'angle de dilatation donne une très faible augmentation de F_s .

Finalement, une investigation par la méthode numérique non- linéaire complémentaire à cette étude est nécessaire pour bien comprendre le comportement complexe de phénomène dynamique lorsqu'on en prend en compte : L'effet de site, la propagation d'ondes sismiques et le comportement non linéaire du sol afin qui ne sont pas nécessairement pris dans cette étude. En comparant les différentes approches pour définir le domaine d'application pour chaque cas.

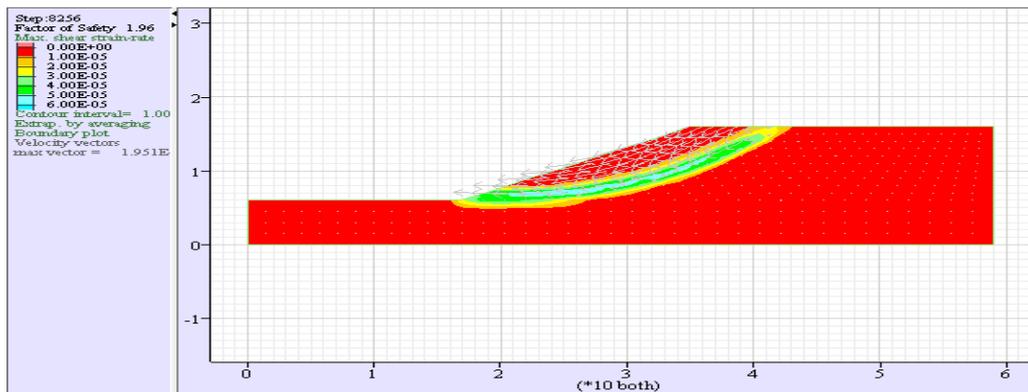
Annexe

Annexe

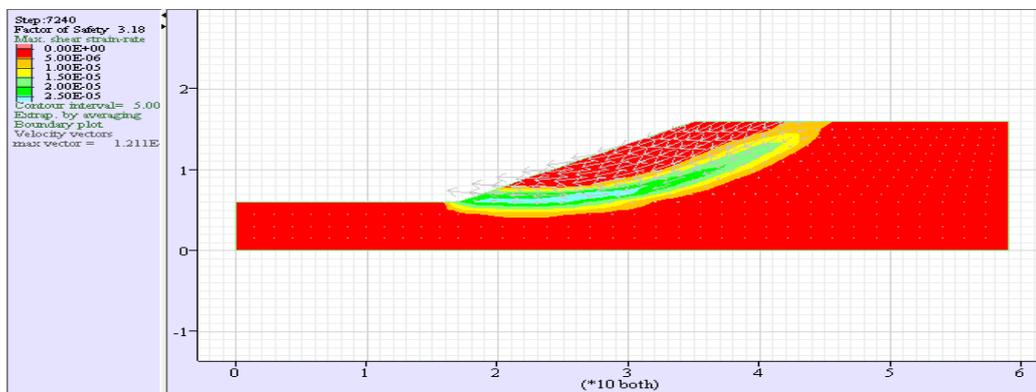
L'effet de cohésion :



C=10KPA, KH=0.1, FS=1.48.

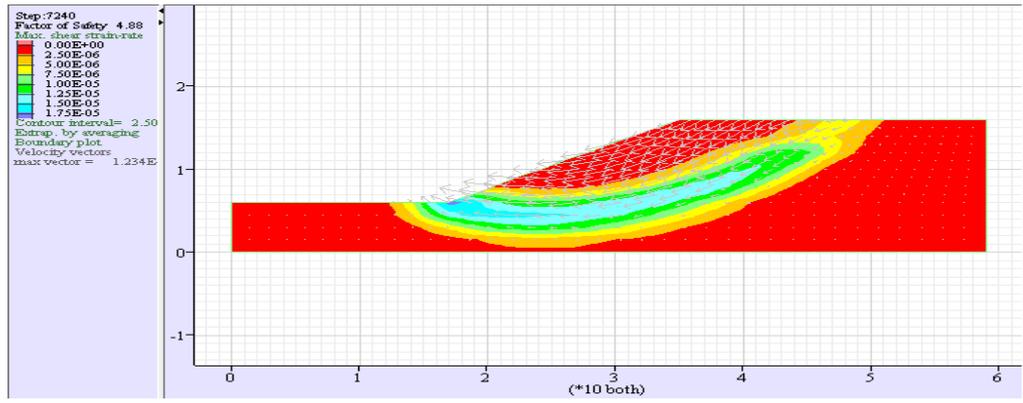


C=20KPA, KH=0.1, FS=1.96.

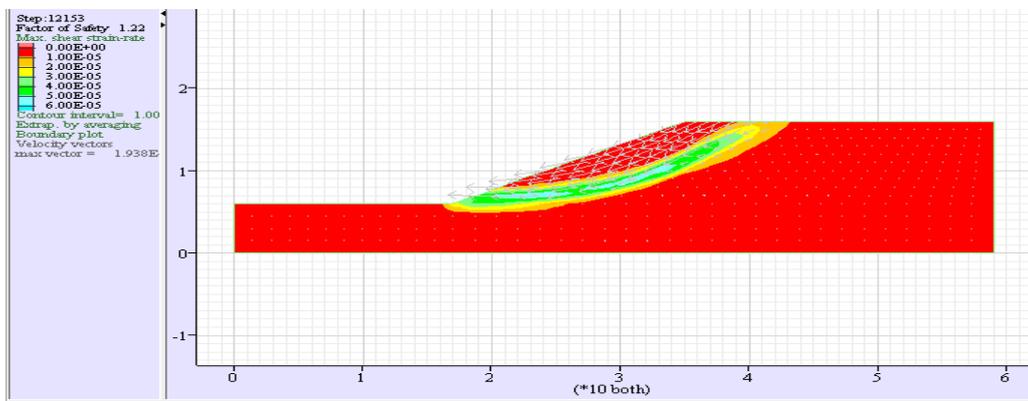


C=50KPA, KH=0.1, FS=3.18.

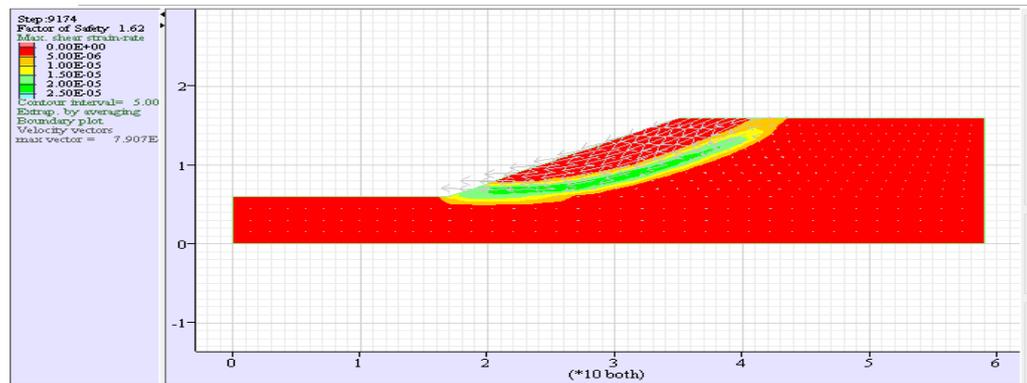
Annexe



C=100KPA, KH=0.1, FS=4.88.

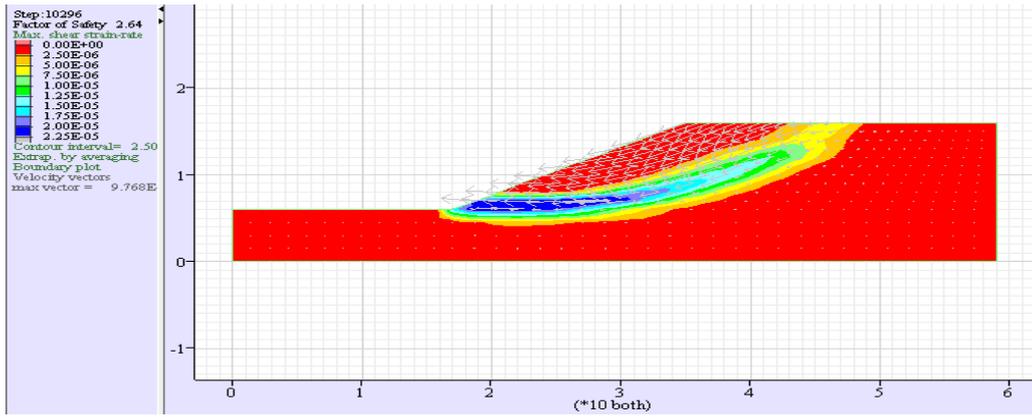


C=10KPA, KH=0.2, FS=1.21.

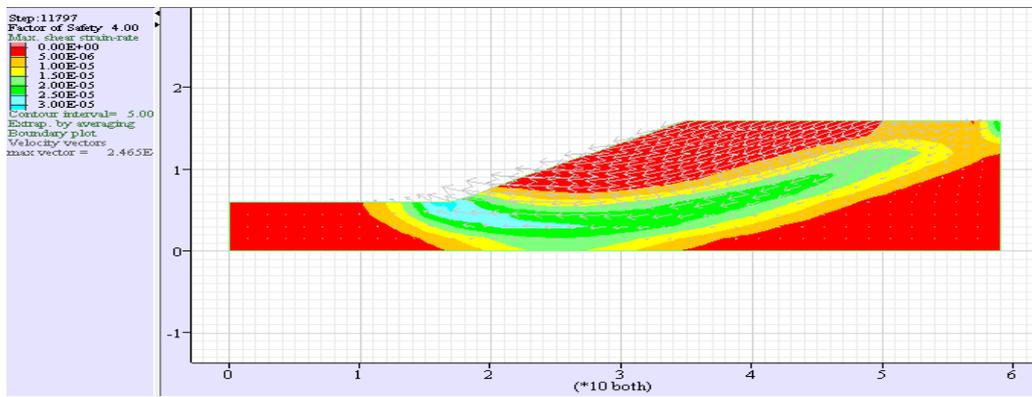


C=20KPA, KH=0.2, FS=1.61.

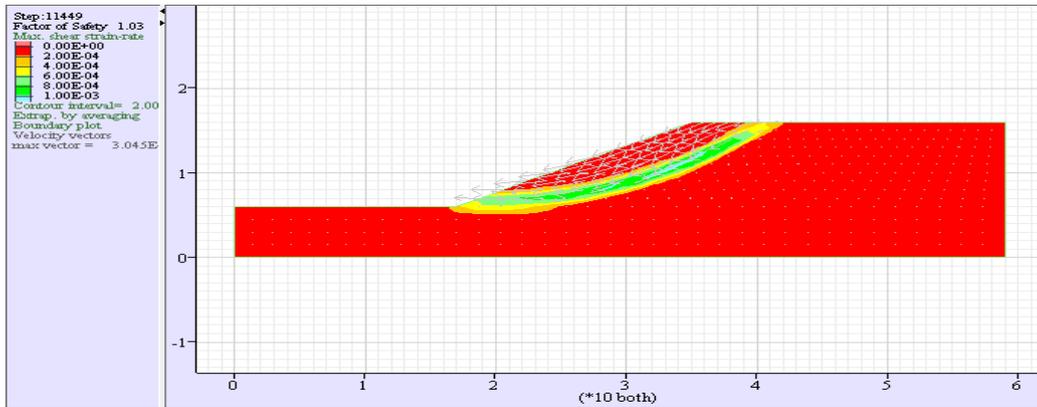
Annexe



C=50KPA, KH=0.2, FS=2.64.

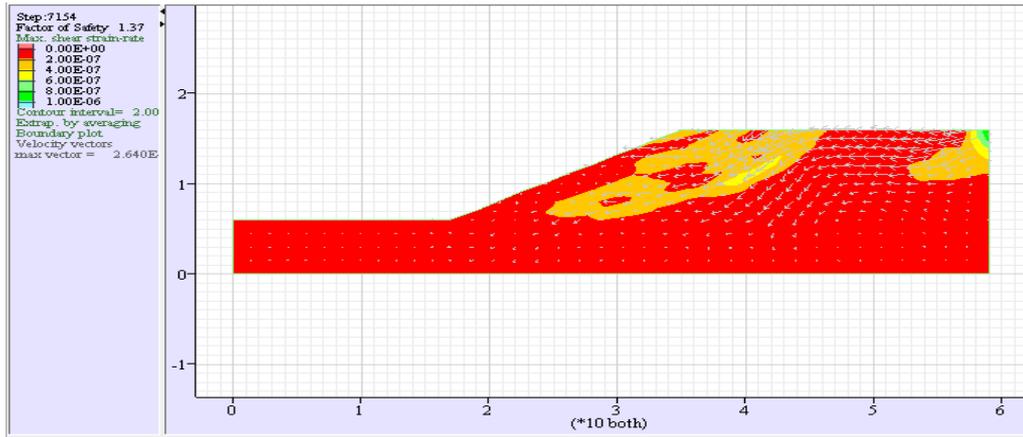


C=100KPA, KH=0.2, FS=3.99.

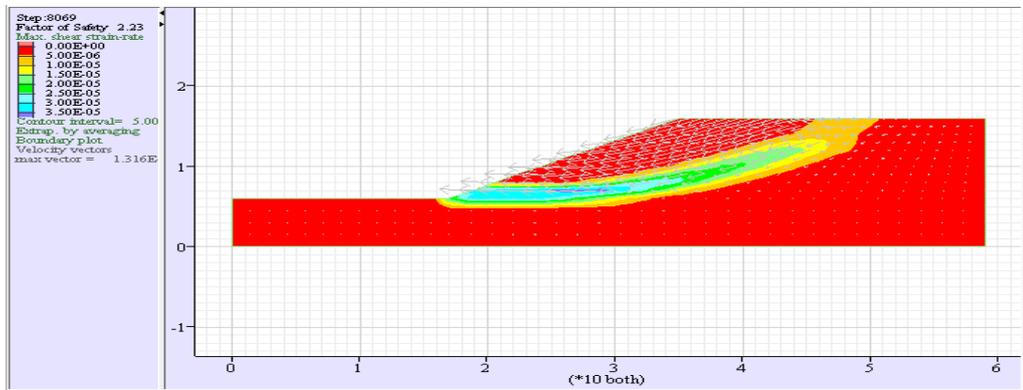


C=10KPA, KH=0.3, FS=1.03.

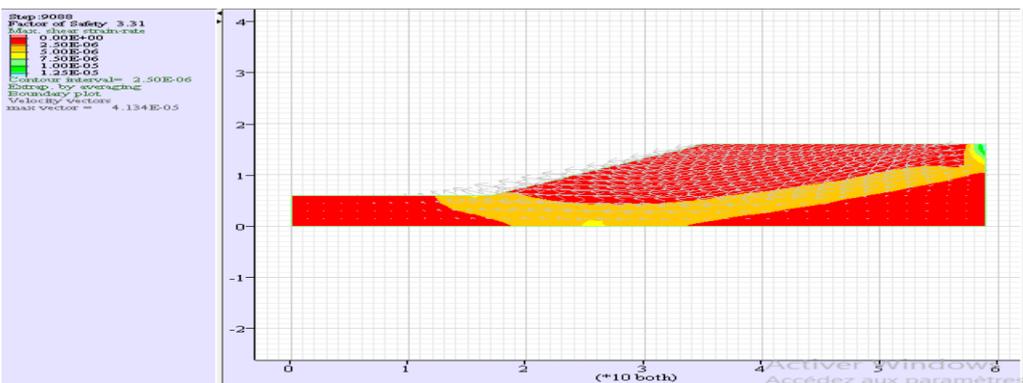
Annexe



C=20KPA, KH=0.3, FS=1.36.

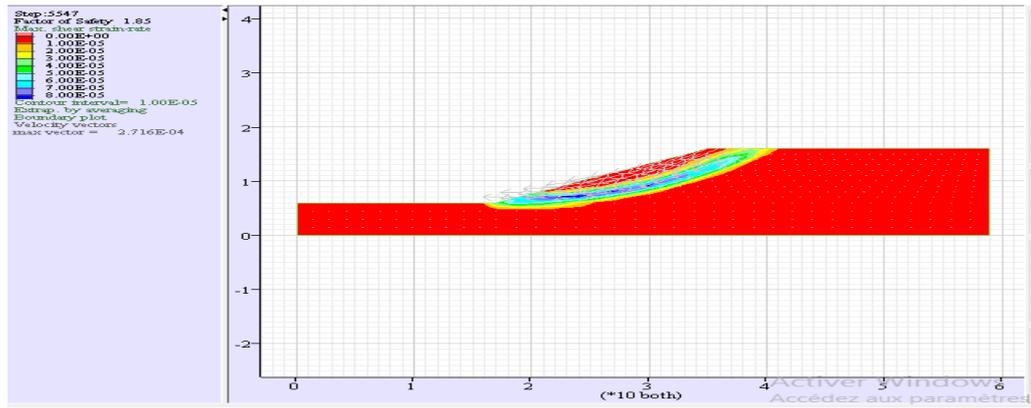


C=50KPA, KH=0.3, FS=2.22.

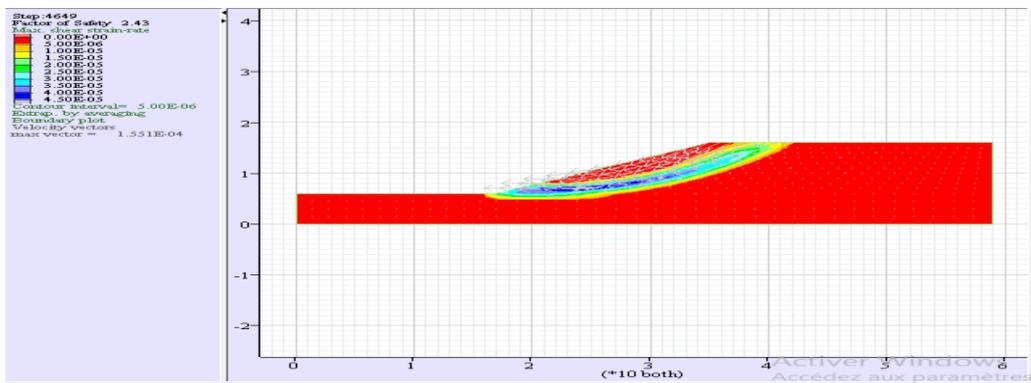


C=100KPA, KH=0.3, FS=3.307.

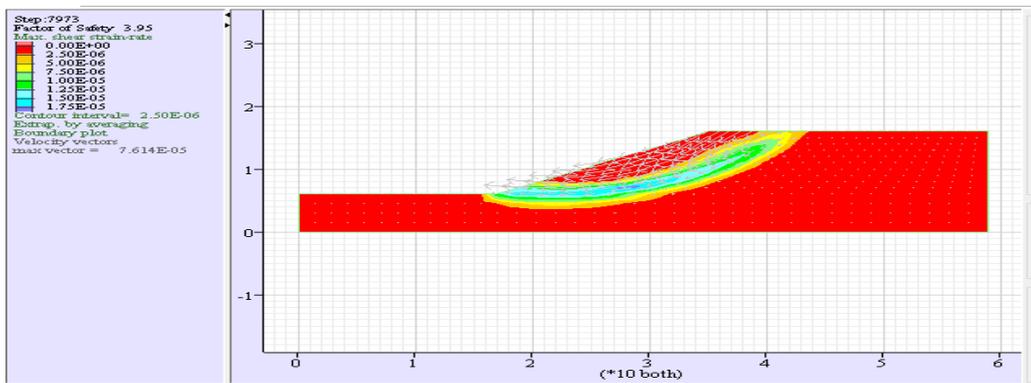
Annexe



C=10KPA, EN STATIQUE, FS=1.84.

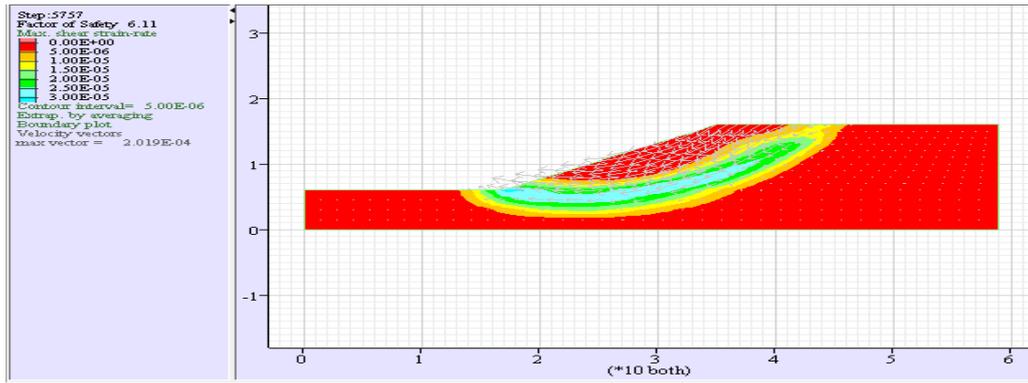


C=20KPA, EN STATIQUE, FS=2.43.



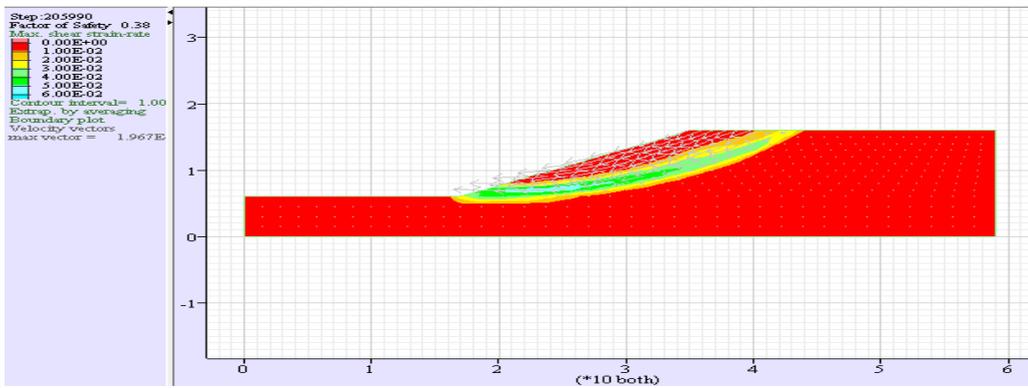
C=50KPA, EN STATIQUE, FS=3.95.

Annexe

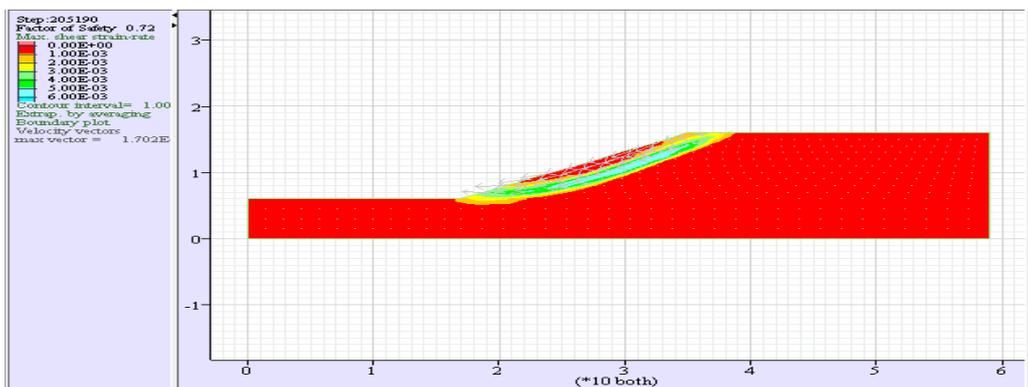


C=100KPA, EN STATIQUE, FS=6.11.

L'effet de l'angle de frottement

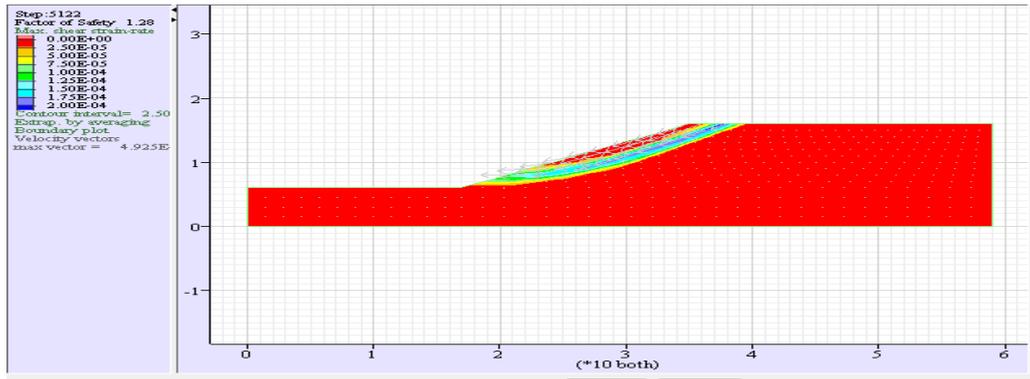


$\Phi=10^\circ$, KH=0.1, FS=0.38.

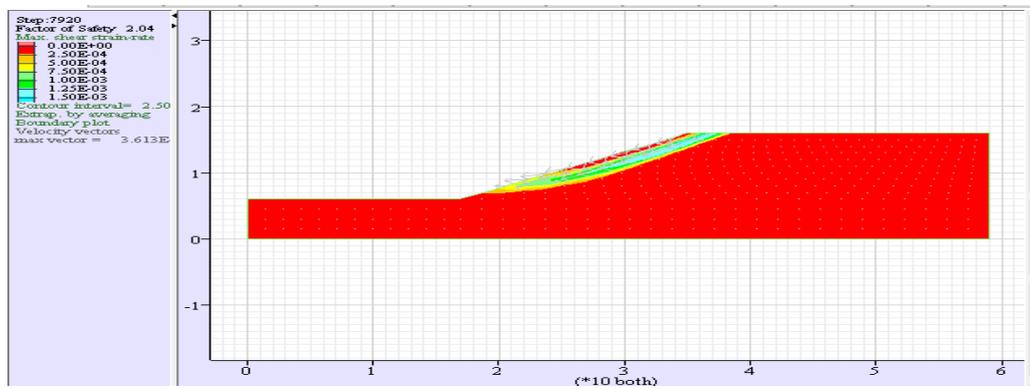


$\Phi=20^\circ$, KH=0.1, FS=0.72.

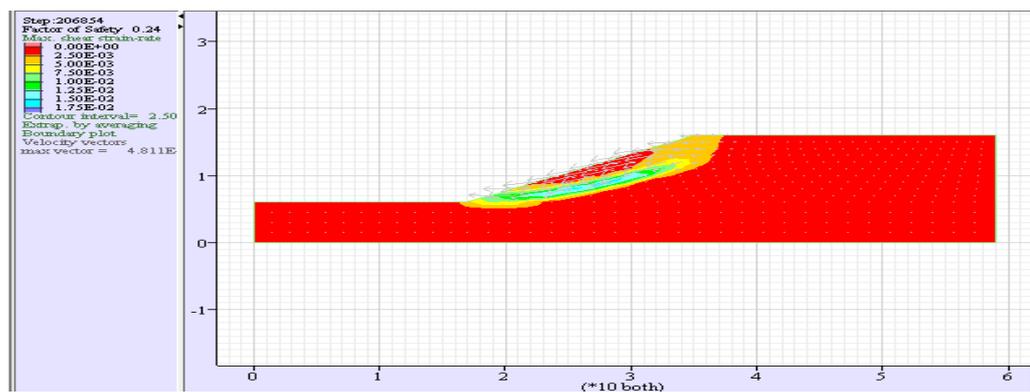
Annexe



$\Phi=35^\circ$, KH=0.1, FS=1.28.

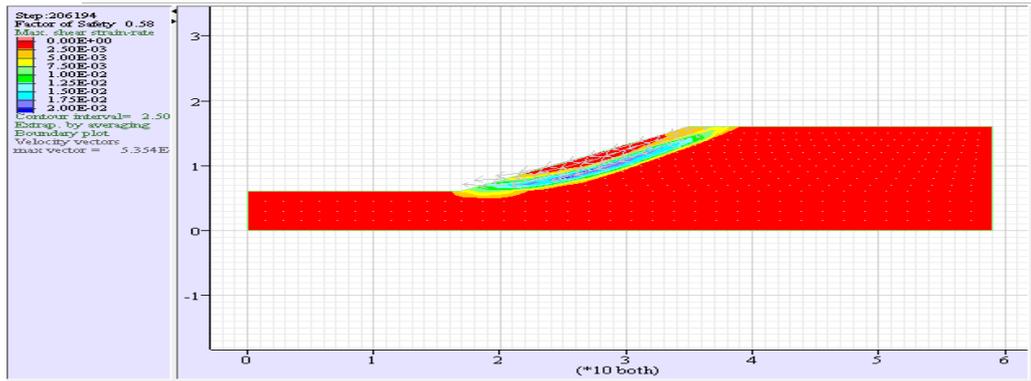


$\Phi=50^\circ$, KH=0.1, FS=2.03.

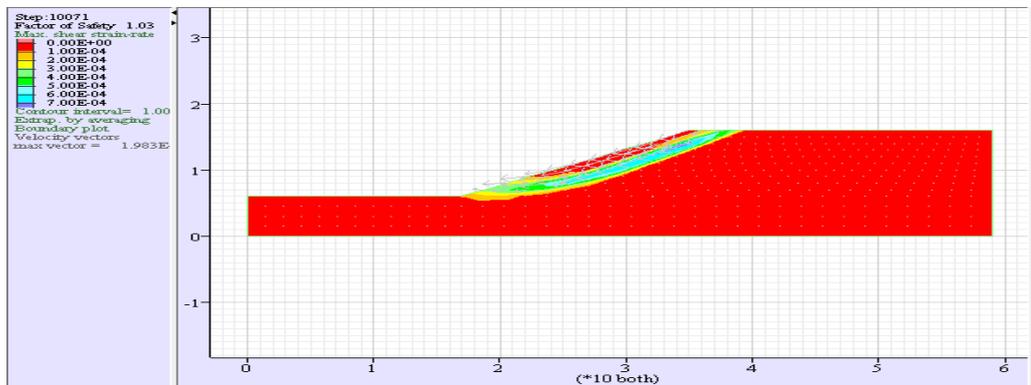


$\Phi=10^\circ$, KH=0.2, FS=0.24.

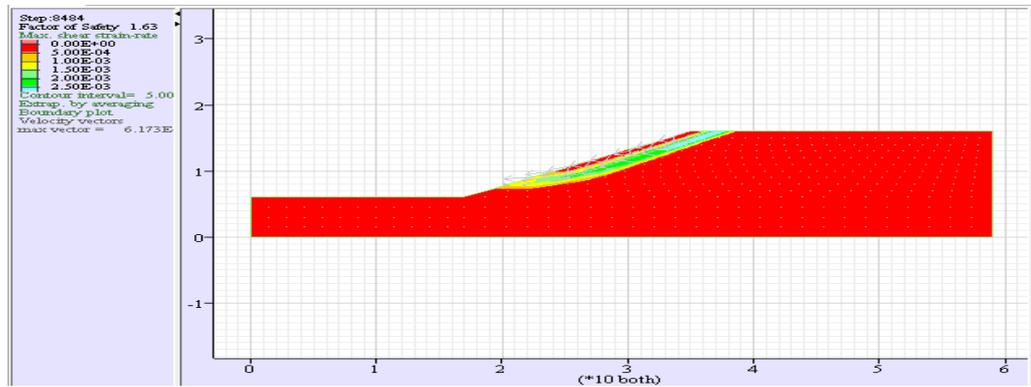
Annexe



$\Phi=20^\circ$, KH=0.2, FS=0.58.

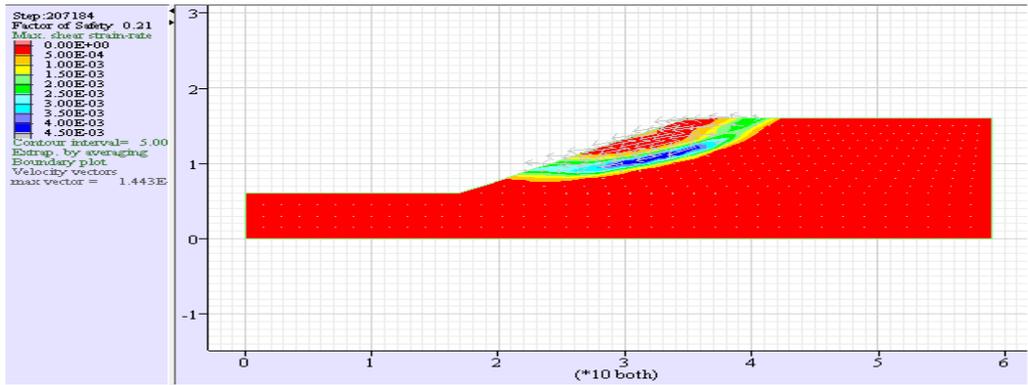


$\Phi=35^\circ$, KH=0.2, FS=1.02.

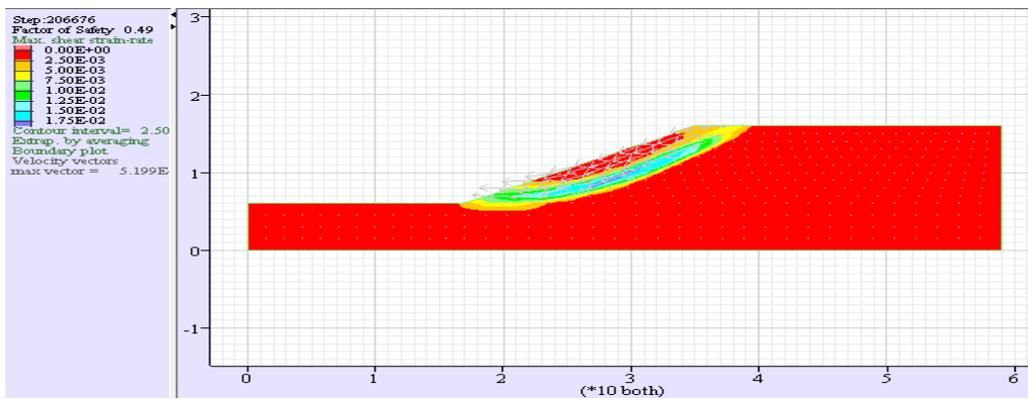


$\Phi=50^\circ$, KH=0.2, FS=1.63.

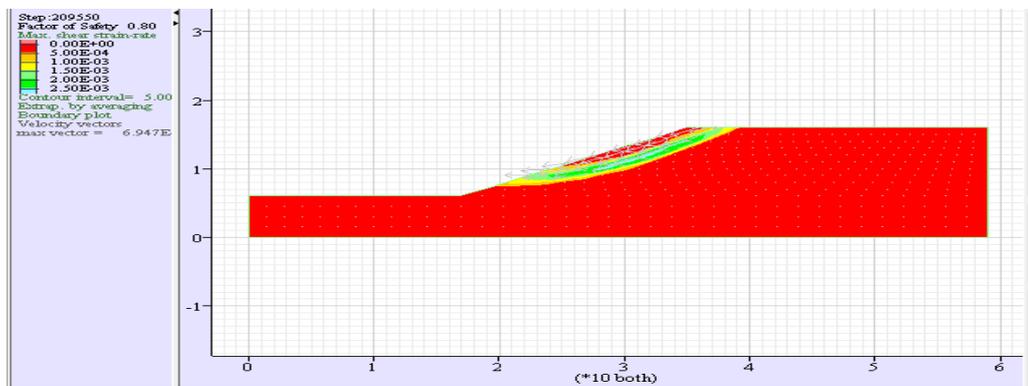
Annexe



$\Phi=10^\circ$, KH=0.3, FS=0.21.

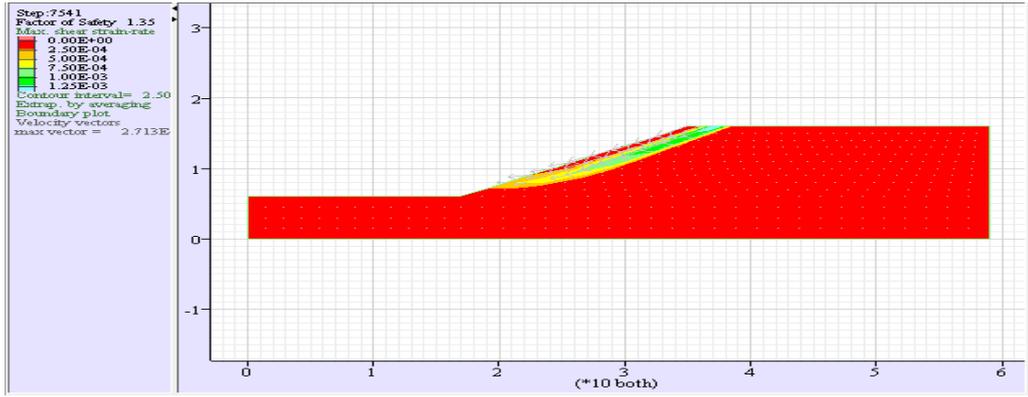


$\Phi=20^\circ$, KH=0.3, FS=0.48.

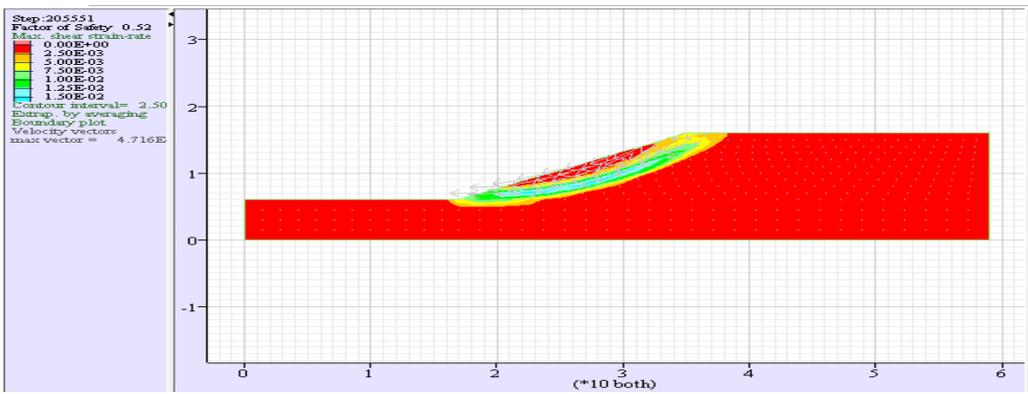


$\Phi=35^\circ$, KH=0.3, FS=0.79.

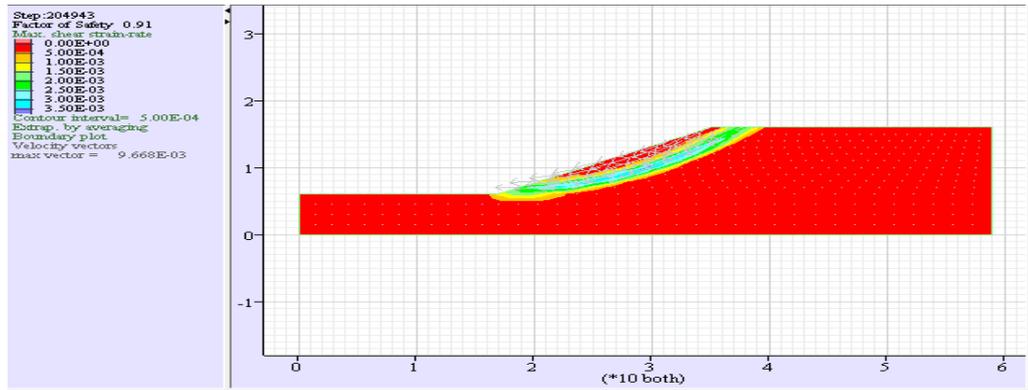
Annexe



$\Phi=50^\circ$, KH=0.3, FS=1.34.

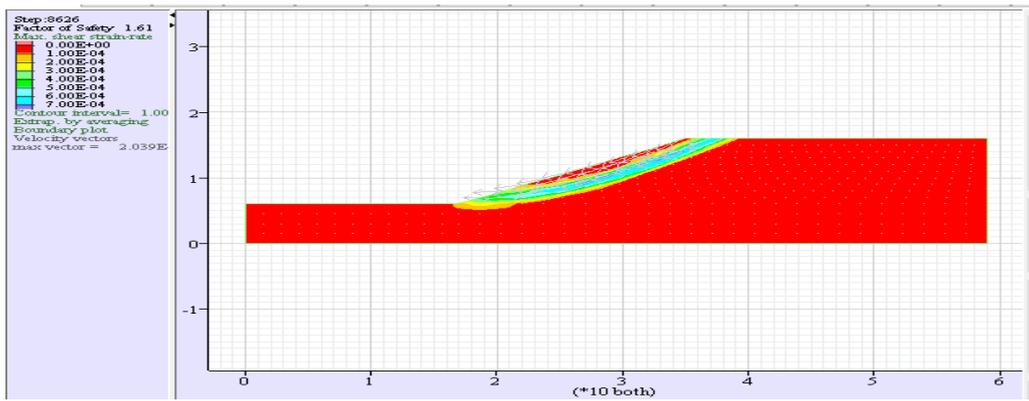


$\Phi=10^\circ$, EN STATIQUE, FS=0.52.

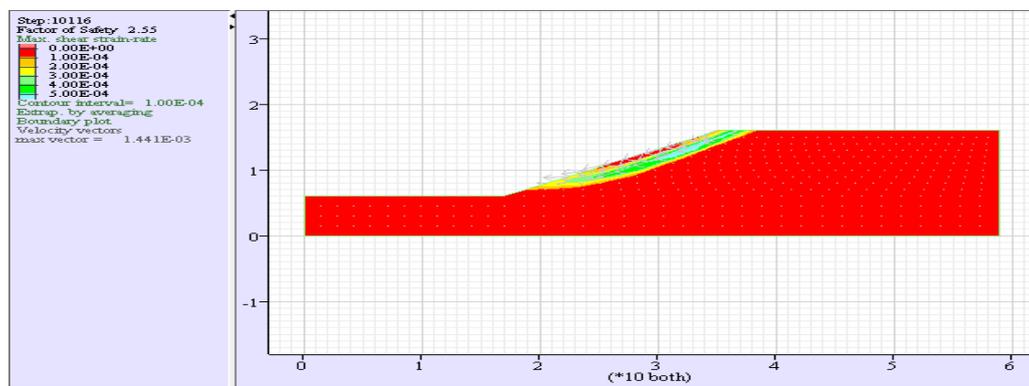


$\Phi=20^\circ$, EN STATIQUE, FS=0.91.

Annexe

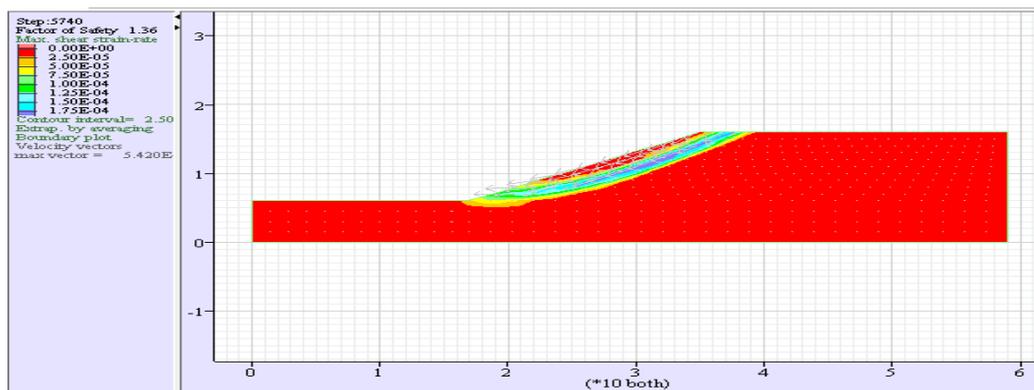


$\Phi=35^\circ$, EN STATIQUE, FS=1.6.



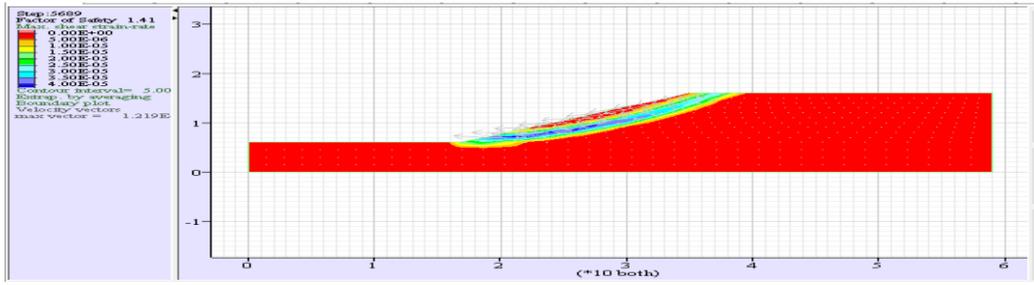
$\phi=50^\circ$, en statique, Fs=2.54.

L'effet de l'angle dilatation

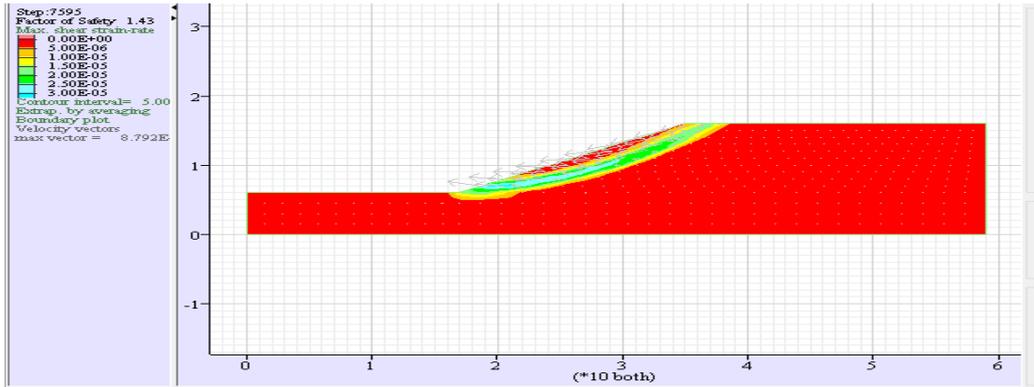


$\Psi=0^\circ$, EN STATIQUE, FS=1.36.

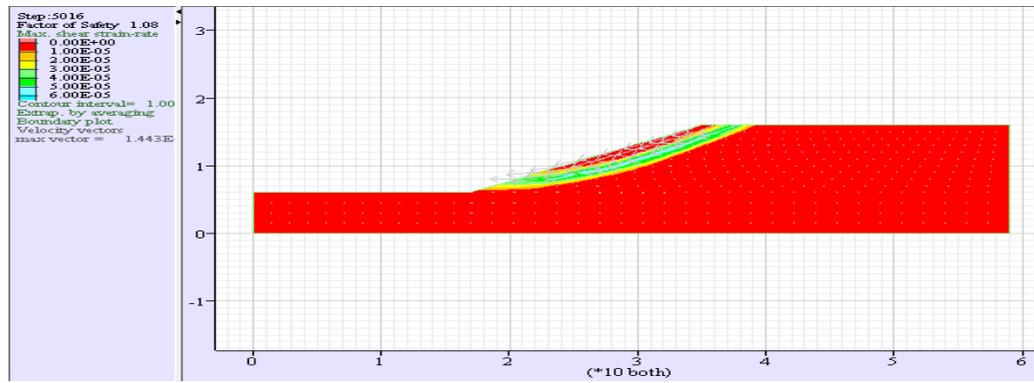
Annexe



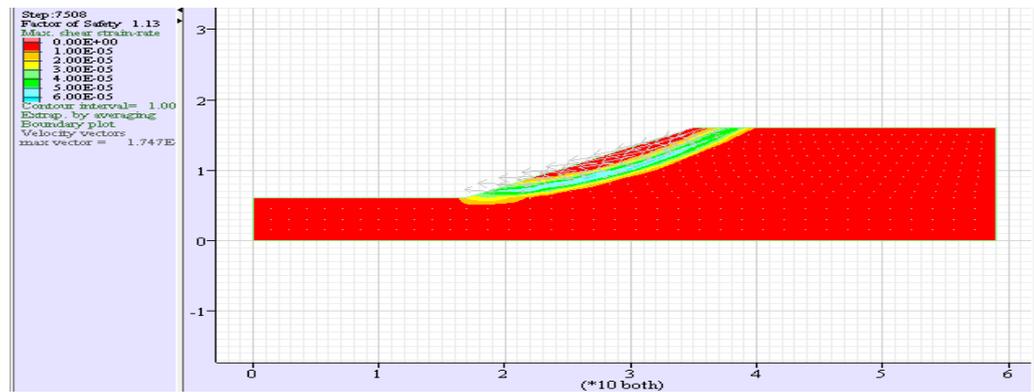
$\Psi=10^\circ$, en statique, $F_s=1.41$.



$\Psi=15^\circ$, EN STATIQUE, $FS=1.42$.

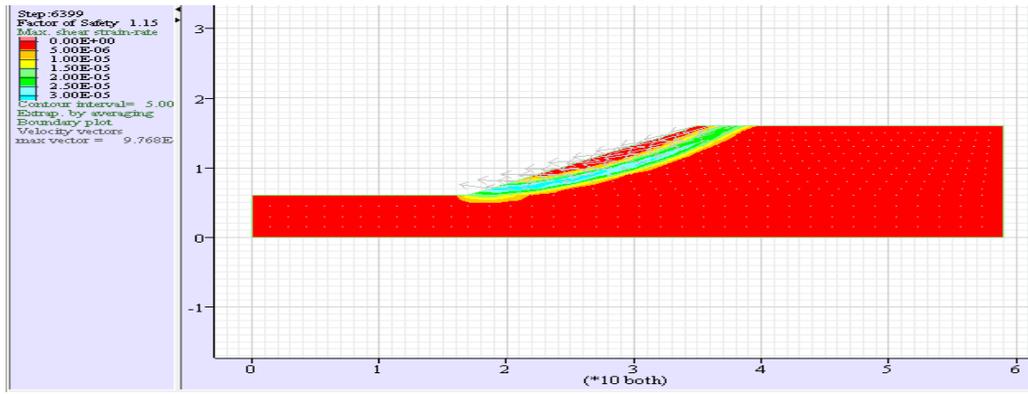


$\Psi=0^\circ$, $KH=0.1$, $FS=1.07$.

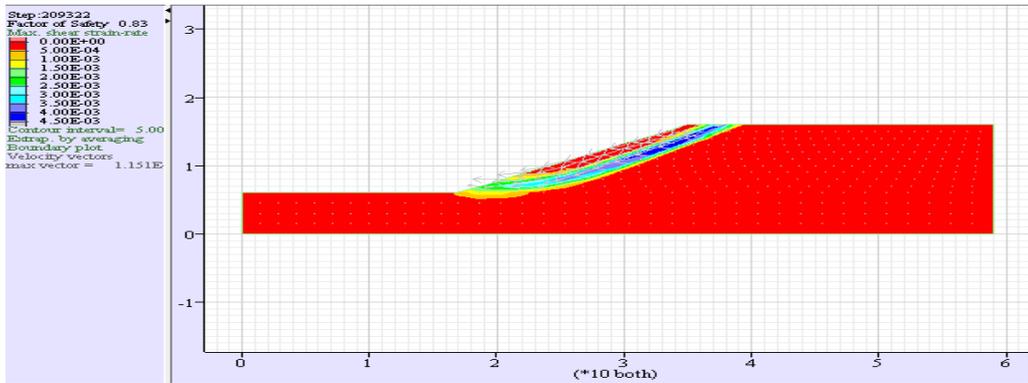


Annexe

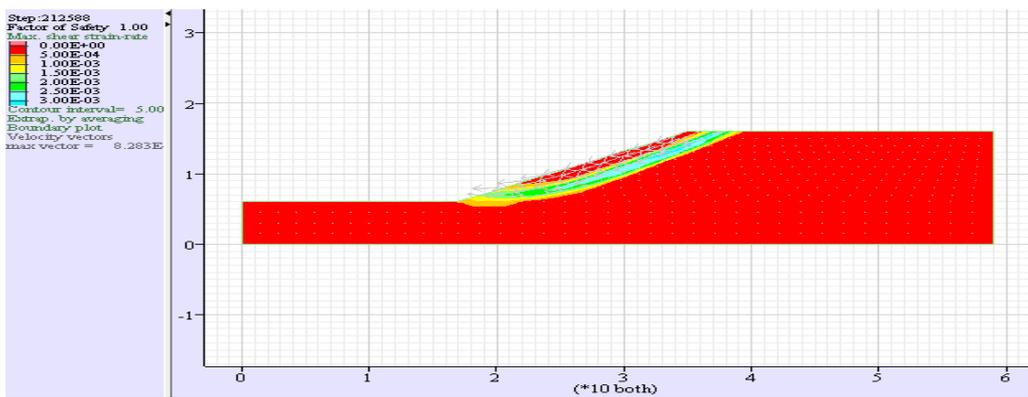
$\Psi=10^\circ$, $KH=0.1$, $FS=1.12$.



$\Psi=15^\circ$, $KH=0.1$, $FS=1.14$.

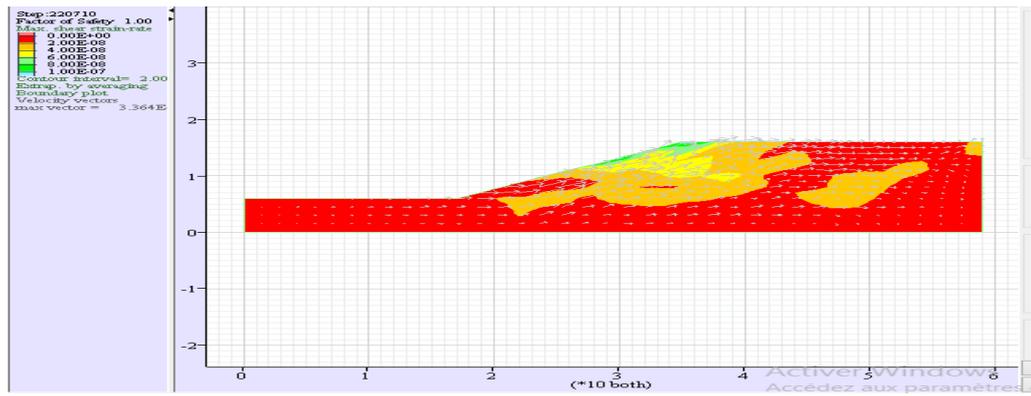


$\Psi=0^\circ$, $kh=0.2$, $FS=0.83$.

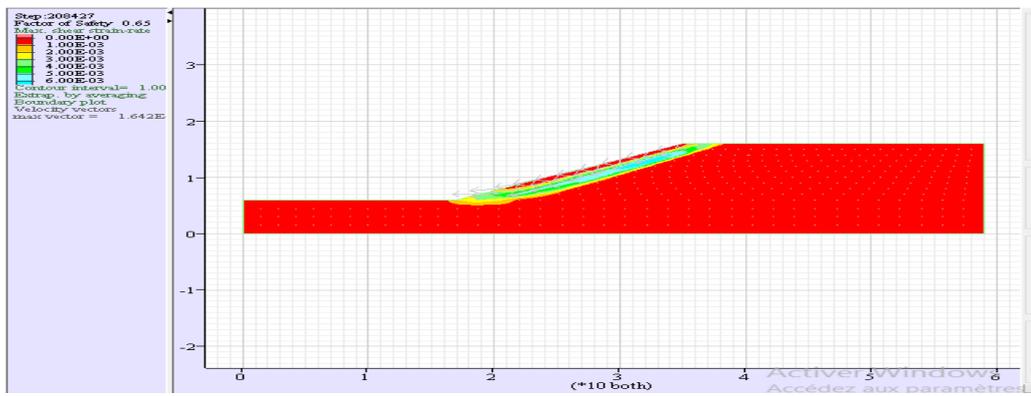


$\Psi=10^\circ$, $KH=0.2$, $FS=1$.

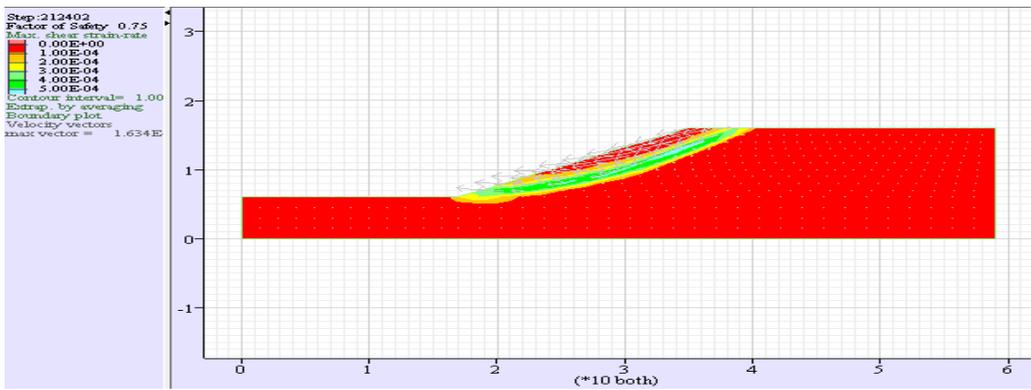
Annexe



$\Psi=15^\circ$, $KH=0.2$, $FS=0.99$.

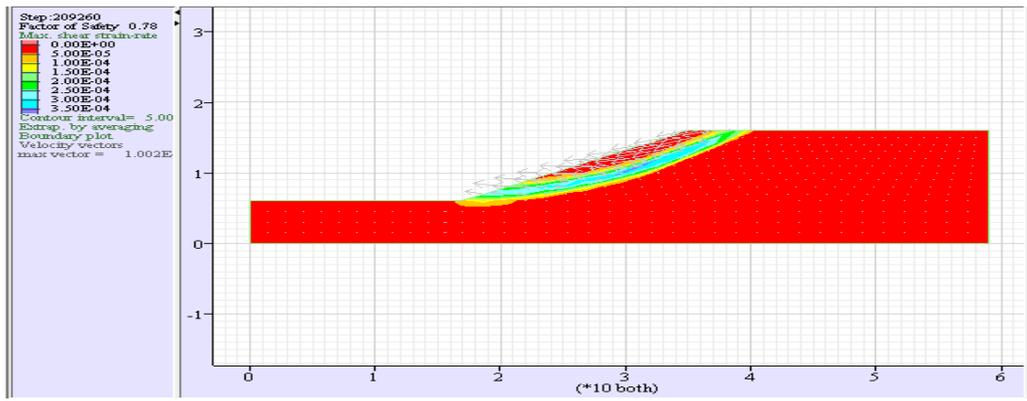


$\Psi=0^\circ$, $KH=0.3$, $FS=0.65$.



$\Psi=10^\circ$, $KH=0.3$, $FS=0.75$.

Annexe



$\Psi=15^\circ$, $KH=0.1$, $FS=0.78$.

Références

- [1] **Soulef M.A.** analyse de la stabilité d'un remblai. Mémoire de Magister à l'université de M'sila.
- [2] **GTR** : guide technique routier.
- [3] **Jean .P.M.** les mouvements de terrain .université scientifique et médical de Grenoble .1973 français.
- [4] **Nabil.H.**(*Cours stabilité des pentes et des talus 2018*).
- [5] **Claude plumelle et all** « Pratique et théorique de la géotechnique ».
- [6] **Zakaria .B.** Modélisation numérique du comportement dynamique et de liquéfaction des remblais sous charge sismique. Thèse de doctorat à l'université de Biskra.
- [7] **H. Bendadouche et S. Lazizi.** « Glissements de Terrain et Confortements ». Ed. Pages bleues. Algérie.
- [8] **G. Philipponnat.** (1998), « fondations et ouvrages en terre », édition Eyrolles.
- [9] **Bouafia.Ali**, calcul des ouvrages géotechniques (2018).
- [10] <https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Earth-cutaway-schematic-english.svg>
- [11] <HTTP://WWW.MAXICOURS.COM/SE/FICHE/1/5/399151.HTML/TS>
- [12] <https://www.replik972.fr/risque-sismique/quest-quun-seisme>
- [13] <http://kosmopolis.free.fr/seismes/ondes/ondes.htm>
- [14] <https://ndawloane.wixsite.com/tpe-parasismique/sismographe>
- [15] Mourad.k et Fady.G ; analyse dynamique des pentes et des remblais construits sur des dépôts d'argile ; présenté à : direction du laboratoire des chaussées service du géotechnique ministère des transports du Québec ; canada.
- [16] Mohamed.S ; analyse dynamique des pentes argileuses et des remblais construits sur dépôts d'argile sous l'effet de la variation de l'indice de plasticité et la zone sismique ; université de Sherbrooke ; Québec ; canada ; mémoire de master ; juillet 2017.
- [17] <http://chris-taiwan-news.blogspot.com/2010/09/26-avril-2010-impressionnant-glissement.html> le 23/09/2020.
- [18] <https://www.pngegg.com/ar/png-fyqsh> le 23/09/2020.
- [19] Chihab M et Sadam .G Analyse de la stabilité de la pente en utilisant la modélisation numérique : application au glissement de terrain du centre hospitalier universitaire «

Références

ISAAD Hassani » Beni Messous-Alger, Mémoire de Master à l'université de Djillali BOUNAAMA de Khemis Miliana.

[20]<https://observatoire-risques-nouvelle-aquitaine.fr/risques/risques-naturels/mouvements-de-terrain/> le 23/20/2020.