



جامعة محمد بوضياف - المسيلة
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Ministère de l'enseignement supérieure
et de la recherche scientifique

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de technologie



جامعة محمد بوضياف - المسيلة
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Département de GENIE CIVIL

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de
MASTER

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : Géotechnique

THEME

ANALYSE DE LA STABILITE D'UN VERSANT
NATUREL PRE-FISSURE

(APPLICATION AU CAS DU TALUS D'AOMAR – BOUIRA)

Présenté par : DILMI Khadidja
LEGMA Rima

Dirigé par :

Mr. KHEMISSA Mohamed, Professeur, Encadreur

Mr. SEDDIKI Ahmed, M.A.A., Co - Encadreur

Promotion : 2018/2019

RESUME

Le travail présenté dans ce mémoire a pour but d'analyser la **stabilité** sismique d'un **versant** urbanisé pré-fissuré.

En premier temps on a présenté des généralités sur les glissements de terrains, les modes et les causes de rupture des terrains en pentes en citant quelques exemples de glissement à travers le monde entier, en Afrique et en Algérie.

Ensuite on a exposé les différentes méthodes d'analyse de la stabilité des versant sismique des versant en général et en prenant l'effet des **fissures**.

On a présenté le code Plaxis et le logiciel Geoslope, leur mode de fonctionnement, l'introduction des données, la modélisation des phases de calculs, la lecture des résultats.

On a terminé par une application pratique, qui a consistée à la **simulation** numérique de la stabilité sismique du versant pré-fissuré situé à Aomar (wilaya de Bouira) avec la mise en œuvre de la réglementation parasismique algérienne en vigueur.

Mots clés : stabilité – versant – fissures- simulation numérique.

ABSTRACT

The work presented in this thesis aims to analyze the seismic stability of a pre-cracked urbane slope.

Firstly, we presented generalities on landslides, modes and causes of slope failure by citing some examples of landslides around the world, in Africa and Algeria.

Then we exposed the various methods of analysis of the stability of the slope slopes seismic in general and taking the effect of cracks.

We presented the Plaxis code and the Geoslope software, their mode of operation, the introduction of data, the modeling of the calculation phases, AND the reading of the results.

It ended with a practical application, which consisted in the numerical simulation of the seismic stability of the pre-cracked slope located in Aomar (wilaya of Bouira) with the implementation of the Algerian seismic regulations in force.

.

Key words: stability - slope - cracks - numerical simulation.

ملخص

يهدف العمل المقدم في هذه المذكرة إلى تحليل الاستقرار الزلزالي لمنحدر مهيا وبه شقوق مسبقاً.

أولاً، قدمنا تعميمات حول الانهيارات الأرضية وطرق وأسباب فشل المنحدر من خلال الاستشهاد ببعض أمثلة الانهيارات الأرضية في جميع أنحاء العالم ، في إفريقيا والجزائر.

ثم قدمنا طرق التحليل المختلفة لاستقرار منحدرات المنحدر الزلزالي بشكل عام وأخذنا تأثير الشقوق.

قدمنا برنامج **PLAXIS** و **GEOSLOPE** وطريقة تشغيلها، وإدخال البيانات، ونمذجة مراحل الحساب، وقراءة النتائج.

لقد انتهى الأمر بتطبيق عملي، يتألف من المحاكاة العددية لاستقرار الزلزالي للمنحدر الذي تم تشققه سابقاً والموجود في عومار بولاية البويرة مع تطبيق قانون الزلزال الجزائري المعمول بها.

الكلمات المفتاحية: الاستقرار - الميل - الشقوق - المحاكاة العددية.

TABLE DES MATIERES

ملخص

RESUME

ABSTRACT

LISTE DES ILLUSTRATIONS

LISTE DES TABLEAUX

INDEX ALPHABETIQUE

Introduction Générale..... 1

Première Partie SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

Chapitre premier.....	4
Généralités sur les glissements de terrains	4
1.1. Les mouvements de terrains	4
1.2. Les glissements de terrains.....	4
1.3. Les différents types de glissements.....	5
1.4. Les facteurs d'instabilité	7
1.5. Mouvement sismique	8
1.6. Mécanismes de rupture des pentes sous séisme	14
1.7. Comportement des sols fins et des massifs de sols en pente [04]	16
1.8. Quelques cas de glissement de terrain sous séisme.....	20
Chapitre deuxième.....	28
Méthodes d'Analyse de la Stabilité des Versants	28
2.1. Vérification de la stabilité d'une pente	28
2.2. Notion de facteur de sécurité :.....	29
2.3. Méthodes basée sur l'équilibre limite	29
2.4. Méthodes de calcul en plasticité.....	33
2.5. Prise en compte de l'action sismique dans le calcul de stabilité.....	34
2.6. Réglementation parasismique Algérienne en vigueur (RPA99 version 2003) [16].....	35
2.7. Prise en compte de l'influence de fissures de tension :.....	37

Troisième Chapitre	41
Outils Numériques de Calculs	41
3.1. Introduction :	41
3.2. Logiciel Plaxis : [18]	41
3.3 Le Logiciel Geostudio :	43
3.4. Définition de la fissure selon le type "ligne de fissure de tension" :	45
3.5. Définition de la fissure selon le type "angle de fissure de traction":	46

Deuxième Partie

SIMULATION NUMERIQUE

Quatrième Chapitre	48
Etude du glissement d'Aomar	48
4.1. Présentation générale du versant	48
4.2. Caractéristiques géologiques et hydrogéologiques	49
4.3. Caractéristiques géotechniques du massif	51
4.4. Caractéristiques sismiques considérées	54
4.5. Description des instabilités observées	54
4.6. Localisation de la ligne de rupture	58
4.7. Modélisation numérique du glissement	58
4.8. Calculs préliminaires de la stabilité du versant non fissuré :	59
4.9. Calculs de la stabilité du versant Fissuré :	63
4.10. Synthèse :	66
Conclusion Générale	67
Références Bibliographiques	69

Liste des Figures :

FIGURE 1.1 : CLASSIFICATION DES MOUVEMENTS DE TERRAINS	4
FIGURE 1.2 : TERMINOLOGIE DES ELEMENTS D'UN GLISSEMENT	5
FIGURE 1.3 : GLISSEMENT SUPERFICIEL	5
FIGURE 1.4 : GLISSEMENT ROTATIONNEL.....	6
FIGURE 1.5: RUPTURES SELON UN PLAN DE CISAILLEMENT	6
FIGURE 1.6: FACTEURS PASSIFS ET ACTIFS POUVANT ENTRAINER UNE INSTABILITE	7
FIGURE 1.7. : PLAQUES LITHOSPHERIQUES	8
FIGURE 1.8. : PRINCIPALES PLAQUES TECTONIQUES ET LEURS LIAISONS [02]	9
FIGURE 1.9. : MOUVEMENT DES FAILLES.....	10
FIGURE 1.10. : SPECTRE DE REPOSE DU SEISME D'OLYMPIA (1949).....	12
FIGURE 1.11. : ACCELEROGRAMME DU SEISME D'OLYMPIA (1949)	13
FIGURE 1.12. : LES PHENOMENES SUSCEPTIBLES D'AFPECTER LA PROPAGATION DES ONDES	14
FIGURE 1.13. : CRATERES DU A UNE LIQUEFACTION.....	15
FIGURE1.14. : CHEMINS DE CONTRAINTES SUIVIS AU COURS DES ESSAIS TRIAXIAUX	17
FIGURE1.15. : COURBES DE CISAILLEMENT TYPES DES SOLS	17
FIGURE 1.16. : DEFINITION DES PARAMETRES DE RESISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS.....	18
FIGURE 1.17. : PRINCIPAUX RECENTS GLISSEMENTS DE TERRAINS MORTELS DANS LE MONDE ..	20
FIGURE 1.18. : GLISSEMENTS DE TERRAIN EN CHINE.....	21
FIGURE 1.19. : GLISSEMENTS DE TERRAIN AU JAPON	21
FIGURE 1.20. : GLISSEMENTS DE TERRAIN DANS LA REGION DU DARJEELING, EN INDE.....	22
FIGURE 1.21. : GLISSEMENTS DE TERRAIN RIO DE JANEIRO AU BRESIL	22
FIGURE 1.22. : GLISSEMENTS DE TERRAIN DANS LA COLONIE ANEXA MIRAMAR, TIJUANA	22
FIGURE 1.23. : MORPHOLOGIE DE LA ZONE DE GLISSEMENT DE VILLATINA MEDELLIN.....	23
FIGURE 1.24. : GLISSEMENT SURVENUS AU SALVADOR (USGS).....	23
FIGURE 1.25. : GLISSEMENTS DE LA VALLEE DU SAINT-LAURENT AU QUEBEC.....	24
FIGURE 1.26. : LIQUEFACTION DES SOLS DE CHRISTCHURCH EN NOUVELLE-ZELANDE.....	24
FIGURE 1.27. : GLISSEMENT DE TERRAIN EN FRANCE.....	25
FIGURE 1.28. : GLISSEMENTS DE TERRAIN LA REGION D'AÏN DRAHAM EN TUNISIE	25
FIGURE 1.29. : GLISSEMENTS DE TERRAIN DE FREETOWN AU SIERRA LEONE.....	25
FIGURE 1.30. : LOCALISATION DU SEISME DU 21 MAI 2003 EN ALGERIE.....	26
FIGURE 1.31. : GLISSEMENTS DE TERRAIN DE HAMMAM N'BAÏLS A GUELMA	26
FIGURE 1.32. : GLISSEMENTS DE TERRAIN DE BOUHLOU A SIDI AÏCH	27
FIGURE 1.33. : GLISSEMENT DANS LE QUARTIER DE SIDI AISSA SUR LA BRETELLE KOUBA A ...	27

FIGURE 2.1 : DISTRIBUTION DES FORCES LE LONG D'UNE SURFACE DE RUPTURE.....	28
FIGURE 2.2 : SCHEMA DE RUPTURE PLANE	30
FIGURE 2.3 : SCHEMA DE RUPTURE PLANE INFINIE	30
FIGURE 2.4 : LES INCONNUES DE LA METHODE DES TRANCHES	31
FIGURE 2.5 : MISE EN ŒUVRE DE LA METHODE DES PERTURBATIONS	33
FIGURE 2.6. : FORCES PSEUDO-STATIQUES APORTEES A UN VERSANT.....	34
FIGURE 2.7. : LA CARTE D'INTENSITE SISMIQUE EN ALGERIE	35
FIGURE 2.8. : TYPES DE RUPTURE PRIS EN COMPTE DANS LES ABAQUES DE HOEK	37
FIGURE 2.9. : FORMULES DE DETERMINATION DES DEUX FACTEURS DIMENSIONNELS DEFINIS ..	38
FIGURE 2.10. : ABAQUE DE STABILITE II, POUR UNE RUPTURE CIRCULAIRE SELON HOEK	39
FIGURE 3.1 : FENETRE DE DEMARRAGE DU LOGICIEL PLAXIS 2D V8.6.....	41
FIGURE 3.2 : PARTIE DE LA FENETRE DU LOGICIEL GEOSTUDIO 2012	43
FIGURE 3.3 : FENETRE DE DEFINITION D'UN MATERIAU DANS GEOSLOPE 2012.....	44
FIGURE 3.4 : OPTION DE FISSURE DE TENSION OFFERTE PAR GEOSLOPE 2012	45
FIGURE 3.5 : SURFACE DE GLISSEMENT CRITIQUE VERSANT ANALYSE AVEC UNE LIGNE DE.....	45
FIGURE 3.6 : SURFACE DE GLISSEMENT CRITIQUE VERSANT ANALYSE AVEC UN ANGLE DE	46
FIGURE 4.1 : PLAN DE SITUATION DE LA COMMUNE D'AOMAR.....	48
FIGURE 4.2. : COUPE TRANSVERSALE DES TROIS SONDAGES.....	49
FIGURE 4.3. : PLAN SCHEMATIQUE D'IMPLANTATION DES ESSAIS IN SITU.....	50
FIGURE 4.4.: RESULTATS DES ESSAIS AU PENETROMETRE STATIQUE.	53
FIGURE 4.5. : VUE GENERALE DU GLISSEMENT DU TERRAIN AUX ALENTOURS DU.....	55
FIGURE 4.6. : SOUTE A MAZOUT (OUVRAGE ANNEXE DU TECHNICUM)	55
FIGURE 4.7. : FISSURATION DU MUR DE CLOTURE ET DECHAUSSEMENT DE LA FONDATION DE ..	56
FIGURE 4.8. : AFFAISSEMENT DE LA COUR DU TECHNICUM A PROXIMITE DU MUR DE	56
FIGURE 4.9. : OUVERTURE DU JOINT DE DILATATION DE DEUX BLOCS MITOYENS DU	57
FIGURE 4.10. : VUE DE L'INTERIEUR DU JOINT DE DILATATION OUVERT.....	57
FIGURE 4.11. : LOCALISATION DE LA LIGNE DE RUPTURE DU VERSANT D'AOMAR.	58
FIGURE 4.12. : PROFIL RETENU POUR L'ETUDE	59
FIGURE 4.13. : CERCLE DE RUPTURE ET VALEUR DU FS SOUS CHARGEMENT GRAVITAIRE.....	59
FIGURE 4.14. : CERCLE DE RUPTURE CRITIQUE ET LA VALEUR DU FS SOUS G ET NAPPE	60
FIGURE 4.15. : CERCLE DE RUPTURE CRITIQUE ET VALEUR DU FS SOUS SEISME MAXIMAL.....	61
FIGURE 4.16. : CERCLE DE RUPTURE ET LA VALEUR DU FS SOUS EFFET COMBINE	62
FIGURE 4.17. : CERCLE DE RUPTURE ET LA FS SOUS EFFET COMBINE AVEC UNE FISSURE SECHE	64
FIGURE 4.18. : CERCLE DE RUPTURE ET LA FS SOUS EFFET COMBINE AVEC FISSURE REMPLIE .	64
FIGURE 4.19. : COURBE DU FACTEUR DE SECURITE EN FONCTION DU DEPLACEMENT	65

Liste des Tableau

TABLEAU 1.1. : COEFFICIENT D'AMORTISSEMENT CRITIQUE β_{MAX}	19
TABLEAU 2.1 : VALEURS DE FS EN FONCTION DE L'ETAT DE L'OUVRAGE	29
TABLEAU 2.2. : COEFFICIENT D'ACCELERATION DE ZONE SELON RPA99 VER2003.....	36
TABLEAU 2.4. : ZONES SISMIQUE SELON RPA99 VER2003.....	37
TABLEAU 4.1. : RESULTATS DES ESSAIS D'IDENTIFICATION	51
TABLEAU 4.2. : RESULTATS DES ESSAIS OEDOMETRIQUES	52
TABLEAU 4.3. : RESULTATS DE L'ANALYSE CHIMIQUE	52
TABLEAU 4.4. : RESULTATS DES ESSAIS DE CISAILLEMENT	53
TABLEAU 4.5. : VALEURS DU COEFFICIENT D'ACCELERATION DE ZONE.....	54
TABLEAU 4.6. : VALEURS DES COEFFICIENTS PSEUDO-STATIQUES HORIZONTAL ET VERTICAL..	54
TABLEAU 4.7. : CARACTERISTIQUES MOYENNES DE CISAILLEMENT DES COUCHES DE SOL.	58
TABLEAU 4.8. : VALEURS DU FS SOUS CHARGEMENT GRAVITAIRE	60
TABLEAU 4.9. : VALEURS DU FS SOUS CHARGEMENT GRAVITAIRE ET NAPPE.....	61
TABLEAU 4.10. : VALEURS DU FS SOUS CHARGEMENT GRAVITAIRE ET NAPPE.....	62
TABLEAU 4.11. : VALEURS DE FS SOUS EFFET COMBINE	63
TABLEAU 4.12. : RESULTATS DES VALEURS DU FS POUR LE CAS DU VERSANT NON FISSURE.....	63
TABLEAU 4.13. : VALEURS DE FS SOUS EFFET COMBINE AVEC UNE FISSURE SECHE	64
TABLEAU 4.14. : VALEURS DE FS SOUS EFFET COMBINE AVEC UNE FISSURE REMPLIE.....	65
TABLEAU 4.15. : VALEURS DU FS EN FONCTION DE LA PROFONDEUR DE LA FISSURE	65

INTRODUCTION GENERALE

La rupture d'un versant naturel peut être catastrophique et provoquer des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts naturelles considérables.

Certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables.

Dans leur principe, les mouvements de terrain sont bien compris: ils surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés. Leur occurrence est très marquée par les variations climatiques (périodes de fortes pluies, fonte des neiges, sécheresse) mais peut aussi être liée à des secousses sismiques ou encore être induite par les activités humaines; leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique.

Dans la pratique cependant, les choses sont très complexes, du fait des incertitudes:

-sur les conditions initiales, notamment en profondeur,

-sur les propriétés mécaniques des terrains, en général hétérogènes, non linéaires, anisotropes, discontinus, ...

-sur les conditions hydrauliques: position de la nappe, phénomènes se produisant en zone non saturée.

L'eau est la cause déclenchante de la plupart des mouvements; c'est un facteur variable dans le temps.

L'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est une question complexe surtout dans le domaine des données limitées ou peu connues.

L'étude d'un versant naturel comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité.

Cependant une longue expérience a été acquise que se soit sur les méthodes de calcul ou dans les techniques de construction, de telle sorte que les problèmes de stabilité de pentes peuvent maintenant être résolus avec une assez bonne fiabilité.

Dans ce travail, nous avons choisi de modéliser le cas des versants naturels avec une fissure sèche ou une fissure remplie d'eau, au moyen du logiciel Geoslope.

Les résultats de cette étude ont été validés par une analyse d'un cas réel d'instabilité: glissement du versant pré-fissuré situé à AOMAR dans la wilaya de BOUIRA en Algérie avec la mise en œuvre du règlement parasismique algérien en vigueur.

PREMIERE PARTIE

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE PREMIER

GENERALITES SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAINS

Généralités sur les glissements de terrains

1.1. Les mouvements de terrains

Les mouvements gravitaires sont classés selon :

- le mode de mouvement (chute, glissement, écoulement, transposition) ;
- la nature du mouvement (solide, plastique, visqueux) ;
- l'humidité, la vitesse, la nature des matériaux impliqués (bedrock, sol, matériaux non consolidés...)
- ou encore la combinaison avec d'autres agents (vent, eau, neige...). Figure 1.1.

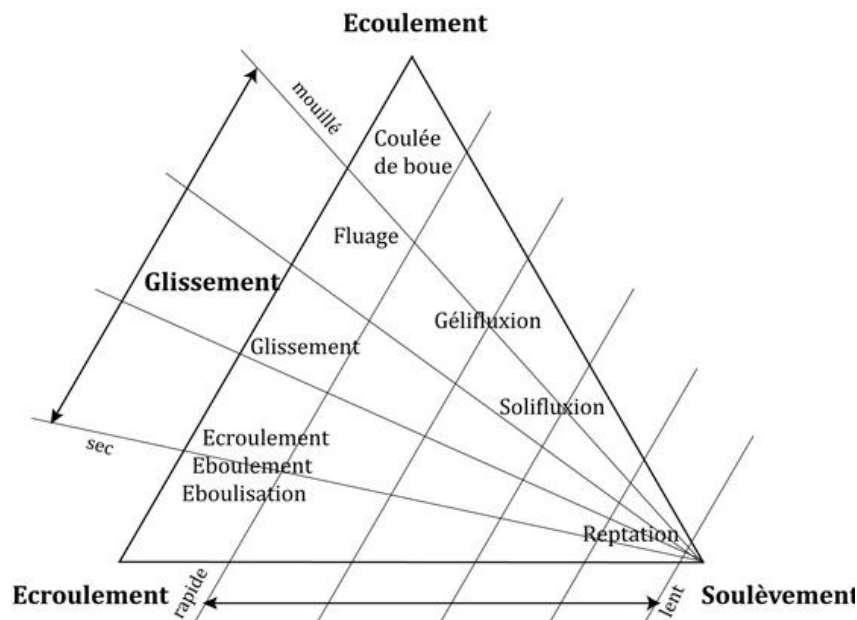


Figure 1.1 : Classification des mouvements de terrains

1.2. Les glissements de terrains

Un glissement de terrain est un phénomène d'origine sismique, géologique et géophysique où une masse de terre descend sur une pente, autrement dit un plan de glissement plus ou moins continu, plus ou moins plan ou incurvé. Figure 1.2.

Après la mise en mouvement le glissement de terrain conservera sa consistance et sa physionomie, ce qui la différencie des coulées de boue qui elles n'ont pas de forme propre.

Des glissements de terrain peuvent être à l'origine de catastrophes naturelles engendrant des morts, notamment suite à des fortes pluies. La déforestation peut être à l'origine de cette catastrophe naturelle.

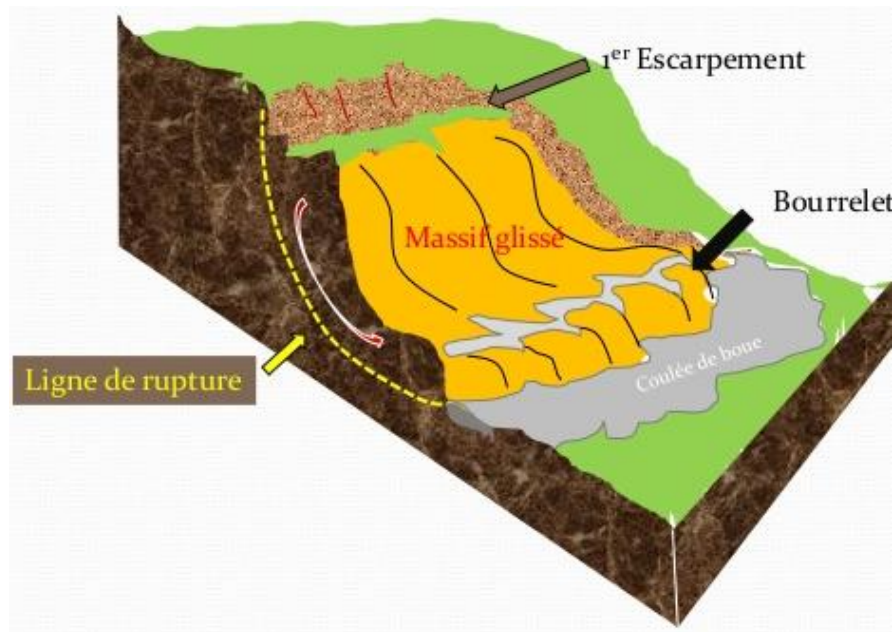


Figure 1.2 : Terminologie des éléments d'un glissement

1.3. Les différents types de glissements

Un glissement de terrain est un mouvement gravitaire lors duquel une partie du matériel d'un versant (masse rocheuse ou terrain meuble) se déplace vers l'aval, **le long d'un plan de glissement**.

Selon la profondeur de la surface le long de laquelle glisse la masse de sols, on peut distinguer les glissements superficiels et les glissements rotationnels :

1.3.1. Les Glissement superficiel :

Caractérisé par une surface de rupture peu profonde, généralement inférieure à 1,5 mètre sous le terrain naturel. Dans les sols argileux, il n'affecte que la couche de sol superficielle altérée appelée «croûte argileuse». Causé par la saturation des sols lors de fortes pluies ou de la fonte de la neige, il se produit exclusivement dans le versant sans en toucher le sommet. Par contre, ses débris peuvent s'étaler à la base du versant sur des distances parfois importantes (figure 1.3). Bien que ce type de glissement puisse sembler anodin, il peut causer d'importants dommages aux bâtiments, voire même menacer la sécurité des occupants.



Figure 1.3 : Glissement superficiel

1.3.2. Les Glissement rotationnel :

Caractérisé par une surface de rupture qui peut se propager à quelques mètres de profondeur. Il est très souvent causé par l'érosion naturelle d'un cours d'eau à la base d'un versant. L'action de l'eau à la base des versants a ainsi pour effet d'entraîner de façon graduelle du matériel qui agit comme contrepoids naturel. Petit à petit, cette érosion modifie les conditions d'équilibre de la pente.

Ce type de glissement peut affecter une bande de terrain située au sommet du versant, dont le recul est généralement inférieur à une distance équivalant à une fois la hauteur du versant. Lors d'un glissement rotationnel, les éléments situés dans la bande de terrain en sommet de versant (routes, bâtiments, infrastructures, etc.) peuvent subir des dommages dont l'importance peut varier selon les situations (figures 1.4).

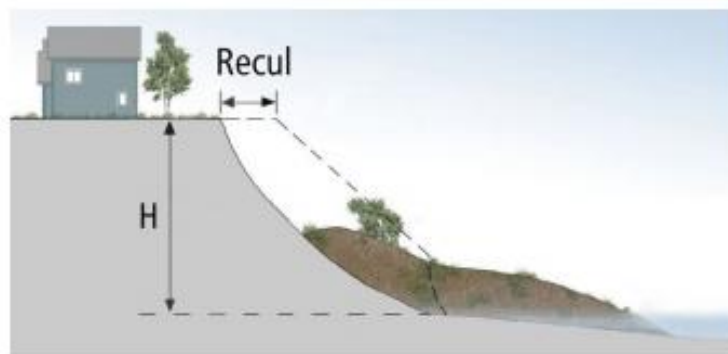


Figure 1.4 : Glissement rotationnel

Ces glissements de terrains peuvent suivre des plans de cisaillement rectilignes, circulaires ou aléatoires (figure 1.5).

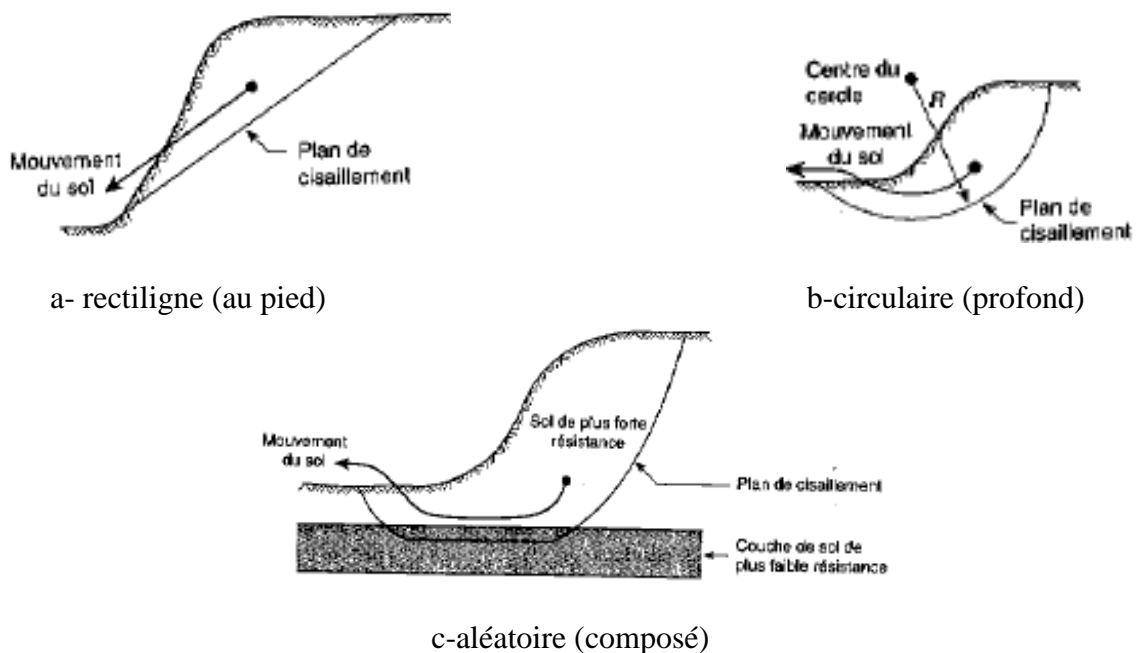


Figure 1.5: Ruptures selon un plan de cisaillement

1.4. Les facteurs d'instabilité

Un glissement de terrain peut se produire de manière brutale ou à la suite de la déstabilisation progressive (sur une longue période) d'un terrain en pente, traduisant sa perte d'équilibre. Les modifications apportées au milieu, qu'elles soient liées à l'action de l'homme ou naturelles, influencent la stabilité des versants.

Quel rôle joue l'homme dans la déstabilisation des terrains ?

La présence de l'homme dans un espace se traduit par des remaniements de terrain et une modification des conditions d'équilibre des versants, à travers :

- La mise en place d'infrastructures ;
- Les travaux de terrassements en pied de versants.
- La concentration des eaux par suite de rejets non maîtrisés ou rupture de canalisations ;
- La surcharge de terrains par suite de remblaiements intempestifs peuvent ;

Ce qui peut contribuer à la réactivation d'un glissement ancien ou bien accélérer les processus de déstabilisation, voire déclencher un glissement dans une zone initialement stable mais fragile.

Les facteurs naturels de déstabilisation et de réactivation

L'eau joue un rôle central dans les processus de glissements en milieux argileux. Elle exerce sur ces sols une influence particulière, qui se traduit de plusieurs manières.

- l'eau qui s'écoule au pied d'un versant attaque la base, on parle de perte de butée de pied, liée à la disparition d'un appui en aval.
- la température du sol : lorsque de l'eau gèle dans le sol, peut faire éclater la roche
- les séismes : les secousses peuvent entraîner un remaniement des matériaux, modifiant localement le contexte physique
- les conditions météorologiques : les argiles se gonflent et se rétractent à mesure qu'alternent les périodes de fortes pluies et de sécheresse
- les précipitations peuvent entraîner d'importantes infiltrations d'eau

Le déclenchement d'une instabilité gravitaire est rarement unique, mais est la conséquence d'une combinaison des **prédispositions** défavorables et de facteurs **déclenchant** (figure 1.6).

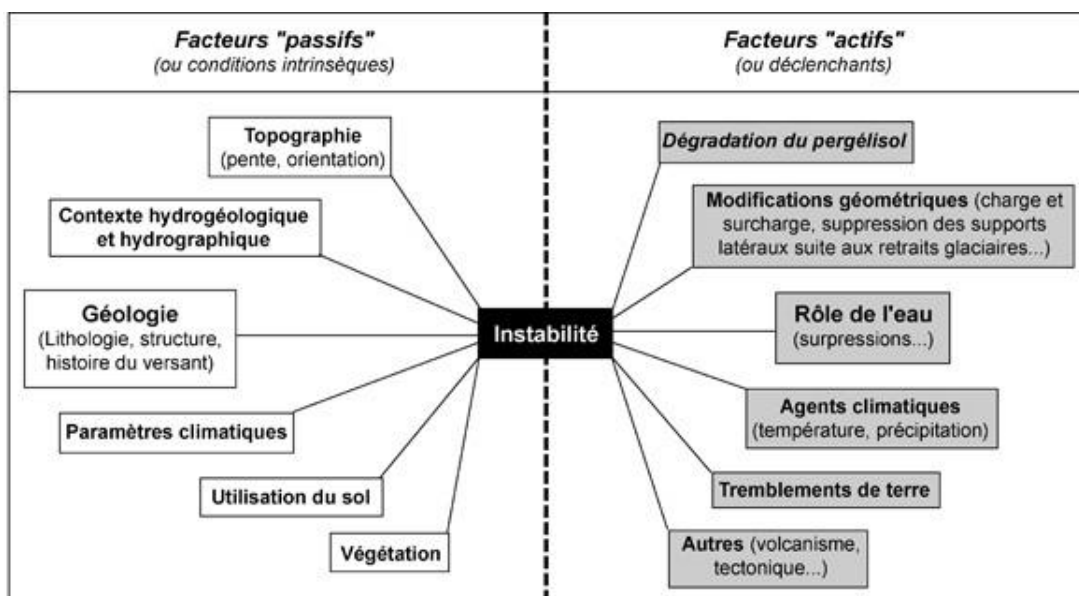


Figure 1.6: Facteurs passifs et actifs pouvant entraîner une instabilité

1.5. Mouvement sismique

Le mouvement sismique résulte de la propagation vers la surface de la terre d'une perturbation ayant pris naissance à l'intérieur de l'écorce terrestre. Cette perturbation est connue par sa soudaineté, sa courte durée et ses effets souvent destructeurs. Elle est caractérisée par un certain nombre de paramètres fonction du mécanisme au foyer et de la profondeur focale, de la distance du site à la source et de la direction de propagation des ondes sismiques, ainsi que des caractéristiques géologiques, géomorphologiques et géotechniques des massifs de sols ou de roches traversés. Dans l'état actuel des connaissances, il n'est pas possible de prédire l'instant et le lieu où un séisme va se produire, mais il est possible d'identifier les zones à haut risque sismique et d'y construire en conséquence.

1.5.1. Mécanisme de génération des séismes [01]

Les séismes, dans leur quasi-totalité, sont dus aux mouvements des plaques tectoniques terrestres (figure 1.8). On distingue généralement trois types de mouvements :

- un mouvement latéral lorsqu'une plaque se déplace latéralement par rapport à une autre ;
- des mouvements divergents lorsqu'une plaque s'éloigne d'une autre, ce qui forme une tranchée océanique ;
- un mouvement de subduction lorsque deux plaques convergent forçant l'une à s'enfoncer sous l'autre.

On peut estimer le taux d'accumulation d'énergie à la frontière de deux plaques, mais on ne peut savoir quand cette énergie sera dissipée. Selon la profondeur des foyers, les séismes peuvent être superficiels ou profonds. Ils sont situés, dans leur majorité, sur les frontières des plaques lithosphériques (figure 1.7). Toutefois, leurs caractéristiques diffèrent suivant qu'ils se manifestent dans les zones de divergence (axe des dorsales), dans les zones de contact de deux plaques lithosphériques ou encore le long des failles (frottement d'une plaque contre une autre).

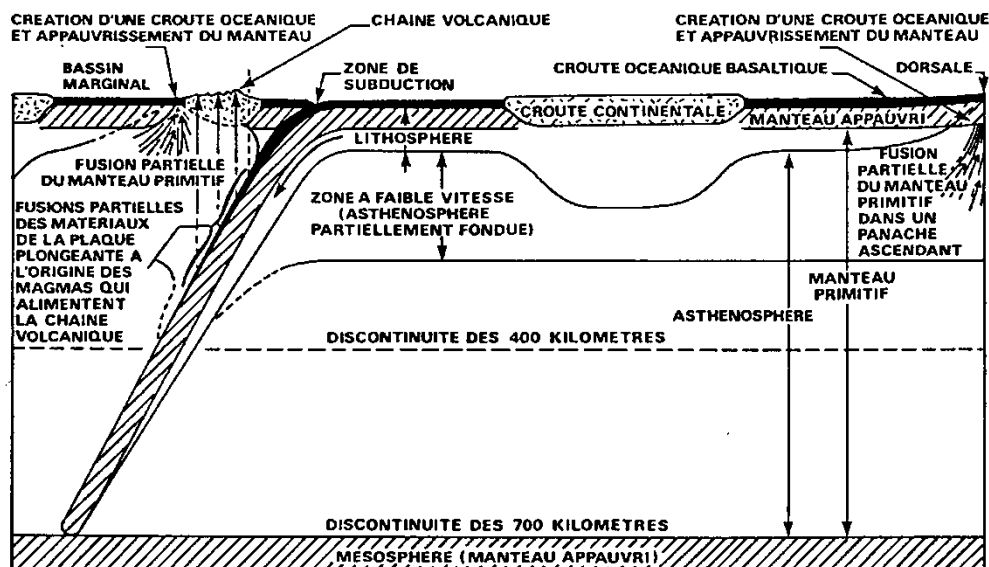


Figure 1.7. : Plaques lithosphériques

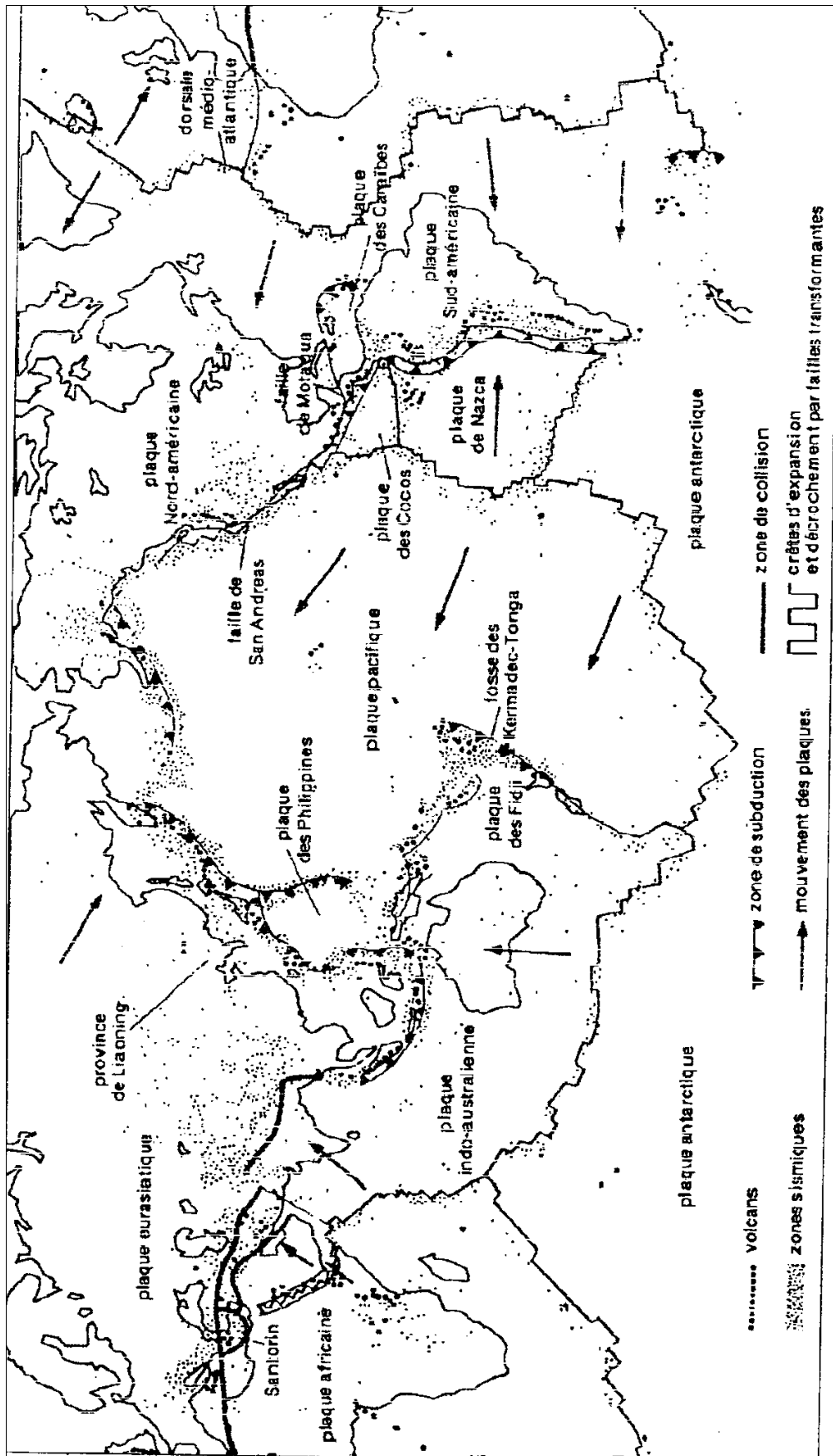


Figure 1.8. : Principales plaques tectoniques et leurs liaisons [02] avec les séismes récents (petits points) ainsi que les volcans (gros points)

1.5.2. Failles et modes de rupture

Une faille est un ensemble de surfaces discontinues présentant des milliers de ramifications dans des directions multiples qui suivent, dans leur ensemble, la trace des failles représentées sur les cartes sismotectoniques dans une zone potentiellement sismique (figure 1.9). Aujourd'hui, il est admis que le jeu de failles est l'une des causes principales qui engendrent un séisme, d'une part, et que la majorité des séismes s'accompagnent par la naissance de fractures géologiques, d'autre part. Néanmoins, ces failles sont rarement isolées et font généralement partie d'un même ensemble tectonique pouvant couvrir toute une région. Cette relation intime entre les failles et les séismes est bien mise en évidence par l'un des plus importants accidents survenus à travers le monde : le système de failles de San Andreas aux USA.

On y distingue trois mécanismes de rupture :

- faille normale ou d'extension, qui se caractérise par la séparation partielle de deux compartiments. Lorsqu'elles sont soumises à des forces d'étirements, les failles normales s'écartent l'une de l'autre, ce qui provoque l'effondrement de l'un des blocs ;
- faille inverse ou chevauchante, qui est caractérisée par deux blocs poussés l'un vers l'autre par des forces de compression. Ce qui conduit, dans la plupart des cas, au chevauchement d'un bloc sur l'autre ;
- faille coulissante ou glissement latéral, qui provoque le coulisage horizontal des deux blocs séparés en sens contraire de part et d'autre du plan de faille.

Au cours d'un séisme, les surfaces de glissement ne sont pas toujours continues le long d'une faille et ne suivent pas toujours la trace déjà établie de la faille. Elles suivent plutôt un chemin de résistance minimale au sein d'une zone de cisaillement large, se transférant successivement d'un plan de faille résistante à un autre.

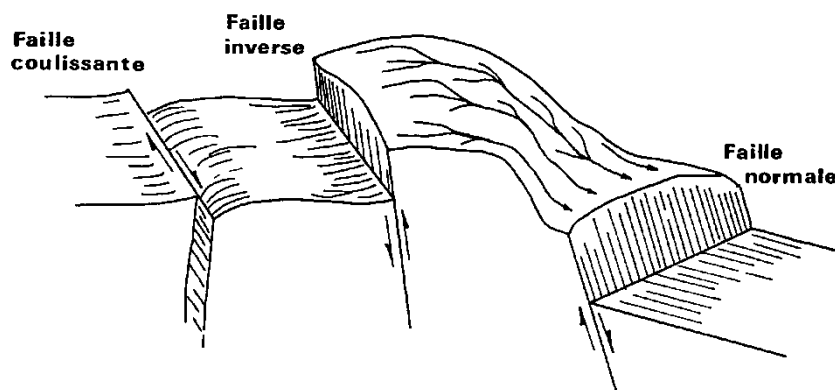


Figure 1.9. : Mouvement des failles.

1.5.3. Nature et mode de propagation des ondes sismiques

Un séisme produit différentes ondes sismiques : ondes de volume qui se propagent dans la croûte terrestre et ondes de surface qui se propagent à la surface du sol.

On distingue deux types d'ondes de volume :

- ondes primaires (ondes p), qui sont des ondes longitudinales se propageant avec une vitesse V_p et dont le déplacement des particules du milieu est dans la direction de propagation. Elles produisent dans cette direction des compressions et extensions successives ;
- ondes secondaires (ondes s), qui sont des ondes de cisaillement se propageant avec une vitesse V_s et dont le déplacement des particules du milieu est perpendiculaire à la direction de propagation. Elles provoquent un cisaillement des roches par une distorsion sans changement de volume (ces ondes ne se propagent pas en milieu liquide).

On distingue deux types d'ondes de surface :

- ondes de Rayleigh, qui sont des ondes verticales se propageant à la surface du sol. Le mouvement des particules du milieu est elliptique dans le plan vertical de propagation ;
- ondes de Love, qui sont des ondes horizontales se propageant à la surface du sol. Elles se déplacent dans un plan tangent à la surface et perpendiculairement à la direction de propagation. Ces ondes provoquent un ébranlement horizontal qui peut être la cause de nombreux dégâts.

Les ondes primaires sont généralement à haute fréquence et les premières à atteindre les ouvrages. Les ondes secondaires sont à plus basse fréquence, mais possèdent de plus grandes amplitudes et sont responsables de la grande majorité des dommages occasionnés aux bâtiments.

Le modèle théorique admis en sismologie consiste à faire l'hypothèse que l'écorce terrestre se comporte comme un milieu continu, élastique et isotrope.

Ce modèle représente une situation idéale, mais approximative car il néglige certains effets comme les grandes déformations, l'anisotropie des sols et les discontinuités près de la source du séisme résultant des fractures et des failles dans l'écorce terrestre.

La théorie de propagation des ondes élastiques permet de démontrer que les vitesses de propagation des ondes sismiques primaires et secondaires sont données respectivement par les deux expressions suivantes :

$$V_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}}$$

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

Où $\lambda = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}$ désigne la constante de Lamé, G le module de cisaillement, ν le coefficient de Poisson et ρ la densité du massif.

1.5.4. Paramètres caractéristiques du mouvement sismique

La plupart des paramètres caractéristiques du mouvement sismique concernent la faille sur laquelle se localise le foyer.

Ces paramètres sont la longueur, la profondeur et l'orientation de cette faille, la direction, la vitesse et la longueur du déplacement lors de la rupture, les contraintes et leur orientation, l'atténuation de ces contraintes lors du séisme, le spectre d'énergie dispersée sous forme d'ondes sismiques et enfin l'histoire du mouvement cassant.

Ces paramètres permettent de définir le moment sismique. Les autres paramètres utilisés pour classer un séisme concernent l'énergie émise et comportent la magnitude et l'intensité d'un séisme qui constituent deux principales échelles actuellement utilisées pour mesurer les séismes.

La magnitude est définie comme le logarithme de l'amplitude des ondes sismiques d'une certaine fréquence enregistrée sur un sismographe.

L'intensité, quant à elle, dépend d'un certain nombre de facteurs notamment la distance, la profondeur du foyer sismique, la durée du séisme, la nature du sol et du sous-sol dans laquelle l'énergie sismique rayonne, etc.

Les nombreuses échelles d'intensité (Rossel-Forel, 1873 ; Mercalli, 1902 ; Mercalli-Cancian-Sieberg, 1917 ; Mercalli modifiée, 1931 ; MSK, 1964 ; EMS, 1992) précisent les dégâts pour chaque type de construction.

Les grandeurs maximales : accélération a_{\max} , vitesse V et déplacement d déduits d'un accélérogramme (figures 1.10 et 1.11) sont pris en compte pour caractériser la violence d'un séisme, mais ne sont pas à elles seules caractéristiques de celui-ci. Ces valeurs ne varient pas totalement indépendamment les unes des autres.

Pour les séismes réels, le rapport $a_{\max}d/V^2$ est compris entre 5 pour les séismes peu violents et 15 pour les séismes violents.

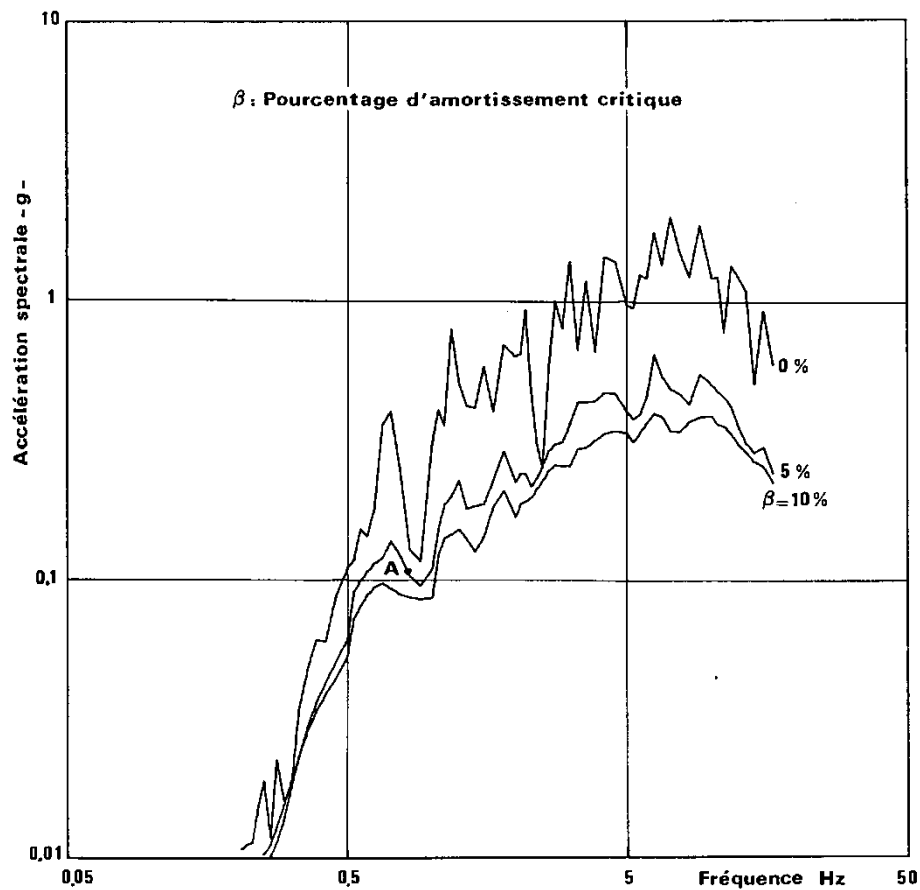


Figure 1.10. : Spectre de réponse du séisme d'Olympia (1949).

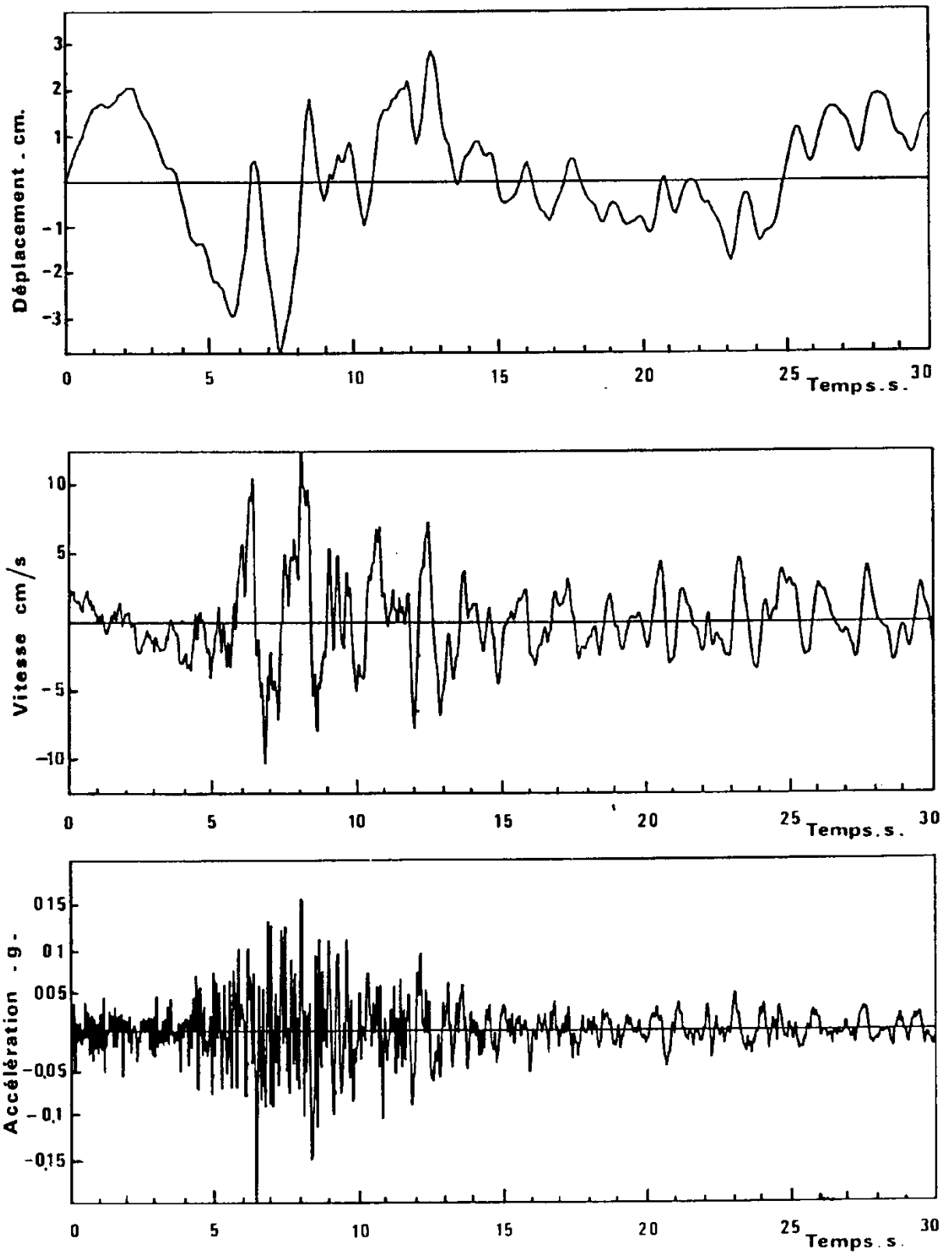


Figure 1.11. : Accélérogramme du séisme d'Olympia (1949) – composante S86 W.

1.5.5. Facteurs influençant le mouvement sismique [03]

Les principaux facteurs influençant le mouvement sismique sont :

- les facteurs liés aux mécanismes de génération ou facteurs liés à la source ;
- les facteurs liés au chemin de parcours des ondes sismiques ;
- les facteurs liés aux conditions locales du site considéré (influence des conditions géologiques locales, influence des conditions topographiques, interaction sol structure).

La figure 1.12 montre de façon schématique les trois types de phénomènes susceptibles d'affecter un signal sismique depuis la source jusqu'au site. Il s'agit :

- des **effets de source** notés S ;
- des **effets de propagation** notés P ;
- des **effets de site** notés G.

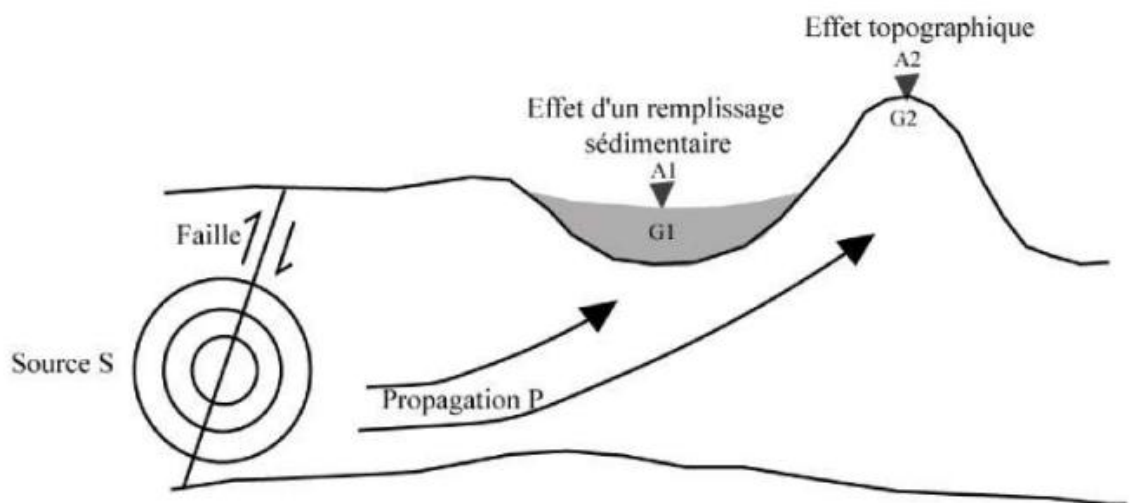


Figure 1.12. : Les phénomènes susceptibles d'affecter la propagation des ondes sismiques

1.6. Mécanismes de rupture des pentes sous séisme

1.6.1. Mécanismes de rupture classique

Les séismes peuvent provoquer des glissements de terrains dans des pentes habituellement stables, aussi bien dans les massifs rocheux que dans les massifs argileux ou sableux. Trois types de mouvements de terrain peuvent être provoqués par des séismes.

Il s'agit des :

- glissements de terrains semblables à ceux dus à d'autres causes (chargement en tête, surpressions interstitielles importantes, etc.) ;
- glissements de terrains latéraux qui se produisent parfois dans des ouvrages géotechniques (remblais, digues et barrages en terre) ;
- phénomènes de liquéfaction des sols, notamment des sables fins saturés, qui provoquent des désordres dans les fondations d'ouvrages de soutènement et autres structures sus-jacentes.

Ces mouvements ont deux causes principales : les efforts d'inertie des mouvements sismiques (déstabilisateurs) et la perte de résistance de certains matériaux.

Enfin, des effets de site peuvent conduire à des amplifications des accélérations sismiques telles que des mouvements se produisant dans des régions qui ne présenteraient, en conditions statiques, aucune instabilité.

1.6.2. Mécanismes de liquéfaction des sols

C'est le phénomène de liquéfaction des sols qui constitue, pour ce qui concerne la stabilité des ouvrages en terre, l'élément principal du comportement dynamique des sols.

Durant un séisme, le sol est sollicité en conditions non drainées ; le rôle de l'eau étant déterminant : le comportement est régi par les surpressions interstitielles qui s'accumulent pendant tout le temps de passage de l'onde sismique. Selon que le comportement du squelette granulaire est dilatant ou contractant, ces surpressions peuvent être respectivement négatives ou positives.

Le phénomène de liquéfaction se produit habituellement dans des sables lâches saturés qui, lorsqu'ils sont soumis à des chocs ou déformations, ont tendance à diminuer de volume (matériaux contractants). Cette contraction du squelette granulaire se traduit par un accroissement de la pression interstitielle et une diminution corrélative de la contrainte effective.

Lorsque l'accroissement de la pression interstitielle devient égal à la contrainte effective initiale, le sable perd toute résistance et se comporte comme un fluide (figure 1.13).

Des sables de compacité moyenne à élevée sont également susceptibles de se liquéfier sous l'application des charges cycliques quand ils ont un comportement dilatant sous chargement monotone.

Les lœss et les sols lœssiques en général, qui sont des dépôts éoliens caractérisés par un indice des vides très élevé et une structure du squelette granulaire susceptible de s'effondrer facilement, sont eux aussi liquéfiables sous l'effet de l'onde sismique. Les glissements dans les lœss sont caractérisés par des déplacements de masses de sol importantes se produisant sur de grandes distances (plusieurs centaines de mètres, parfois plus).

Les essais de cisaillement cycliques en conditions non drainées mettent en évidence un effondrement de la structure granulaire des lœss associée à une augmentation de la pression interstitielle.



Figure 1.13. : Cratères dû à une liquéfaction

1.6.3. Autres mécanismes de rupture

Outre le phénomène de liquéfaction, la résistance cyclique des sols est en général plus faible que la résistance statique.

Différents phénomènes y contribuent :

- un phénomène de fatigue des matériaux : la résistance diminue avec le nombre de cycles, l'accumulation de chargements inférieurs à la résistance statique du matériau peut alors conduire à la rupture ;
- un effet de vitesse observable sur les argiles sollicitées à des fréquences élevées (essais de cisaillement cycliques réalisés à des vitesses de déformation 100 à 1000 fois plus élevées que celle utilisée pour les essais monotones ;
- un effet de pré-cisaillement qui se traduit par une diminution de la résistance cyclique lorsque des contraintes de cisaillement préexistent dans le massif.

1.7. Comportement des sols fins et des massifs de sols en pente [04]

La reconnaissance géologique et géotechnique d'un massif de sol en pente doit d'abord permettre de localiser les différentes couches qui le constituent et d'en donner la configuration générale.

Les sondages doivent être implantés à la périphérie du glissement, à l'intérieur de la masse de sol glissée et également dans la zone stable à proximité immédiate (leur nombre et leur implantation décidés après une étude géologique effectuée au préalable; leur nature dépend des sols rencontrés et des caractéristiques géotechniques recherchées.

Les sondages à la tarière permettent de prélever des échantillons remaniés suffisants pour leurs identifications et les sondages carottés sont nécessaires pour la détermination des paramètres mécaniques).

La reconnaissance géotechnique doit ensuite permettre d'obtenir des informations sur les caractéristiques mécaniques et hydrauliques (paramètres de résistance au cisaillement notamment cohésion et angle de frottement) à partir des résultats d'essais in situ (essais pénétrométriques, scissométriques et pressiométriques) et de laboratoire (essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande et essais de cisaillement à l'appareil triaxial).

Les études effectuées en laboratoire et en place montrent que le mécanisme de rupture par cisaillement des sols fins dépend non seulement de l'intensité des efforts exercés et de la manière dont ils leurs sont appliqués, mais également des conditions de drainage de l'eau interstitielle.

Le cisaillement drainé caractéristique du comportement à long terme, est caractérisé par des déformations qui s'accompagnent d'une densification du sol dans le domaine normalement consolidé, d'ou un accroissement de sa cohésion vraie.

Le cisaillement non drainé, caractéristique du comportement à court terme, est accompagné du développement de fortes surpressions interstitielles, d'une réduction importante de la contrainte normale effective et de la résistance au frottement des particules solides; la résistance au cisaillement critique représente la contrainte maximale pouvant être mobilisée au cours du cisaillement. Elle caractérise la position correspondant au point d'état limite ou d'état critique selon que les chemins de contraintes ou de déformations suivis se trouvent dans le domaine surconsolidé ou normalement consolidé.

1.7.1. Paramètres de résistance au cisaillement des sols [05]

La résistance au cisaillement des sols dépend non seulement de l'état de consolidation dans lequel ils se trouvent, mais aussi des cheminements des sollicitations exercées.

La figure 1.14 présente divers chemins de contraintes, qui peuvent être suivis au cours des essais triaxiaux :

- a/chemins isotropes;
- b/chemins radiaux à rapport de contraintes radiale et axiale constant;
- c/chemins à contrainte radiale constante;
- d/chemins à contrainte axiale constante).

Il n'existe donc pas une résistance au cisaillement propre à un sol donné, mais une infinité de résistances au cisaillement qui dépendent du chemin de contraintes effectives suivi.

Il existe une position critique à laquelle correspond une valeur maximale de cette résistance: c'est la résistance critique ou de rupture par cisaillement. La résistance au cisaillement critique correspond au pic de la courbe "contrainte de cisaillement-déformation axiale" ou, à défaut, à une valeur estimée conventionnellement lorsque celle ci tend vers une asymptote (figure 1.15.).

Les paramètres de résistance au cisaillement (cohésion c et angle de frottement f) se déterminent, pour un sol donné, sur la droite de Mohr-Coulomb représentant l'évolution de la résistance au cisaillement critique en fonction de la contrainte normale appliquée (figure 1.16).

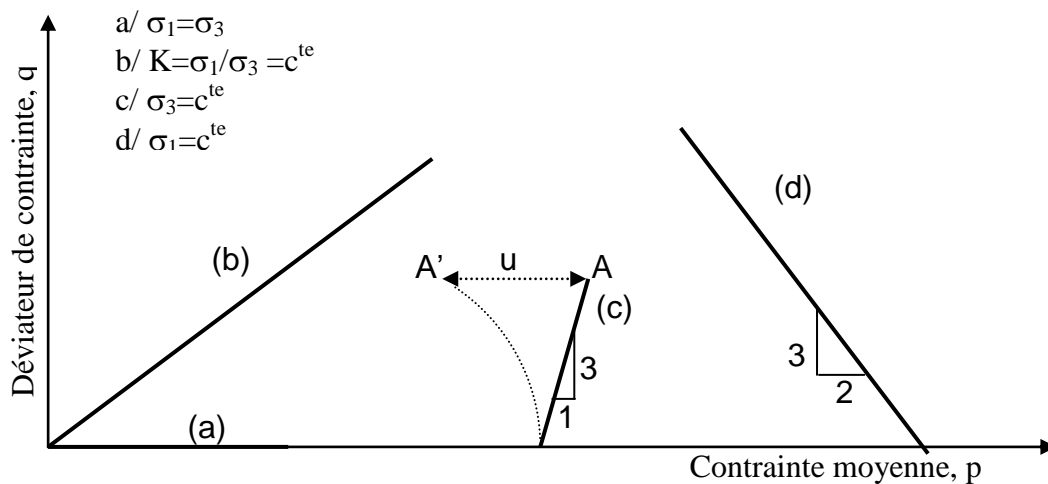
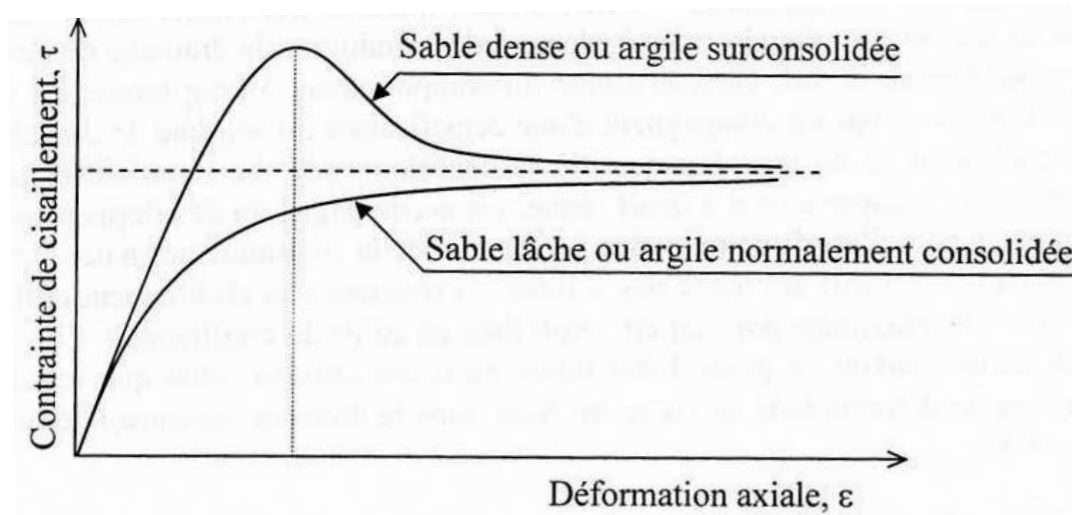


Figure 1.14. : Chemins de contraintes suivis au cours des essais triaxiaux

Fi-



gure

1.15. : Courbes de cisaillement types des sols

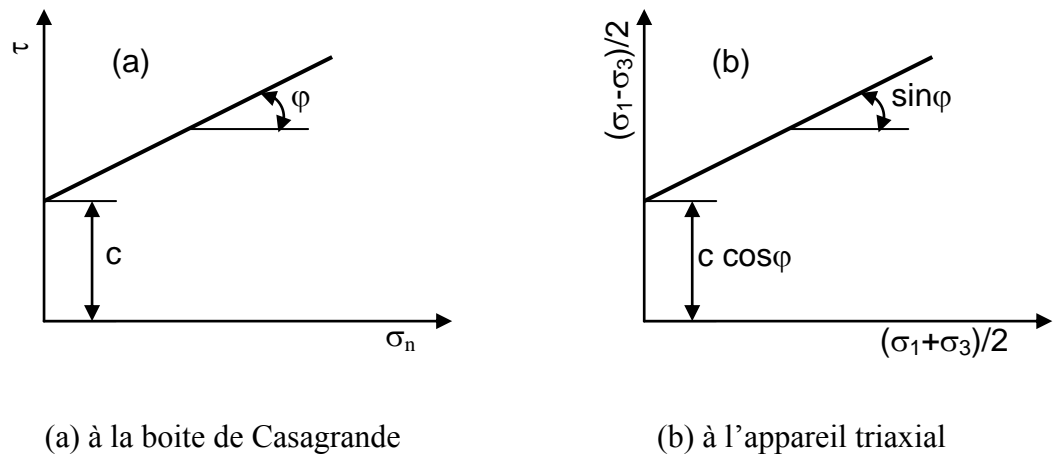


Figure 1.16. : Définition des paramètres de résistance au cisaillement des sols c et φ

1.7.2. Comportement avant la rupture

Les concepts d'état limite et d'état critique constituent les règles de base pour l'étude du comportement des sols fins, notamment des argiles molles (Roscoe et al. 1958, 1963).

L'état limite est défini par une surface de charge, appelée surface d'état limite, qui représente la limite entre les régions de l'espace des contraintes principales correspondant aux déformations réversibles et irréversibles.

L'état critique est défini comme une limite des contraintes qui sépare le domaine où ne se produisent que des déformations volumiques du domaine caractérisé par le développement de déformations déviatoriques, c'est à dire la zone située entre l'état ultime et la rupture.

Dans leur forme originale, les concepts d'état limite et d'état critique ne s'appliquaient qu'à des argiles normalement consolidées et isotropes (argiles idéales).

Des études postérieures ont montré que les principes qui forment la base de ces concepts sont qualitativement applicables aux argiles naturelles, surconsolidées et anisotropes (Tavenas et Lerouil, 1979; Magnan et al. 1993, etc.).

1.7.3. Modèles de comportement associés

Les modèles de comportement associés aux concepts d'état limite et d'état critique reposent sur des approches élastoplastiques ou élasto-viscoplastique, permettant de décrire assez correctement le comportement des sols fins, notamment des argiles molles.

On peut citer, à titre d'exemples, le cas du modèle Cam-Clay (Roscoe et Burland, 1968) développé pour caractériser le comportement élastoplastiques avec écrouissage isotrope des argiles reconstituées en laboratoire et le cas du modèle Mélanie (Mouratidis et Magnan, 1983) construit sur la base d'un grand nombre d'études théoriques et expérimentales pour décrire le comportement élasto-viscoplastique des argiles molles naturelle anisotropes, écrouissables et sensibles au fluage.

1.7.4. Caractéristiques dynamiques

On distingue :

- le module de cisaillement maximum G_{\max} défini par la relation suivante :

$$G_{\max} = K \frac{p_a}{F(e)} \left[\frac{\sigma'_m}{p_a} \right] \quad (\text{Pour les sables})$$

Ou

$$G_{\max} = K \frac{(OCR)^k p_a}{F(e)} \left[\frac{\sigma'_m}{p_a} \right] \quad (\text{Pour les argiles})$$

- où K et n désignent des paramètres expérimentaux,
- σ'_m la contrainte moyenne effective,
- p_a la pression atmosphérique,
- OCR le rapport de surconsolidation,
- k paramètre fonction de l'indice de plasticité
- et F(e) fonction qui dépend de l'indice des vides e du sol égale à :

$$F(e) = 0.3 + 0.7e^2 \quad \text{avec } 0.4 \leq e \leq 1.2 ;$$

- la contrainte de cisaillement ultime τ_{ult} du sol donnée par l'expression suivante :

$$\tau_{ult} = \sqrt{\left[\frac{1 + K_o}{2} \sigma'_o \sin \varphi' + c' \cos \varphi' \right]^2 - \left[\frac{1 - K_o}{2} \sigma'_o \right]^2}$$

Où c' et φ' désignent la cohésion drainée et l'angle de frottement interne effectif du sol.

- Le coefficient d'amortissement critique β_{\max} fonction du type de sol considéré, du nombre de cycles de chargement N et de sa fréquence f (encadré ci-après).

Tableau 1.1. : Coefficient d'amortissement critique β_{\max}

Type de sol	β_{\max} (%)
Sable sec et propre	$33 - 1.5 \log N$
Sable propre et saturé	$28 - 1.5 \log N$
Argile saturée	$31 - (3 + 0.03f(\sigma'_m/p_a)^{0.5} + 1.5f^{0.5} - 1.5 \log N)$

1.8. Quelques cas de glissement de terrain sous séisme

Les glissements de terrain sont un des risques naturels les plus présents et ils affectent toutes les régions du monde, causant chaque année d'énormes dégâts tant en vies humaines qu'en dommages matériels.

Ils affectent aussi bien des pentes naturelles que des ouvrages anthropiques comme les digues, barrages ou remblais.

1.9.1. Répartition géographique à l'échelle du globe [06]

Les instabilités ont affectés toutes les régions sismiques du monde (Figure 1.26.). Elles sont notamment très abondantes sur le pourtour de l'océan Pacifique (Japon, Taiwan, Indonésie, Nouvelle Zélande et ouest du continent américain).

L'Europe et l'Afrique du nord, bien que moins touchées par ce type d'instabilité, ont connu plusieurs événements (Italie, Grèce, Turquie et en Algérie).

Enfin l'Asie et, plus particulièrement, la Chine, l'Iran, le Kirghizstan, le Kazakhstan et l'Afghanistan, sont également soumis à ce type de risque naturel.

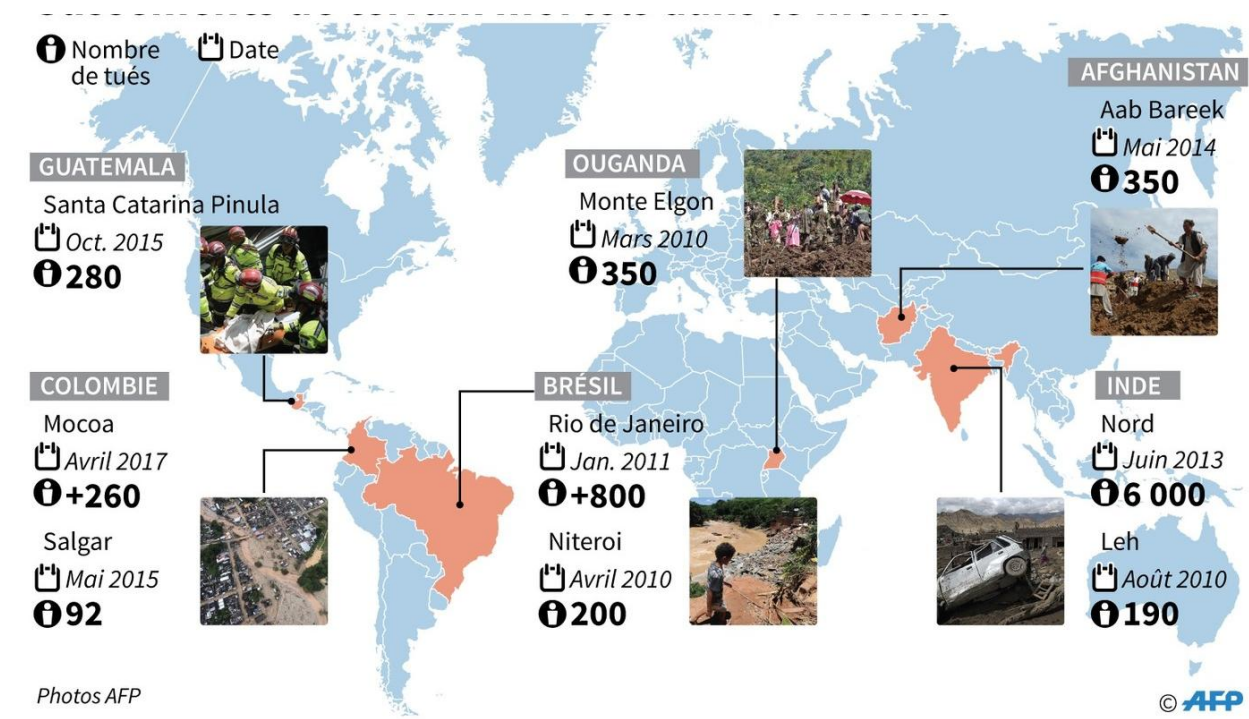


Figure 1.17. : Principaux récents glissements de terrains mortels dans le monde

1.9.2. Exemples de glissement survenu dans le monde

On se limite ici à décrire quelques cas du séisme survenus à travers le monde qu'on a puisé dans la littérature spécialisée.

1.9.2.1. Glissements de terrain en Chine :

a- Glissements de terrain provoqués par le barrage des Trois Gorges : [07]

Un glissement de terrain très important est survenu hier au barrage des Trois Gorges créant des vagues de 6 mètres qui se sont abattues sur des pêcheurs en blessant (05) et en tuant (01).

Cet incident est le dernier en date concernant la construction pharaonique à 53 milliards d'euros, 12 ans après sa construction.



a- barrage des Trois Gorges



b- province du Yunnan en Chine

Figure 1.18. : Glissements de terrain en Chine

b- Glissements de terrain dans la province du Yunnan

Onze trains ont été arrêtés et 17 d'autres ont été contraints de prendre des détours sur un chemin de fer reliant la ville de Neijiang, après un glissement de terrain qui s'est produit aux alentours de minuit près de la gare de Daguang dans le Yunnan.

1.9.2.2. Glissements de terrain au Japon

a- Glissements de terrain dans la région montagneuse de Minami-Aso

Dans la belle région montagneuse de Minami-Aso, où des torrents de boue ont tout emporté sur leur passage, des dizaines de sauveteurs munis de pelles fouillaient les décombres, sous le soleil revenu après d'abondantes pluies qui font redouter d'autres drames. Près de 1.000 personnes ont en outre été blessées, dont 184 grièvement.



a- région de Minami-Aso Japon



b- Hiroshima

Figure 1.19. : Glissements de terrain au Japon

b-Glissements de terrain à Hiroshima

Au moins 27 personnes sont mortes dans des glissements de terrain à Hiroshima et dix autres sont portées disparues dans cette ville du sud-ouest du Japon, récemment frappé par une série de « terribles » intempéries.

1.9.2.3. Glissement de terrain dans la région du Darjeeling, en Inde - 29/09/2011 [08]

Plusieurs glissements de terrains ont endommagé l'autoroute nationale 55 le 28/09/2011 dans la région du Darjeeling, en Inde, quelques jours après un tremblement de terre de magnitude 6.9.



Figure 1.20. : Glissements de terrain dans la région *du Darjeeling, en Inde*

1.9.2.4. Glissements de terrain au Brésil - Avril 2010

Des pluies diluviennes se sont abattues sur le Brésil au printemps, inondant notamment la ville de Rio de Janeiro. Plusieurs glissements de terrain meurtriers ont tué près entre 300 et 400 habitants des favelas situées sur les collines environnantes.



Figure 1.21. : Glissements de terrain Rio de Janeiro au Brésil

1.9.2.5. Glissement de terrain dans la colonie Anexa Miramar, Tijuana au Mexique

Le 19 mai 2015, 19 maisons englouties par un glissement de terrain dans la colonie Anexa Miramar, Tijuana.



Figure 1.22. : Glissements de terrain dans la colonie Anexa Miramar, Tijuana

1.9.2.6. Glissements de terrain en Colombie [03]

Le glissement de 1987 est l'une des grandes catastrophes naturelles qui ont eu lieu en Colombie dans une zone urbaine. Le nombre des victimes a été entre 450-500, avec plus de 120 maisons détruites.

Le glissement est parti de la zone de dunites (condition géologique), Dans une zone qui a une pente supérieure à 20% (condition pente), Le glissement est descendu en suivant la ligne de plus forte (parcours possible) (Figure 1.32).



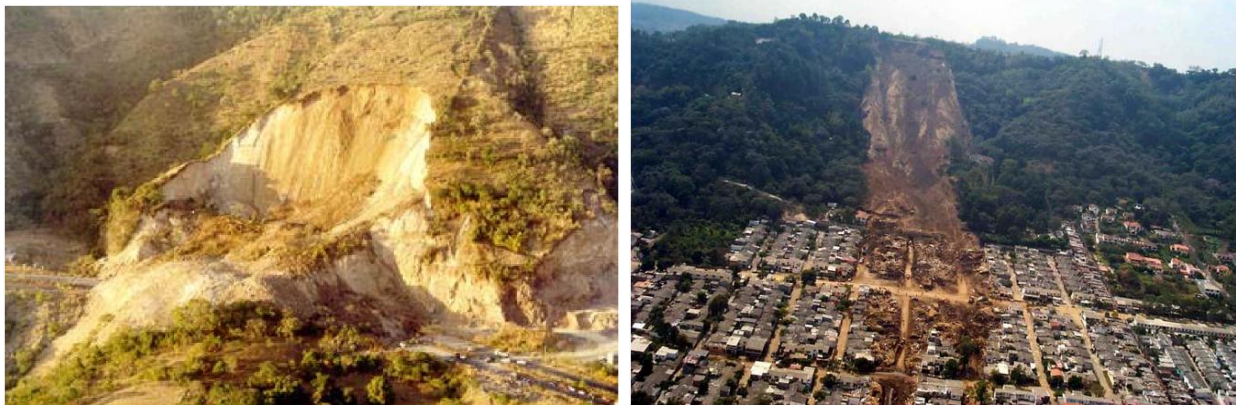
Figure 1.23. : Morphologie de la zone de glissement de Villatina Medellin

Les zones où les dunites affleurent sont plus favorables à la formation des glissements de terrain en raison de la nature argileuse et fracturée de ces roches.

1.9.2.7. Mouvements de versant survenus au Salvador

a-Mouvement de versant de La Leona (Figure 1.33-a)

Ce glissement de terrain s'est produit sur le site d'un ancien glissement, la réactivation de dépôts de glissements anciens par des séismes étant un phénomène peu commun au Salvador.



a-Las Colinas

b- La Leona

Figure 1.24. : Glissement survenus au Salvador (USGS)

b- Mouvement de versant de Las Colinas (Figure 1.33-b.)

Le comportement très particulier de la masse instable lors de l'événement de Las Colinas est probablement lié :

- à la violence des vibrations sismiques à proximité du site du glissement ;
- au pendage des couches géologiques conforme à la pente ;
- au comportement dynamique très particulier de la Tierra Blanca.

1.9.2.8. La vallée du Saint-Laurent au Québec

La vallée du Saint-Laurent est l'un des trois endroits au monde les plus propices aux glissements de terrain en raison de ses sols argileux. «Il y a environ 6000km² de sols à risque de mouvement, dit François Morneau, coordonnateur scientifique à la Sécurité civile du Québec. C'est notre principal risque de nature géomorphologique.



Figure 1.25. : Glissements de La vallée du Saint-Laurent au Québec

1.9.2.9. Liquéfaction des sols de Christchurch en Nouvelle-Zélande - 21 mars 2011

Tout le monde en parle beaucoup mieux au sujet du séisme du Japon, mais qui regarde des photos de celui de Christchurch en Nouvelle-Zélande découvert à cette occasion un phénomène dont on entend parler : la liquéfaction du sol.

Par contre, il semble que cela ne concerne que les sols "sablonneux". Pourtant, sur la photo ci-dessus, on dirait bien que la voiture était garée sur une route goudronnée ? Explication?



Figure 1.26. : Liquéfaction des sols de Christchurch en Nouvelle-Zélande

1.9.2.10. Des glissements de terrain en France [09]

En France, des mouvements de grande ampleur amorcés depuis plusieurs dizaines d'années sont sous haute surveillance afin de tenter de limiter leurs conséquences :

a- La Clapière :

Le glissement de La Clapière (Alpes-Maritimes) est particulièrement surveillé depuis 1970, par le Centres d' Etudes Techniques de l'Equipement (CETE) d'Aix-en-Provence. Ce phénomène atteint une hauteur de plus de 650 mètres, ce qui fait de lui le plus grand glissement actif d'Europe (Figure 1.36-a).



a- La Clapière (Alpes-Maritimes)



b- Ruines de Séchilienne en Isère

Figure 1.27. : Glissement de terrain en France

b- Les Ruines de Séchilienne, en Isère, où la masse active en mouvement est estimée à 2 à 3 millions de m³ (Figure 1.36-b). Les scénarios impliquant des volumes de plusieurs dizaines de millions de mètres cubes ne peuvent être exclus à terme d'après les experts.

1.9.2.11. Glissements de terrain la région d'Aïn Draham en Tunisie

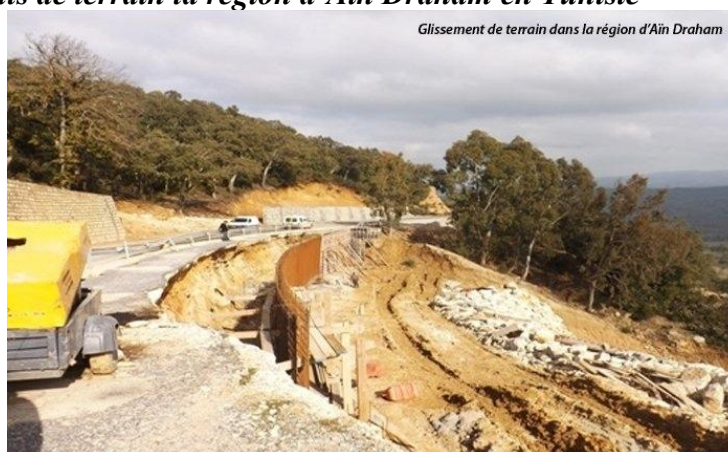


Figure 1.28. : Glissements de terrain la région d'Aïn Draham en Tunisie

Les catastrophes, survenues à travers l'histoire en Tunisie, ont prouvé qu'elle n'est pas à l'abri. Les inondations qui se sont abattues, les tremblements de terre qui l'ont secouée à travers l'histoire sont encore ancrés dans les mémoires. Le climat de la région d'Aïn Draham au nord-ouest de la Tunisie est de type méditerranéen humide, caractérisé par l'abondance et la régularité des précipitations annuelles (1.563 mm). Ce sont surtout des pluies d'hiver (46% du total annuel), d'automne (27%) et de printemps (23%).

1.9.2.12. Glissements de terrain de Freetown au Sierra Leone

Des glissements de terrain ont provoqué la mort de plusieurs centaines de personnes dans Freetown, la capitale de la Sierra Leone.



Figure 1.29. : Glissements de terrain de Freetown au Sierra Leone

Des intempéries dévastatrices ont frappé la capitale sierra-léonaise. Trois jours de pluies torrentielles ont provoqué dans la nuit du 13 au 14 août le glissement de tout un pan de la colline du quartier de Regent surplombant le centre de Freetown, et des inondations dans l'ensemble de la capitale.

1.9.3. Exemples de glissement survenu en Algérie [10]

1.9.3.1. Boumerdès-Dellys

Un séisme de magnitude MW 6.8 a touché les régions de Boumerdès et d'Alger, dans une zone allant principalement de Blida à Dellys, de dimension approximative 150 km x 80 km (Figure 1.39.). Son épicerne physique a été situé en mer, en face des villes de Zemmouri et Boumerdès. La zone touchée comprend 3 à 4 millions d'habitants

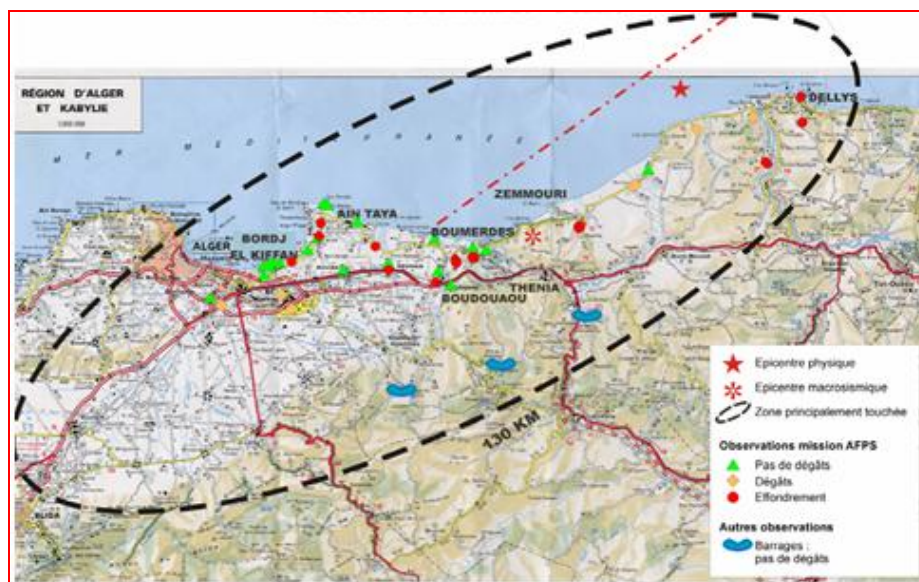


Figure 1.30. : Localisation du séisme du 21 Mai 2003 en Algérie.

1.9.3.2. Glissements de terrain de Hammam N'baïls à Guelma

La wilaya de Guelma se caractérise par un relief montagneux qui engendre des glissements de terrain sur certains tronçons du réseau routier (figure 1.40.).



Figure 1.31. : Glissements de terrain de Hammam N'baïls à Guelma

1.9.3.3. Glissements de terrain Bouhlou (Sidi Aïch) Bejaia [11]

D'après les deux sondages effectués sur site, le terrain se présente comme un sol hétérogène, alluvionnaire, et non saturé. Il est constitué en surface, essentiellement de limons, de sables et de graviers en conglomérats; et en profondeur de marnes grises schisteuses.

Les analyses basées sur les modèles numériques de terrain, ont permis d'observer et d'étudier des indices d'une activité tectonique récente, le long de la rupture de pente, entre les reliefs du massif Kabyle et l'étroite vallée de l'oued Sahel-Soummam. Sur la rive gauche de cette vallée, des escarpements de pente, d'origine tectonique, sont observés dans le glacis quaternaire, et suggèrent que ces déformations sont associées à des séismes de forte magnitude.



Figure 1.32. : Glissements de terrain de Bouhlou à Sidi Aïch

1.9.3.4. Glissements de terrain dans le quartier de Sidi Aïssa - Annaba

Un glissement de terrain a eu lieu le 06 septembre 2014 à Annaba dans le quartier de Sidi Aïssa sur la bretelle qui va de Kouba à Ain Achir. Cela étant, il est possible d'imaginer, à Dieu ne plaise, les pertes en vies si cette catastrophe avait eu lieu avant le 31 août à l'heure des grands embouteillages qui caractérisaient précisément cette route des plages.



Figure 1.33. : Glissement dans le quartier de Sidi Aïssa sur la bretelle Kouba à Ain Achir

CHAPITRE DEUXIEME

METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE DES VERSANTS

Méthodes d'Analyse de la Stabilité des Versants

2.1. Vérification de la stabilité d'une pente

Quelle que soit leur inclinaison, toutes les pentes tendent à se déplacer vers le bas, afin que les forces qui régissent leur stabilité soient en équilibre.

Pour vérifier la stabilité d'une pente, on doit analyser les forces en présence (comparer) :

- la contribution des forces motrices, le poids du sol, les surcharges, les écoulements hydraulique, les sollicitations sismique, etc., qui tendent à déstabiliser la partie de l'ouvrage délimitée par la surface de rupture potentielle.

- à la contribution résistance développée par le sol le long de cette surface, compte tenu de sa résistance caractérisée par sa cohésion et son angle de frottement. [12]

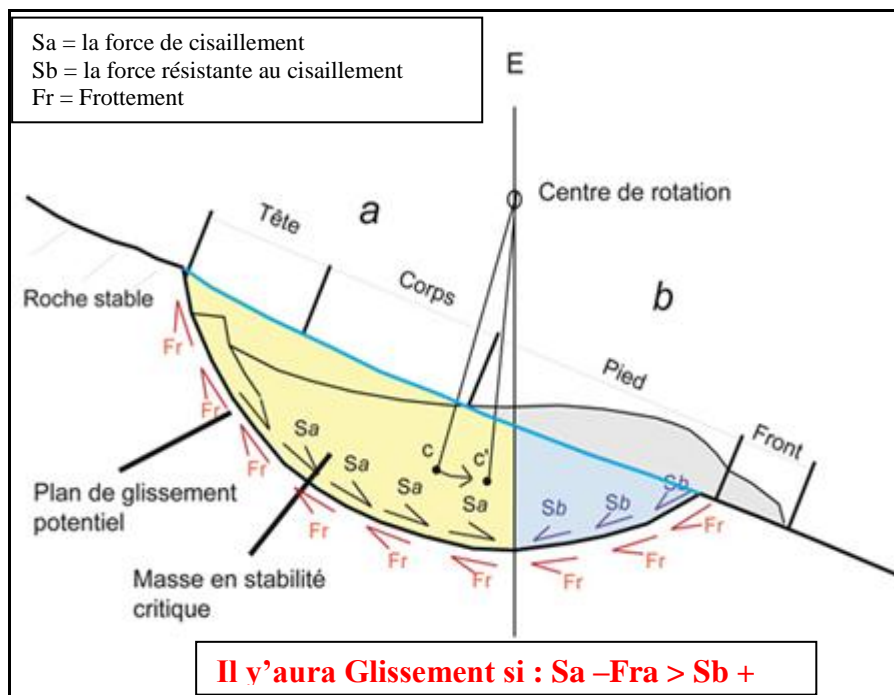


Figure 2.1 : Distribution des forces le long d'une surface de rupture

Le poids du corps du glissement (S_b) et le frottement (Fr) s'opposent à la mise en mouvement (forces stabilisatrices) tandis que le poids de la tête (S_a) exerce une action motrice.

Si $S_a - Fr_a > S_b + Fr_b$ alors il y a glissement, sinon la masse est stable.

Les infiltrations d'eau (pluie, fonte des neiges) ont un effet négatif sur la cohésion du terrain et contribuent à accentuer l'activité du glissement.

2.2. Notion de facteur de sécurité :

Le principe de calcul de stabilité des versants consiste à déterminer le facteur de sécurité F_s par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre.

Pour évaluer la stabilité d'une pente, on doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité ; ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, de grandeur par rapport à une grandeur limite ; il peut être aussi, avec des calculs en déplacement, une valeur limite.

Le facteur de sécurité est défini comme suit:

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau_m}$$

Où τ_f est la résistance au cisaillement totale **disponible** sur la surface de glissement et τ_m est la contrainte de cisaillement totale **mobilisée** par la masse de sol défailante afin de maintenir l'équilibre.

Théoriquement : [13]

Si $F > 1$, il n'y a pas rupture ; Si $F < 1$, il y a rupture ; et Si $F = 1$, il y a équilibre limite.

En pratique, on utilise les valeurs du indiqué dans le tableau 2.1:

Tableau 2.1 : Valeurs de FS en fonction de l'état de l'ouvrage

Fs	Etat de l'ouvrage
< 1	Danger
1,0 – 1,25	sécurité contestable
1,25 – 1.4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants
> 1,4	Satisfaisante pour les barrages

2.3. Méthodes basée sur l'équilibre limite

En général, la méthode universellement utilisée est celle de l'équilibre limite. On considère l'aptitude au glissement d'un certain volume de sol au voisinage de la pente.

Basé sur le principe que lorsqu'une masse rigide peut se déplacer le long d'une surface de géométrie bien définie, le comportement est contrôlé par la loi de Mohr-Coulomb, qui donne la résistance au cisaillement à la rupture τ_f .

En conditions non drainées, cette résistance est la résistance au cisaillement non drainée τ_{fu} . Quand on connaît les pressions interstitielles, la résistance au cisaillement peut s'exprimer en contraintes effectives, selon la relation $\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$.

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

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

2.3.1. Rupture plane d'un versant

L'équilibre de la masse potentiellement instable sur un plan incliné d'un angle α (Fig. 2.2) permet d'obtenir la formule suivante :

$$F(\alpha) = \frac{(c' L + W \cos \alpha \tan \varphi')}{W \sin \alpha}$$

- W est le poids de la masse en mouvement, α l'angle de la ligne de rupture sur l'horizontale, L la longueur de la rupture et c' et φ' les paramètres de la loi de Coulomb du sol en contraintes effectives.
- $W \sin \alpha$: force d'entraînement
- $c' L + W \cos \alpha \tan \varphi'$: force résistante obtenue par la loi de Coulomb appliquée à la réaction normale de la masse en mouvement sur le sol fixe.

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

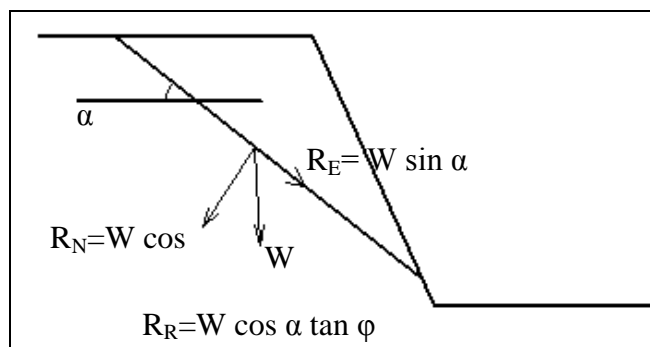


Figure 2.2 : Schéma de rupture plane

Une analyse critique du résultat peut conduire à le rejeter, si par exemple cette surface de rupture est incompatible avec la structure géologique du terrain, étant donné que cette formule surestime généralement le coefficient de sécurité F .

- **Rupture plane d'une pente infinie**

Pour le cas d'une pente infinie inclinée d'un angle β (Fig. 2.3), on peut calculer le coefficient de sécurité soit par un bilan de forces, soit par sa définition usuelle :

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

Les deux approches sont formellement équivalentes.

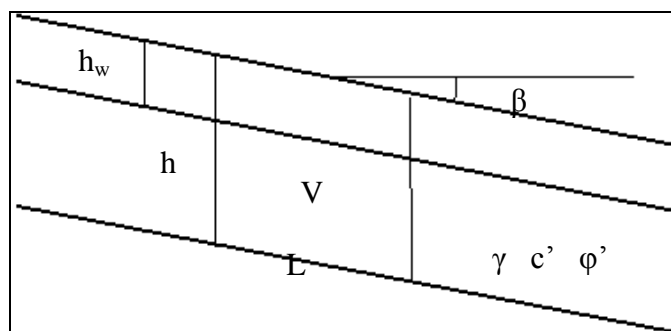


Figure 2.3 : Schéma de rupture plane infinie

2.3.2. Méthodes des tranches

Le principe de base de toutes ces méthodes est de découper le volume de sol étudié en un certain nombre de tranches et d'appliquer les différentes forces comme le montre à titre indicatif la figure 2.4.

Toutes ces méthodes ont en commun la même difficulté qui est de trouver à la fois:

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

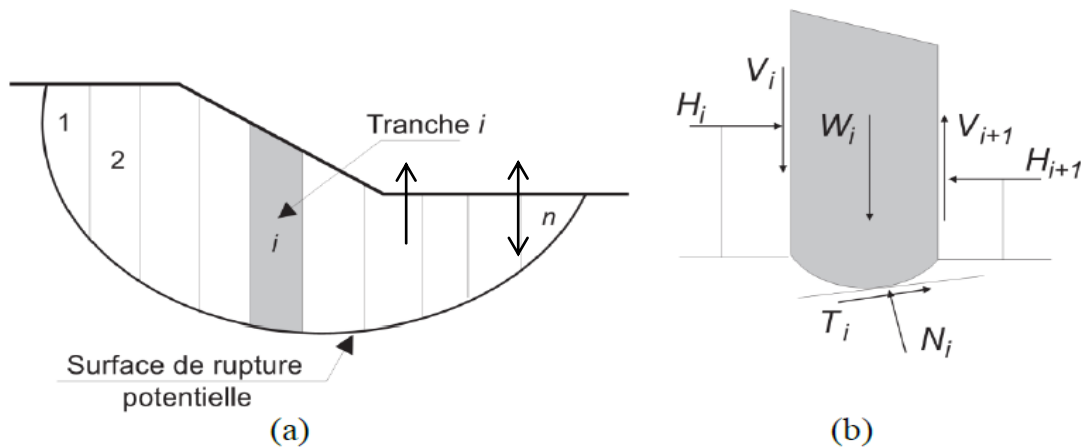


Figure 2.4 : Les inconnues de la méthode des tranches

2.3.2.1. Méthode suédoise de Fellenius

Le découpage de la masse en mouvement en tranches verticales a permis le développement d'un très grand nombre de méthodes, symbolisées par la méthode suédoise de Fellenius (1927).

Trois hypothèses sont ajoutées par rapport à la méthode des blocs :

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

Fellenius admet que les forces externes inter-tranches sont égales.

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

2.3.2.2. Méthode de Bishop

Bishop (1955) ne néglige plus les forces **horizontales** intertranches et obtient une formule implicite dont la programmation pose quelques problèmes :

$$F_{Bishop} = \frac{\sum [c'b + (W - ub)tg \varphi'] / [(\cos \alpha)(1 + \tan \alpha tg \varphi' / F_{Fellenius})]}{\sum W \sin \alpha}$$

En explicitant l'expression de la contrainte à la base de la tranche, on se rend compte qu'elle peut être négative ;

De même, le terme $(1 + \tan \alpha \tan \varphi' / F_{\text{Fellenius}})$ Peut devenir nul et l'on obtient des valeurs très grandes de la contrainte. Pour pallier ces anomalies numériques, le programmeur introduit des tests qui maintiennent les valeurs dans des fourchettes admissibles.

Fellenius est en général la référence choisie

2.3.2.3. La méthode simplifiée de Janbu

La méthode simplifiée de Janbu : similaire à la méthode simplifiée de Bishop, à la différence que la méthode simplifiée de Janbu prend en compte les forces inter-couches normales, mais ignore les forces de cisaillement entre les couches et satisfait à l'équilibre de toutes les forces horizontales, mais pas à l'équilibre de tous les moments.

La fermeture du polygone de force de tranche est en réalité meilleure que celle de la méthode simplifiée de Bishop.

Le facteur de sécurité simplifié de Janbu est en réalité trop faible, même si les tranches sont en équilibre.

2.3.2.4. La méthode généralisée de Janbu

La méthode généralisée de Janbu : quelque peu différente de toutes les autres méthodes d'équilibre limite décrites ci-dessus. Cette méthode impose une répartition des contraintes sur la masse en glissement potentielle en définissant une ligne de poussée. La résultante normale de cisaillement entre les tranches est supposée agir là où la ligne de poussée coupe les tranches, qui se trouvent généralement au point inférieur le long des côtés des tranches pour représenter une distribution des contraintes hydrostatiques.

En supposant que la position de la résultante permette de calculer les forces de cisaillement entre les couches en prenant quelques instants autour du centre de la base de la coupe, les normales entre les couches sont d'abord calculées à l'aide de la méthode simplifiée de Janbu, décrite précédemment. Ensuite, les forces de cisaillement entre les tranches sont déterminées en prenant des moments autour de la base de la tranche.

2.3.2.5. Méthodes globales

Les méthodes globales (Caquot, 1954, Biarez, 1960) permettent une résolution graphique maintenant peu utilisée, mais l'informatique leur apporte un renouveau intéressant, l'intégration de valeurs le long de courbes quelconques étant très simple par discrétisation.

Les hypothèses utilisées sont les suivantes :

- la masse en mouvement observée dans son ensemble, est délimitée par la courbe de rupture ;
- une fonction de répartition des contraintes normales est paramétrée le long de cette courbe ;
- la résolution se fait avec les trois équations de la statique appliquée à la masse en mouvement.

• Méthodes graphiques

Avec l'approche graphique, l'influence de la répartition des contraintes normales le long de la courbe de rupture est bien mise en évidence. Cet aspect reste important avec les méthodes numériques basées sur un découpage en tranches, qui permettent des intégrations faciles de forces élémentaires. L'efficacité des méthodes globales dépend de ce fait du bon paramétrage de la répartition des contraintes normales le long de la courbe de rupture.

• **Méthode des perturbations** [14]

La méthode des perturbations est une méthode globale proposée par Raulin et al. (1974) et développée par Faure (1985).

Elle peut s'énoncer de la façon suivante (Figure 2.5) :

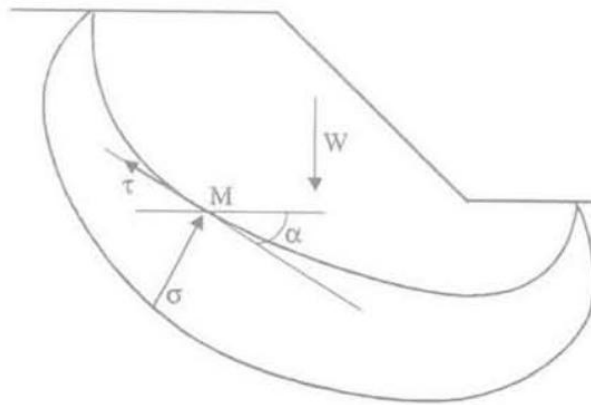


Figure 2.5 : Mise en œuvre de la méthode des perturbations

La méthode des perturbations (Blondeau, 1976 ; Faure, 2000) est une méthode de type globale, dans laquelle on écrit l'équilibre du massif de terre délimité par une courbe de rupture quelconque est en équilibre sous son propre poids et la réaction du sol sous-jacent (contraintes normales et tangentielles) :

– la contrainte normale σ est une perturbation de la contrainte de Fellenius ; en un point de la courbe de rupture, si α est son inclinaison et si h est l'épaisseur (verticale) de terrain, on suppose que : $\sigma = \gamma h \cos^2 \alpha (\lambda + \mu \tan \alpha)$, où λ et μ sont deux paramètres à déterminer ;

– la contrainte tangentielle τ est la contrainte maximale à la rupture, réduite par le coefficient de sécurité F : $\tau = (c + \sigma \tan \varphi) / F$, pour un sol caractérisé par une cohésion et un angle de frottement (c, φ).

Les trois équations d'équilibre – résultantes horizontale et verticale et moment – permettent de résoudre ce système à trois inconnues λ, μ et F .

2.4. Méthodes de calcul en plasticité

Pour les calculs effectués à l'aide de la **méthode de réduction des paramètres de cisaillement** (c'est-à-dire la méthode de réduction de la résistance au cisaillement), le facteur de sécurité est défini par le multiplier total des charges:

$$F_r = \frac{c}{c_r} = \frac{\tan(\varphi)}{\tan(\varphi_r)}$$

Où c_r et φ_r sont les valeurs réduites de la cohésion et l'angle de frottement interne du sol correspondant à l'équilibre critique de la pente (c'est-à-dire les valeurs nécessaires pour maintenir l'équilibre énergétique dans un mécanisme admissible).

2.5. Prise en compte de l'action sismique dans le calcul de stabilité

2.5.1. L'approche pseudo-statique

Les méthodes d'analyse de stabilité des pentes sous sollicitations sismiques et des systèmes de leur renforcement reposent sur une approche dérivant des méthodes de calcul d'équilibre limite et du calcul à la rupture ou de l'analyse limite, dans laquelle on introduit un effort appliqué au centre de gravité du massif étudié (ou de chacune des tranches de sol qui le constituent) et d'intensité égale à son poids (ou à celui de chacune des tranches de sol considérées) multiplié par un coefficient d'accélération sismique ; cette approche étant habituellement appelée "approche pseudo-statique".

Le principe de l'approche pseudo-statique consiste à modéliser la sollicitation sismique par une accélération équivalente qui tient compte de la réaction probable du massif en pente. Les efforts pseudo-statiques sont représentés par deux coefficients k_h et $\pm k_v$ destinés à caractériser respectivement les composantes horizontales dirigées vers l'aval et verticales descendantes ou ascendantes des forces apportées au massif en pente (figure 2.6.).

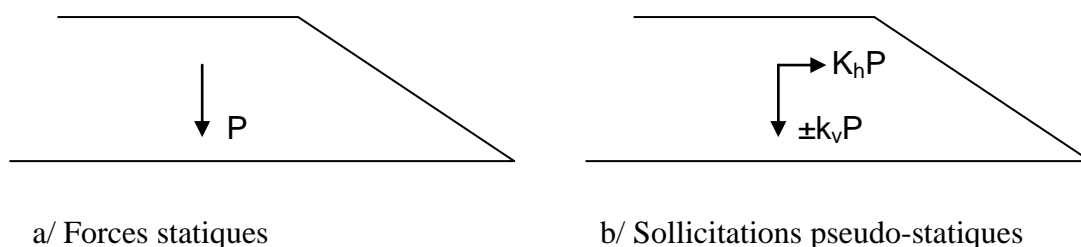


Figure 2.6. : Forces pseudo-statiques apportées à un versant.

Les deux coefficients k_h et k_v dépendent des formations géologiques du site. Le tableau 2.2 donne la classification des sites sismiques.

2.5.2. L'approche dynamique directe

Basée sur la méthode des éléments finis ou la méthode de différences finies, prenant en compte les chemins de contraintes suivis par les différents points du massif et des lois de comportement élastique ou élastoplastique et visant à calculer, en tout point, l'état des déformations correspondantes.

Cette dernière approche requiert de nombreux paramètres, dont la détermination est souvent délicate : état initial des contraintes, paramètres mécaniques, critères de rupture, etc. Il est par ailleurs possible d'utiliser des modèles couplés, mais leur mise en œuvre demeure complexe.

C'est le phénomène de liquéfaction qui constitue la principale caractéristique du comportement dynamique des sols. Lorsque le massif de sol est principalement constitué de matériaux susceptibles de se liquéfier, l'analyse de stabilité par le calcul d'un équilibre pseudo-statique est mal adaptée. Cependant, lorsque ces matériaux se trouvent en lentilles ou en couches de très faible épaisseur, on peut les assimiler à des zones de résistance au cisaillement nulle et réaliser un calcul pseudo-statique en appliquant une méthode permettant de prendre en compte des surfaces de rupture potentielles de formes quelconques.

2.6. Réglementation parasismique Algérienne en vigueur (RPA99 version 2003) [16]

2.6.1. Critères de classification

La réglementation parasismique algérienne en vigueur (RPA99 version 2003) repose sur plusieurs éléments :

- découpage du territoire en plusieurs zones d'activité sismique, à l'intérieur desquelles est définie une accélération sismique ;
- prise en compte de la géologie des formations qui subissent l'accélération sismique ;
- caractérisation du degré de risque acceptable par type d'ouvrages ;
- calculs basés sur une approche pseudo-statique qui constitue un modèle acceptable pour les besoins de la pratique.

Il est alors nécessaire de tenir compte, dans le cadre de cette réglementation, des différents aspects du dimensionnement de versant au séisme qui sont l'adéquation entre le comportement réel du sol et son modèle, la détermination des paramètres de calcul et la fiabilité de l'évaluation de la sécurité. Le principe consiste donc à modéliser la sollicitation sismique par une accélération équivalente qui tienne compte de la réaction probable du massif. Les accélérations préconisées par la réglementation parasismique algérienne en vigueur (RPA99 version 2003) dépendent, entre autres choses, des formations géologiques du site.

Le calcul d'équilibre pseudo-statique devrait être considéré comme une adaptation de méthodes de calcul calibrées qui ne sont pas en mesure de prendre en compte la totalité des phénomènes se produisant lors d'un séisme et dont la validation expérimentale reste partielle.

2.6.2. Classification des zones

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- Zone 0 : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone IIa et IIb : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité élevée

L'annexe I du RPA99 version 2003 donne la classification sismique par wilaya et par commune lorsque la wilaya est partagée entre deux zones sismiques différentes. La figure 2.7 est un exemple de délimitation des zones selon l'effet sismique.

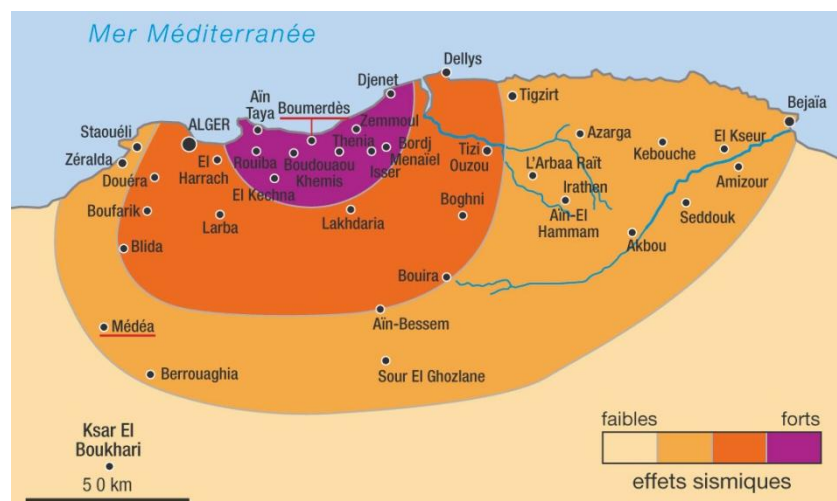


Figure 2.7. : La carte d'intensité sismique en Algérie

2.6.3. Classification des ouvrages

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité.

Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des présentes règles doit être classé dans l'un des quatre groupes définis ci-après :

Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale

Groupe 1B : Ouvrages de grande importance

Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne

Groupe 3 : Ouvrages de faible importance

2.6.4. Classification des sols

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Catégorie S₁ (site rocheux) : Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement ($V_S \geq 800$ m/s).

Catégorie S₂ (site ferme) : Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile surconsolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur avec $V_S \geq 400$ m/s à partir de 10 m de profondeur.

Catégorie S₃ (site meuble) : Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec $V_S \geq 200$ m/s à partir de 10 m de profondeur.

Catégorie S₄ (site très meuble) - Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec $V_S < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.

Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec $V_S < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.

2.6.5. Coefficients sismiques de calcul (k_h et k_v)

La réglementation parasismique RPA2003 définit les coefficients pseudo-statiques horizontal et vertical à prendre en compte dans un calcul de stabilité des pentes $k_h = 0.5 A$ (%g) et $k_v = \pm 0,3 k_h$ représentant les forces horizontales contenues dans les plans verticaux de plus grande pente et dirigées vers l'aval et les forces verticales descendantes ou ascendantes selon les combinaisons (k_h, k_v) et ($k_h, -k_v$).

Le coefficient A est le coefficient d'accélération de zone (tableau).

Tableau 2.2. : Coefficient d'accélération de zone selon RPA99 ver2003.

Groupe	I	Ia	Ib	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Le coefficient A est fonction du groupe d'usage (tableau 2-3) et de la zone sismique (tableau 2-4), l'Algérie est découpée en plusieurs zones sismique.

Tableau 2.3. : Groupe d'ouvrages selon RPA99 ver2003.

Groupe	Description
1A	Ouvrages d'importance vitale
1B	Ouvrages de grande importance
2	Ouvrages courants ou d'importance moyenne
3	Ouvrages de faible importance

Tableau 2.4. : Zones sismique selon RPA99 ver2003.

Zone 0	sismicité négligeable
Zone I	sismicité faible
Zones IIa et IIb	sismicité moyenne
Zone III	sismicité élevée

2.7. Prise en compte de l'influence de fissures de tension :

Méthode de l'abaque du Dr HOEK : [17]

Le docteur HOEK, a établi des abaques permettant une estimation du coefficient de sécurité suivant une surface de glissement plane (talus rocheux) ou circulaires (sols ou roches tendres) figure 2.8. L'utilisation de ces abaques nécessite la définition des caractéristiques géométriques, structurales, mécaniques et hydrauliques de la pente étudiée, pour lesquelles sont fournis différents procédures d'évaluation au stade des études préliminaires.

Les abaques permettent de prendre en compte l'influence de fissures de tension, soit sèche, soit remplies, au sommet de la pente. Cependant on ne peut envisager un développement progressif de ces fissures ni l'existence de plus d'une fissure.

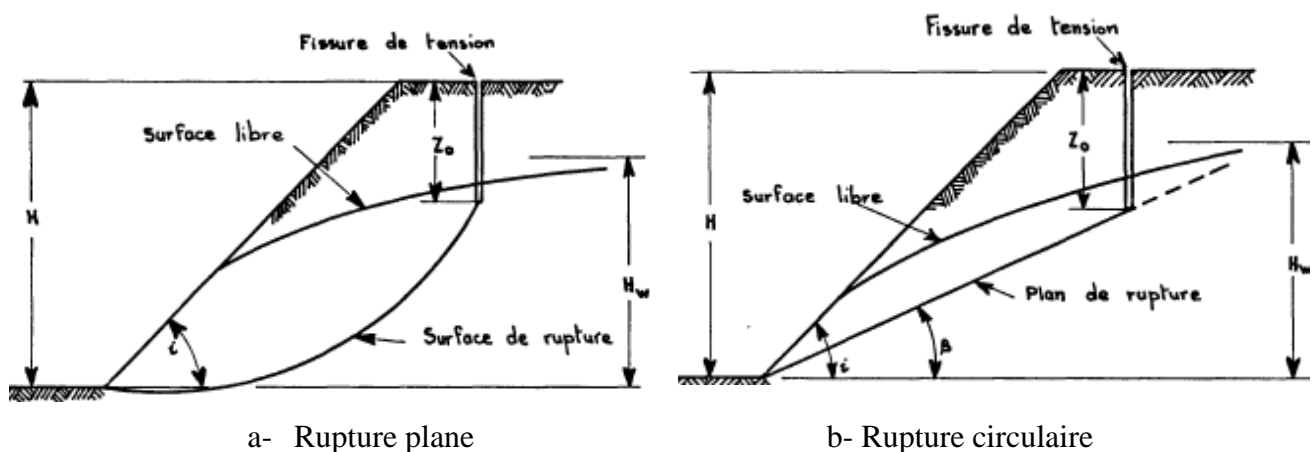


Figure 2.8. : Types de rupture pris en compte dans les abaques de HOEK

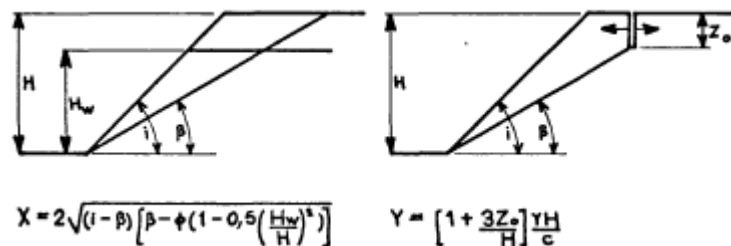
Les paramètres à définir lors de l'analyse de la stabilité de pente à partir de ces abaques sont les suivantes :

- H : hauteur de la pente
- i : angle de pente (°)
- z_0 : profondeur de fissures de tension
- γ : densité totale du matériau
- c : cohésion
- ϕ : angle de frottement (°)
- β : angle de de plan de rupture possible (dans le cas d'une rupture plane : plan de fracturation) (°)
- H_w : hauteur de la nappe prise par rapport au pied de pente dans la zone non perturbé par le drainage de la pente.

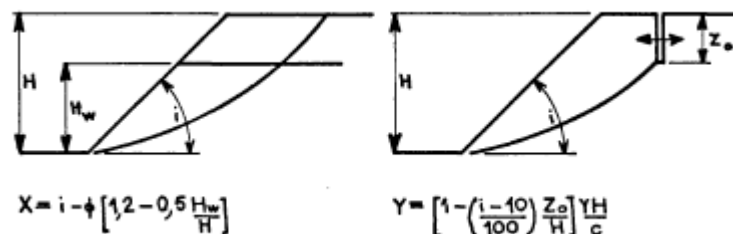
A partir de ces paramètres, HOEK a défini deux facteurs dimensionnels :

- X : facteur d'angle de pente
- Y : facteur de hauteur du talus.

La définition de ces deux facteurs en fonction paramètres géométriques, structurales, mécaniques et hydrauliques, est donné sur la figure 2.9 pour le cas de rupture plane et pour le cas de la rupture circulaire.



a-Rupture plane, écoulement horizontal et fissure remplie d'eau



b-Rupture circulaire, écoulement horizontal et fissure remplie d'eau

Figure 2.9. : Formules de détermination des deux facteurs dimensionnels définis par HOEK

La détermination du facteur de sécurité se fait en fonction deux facteurs dimensionnels X et Y par lecture directe sur l'une des deux abaques établis par HOEK, l'abaque N° II schématisée sur la figure 2.10, est conçue pour une rupture circulaire.

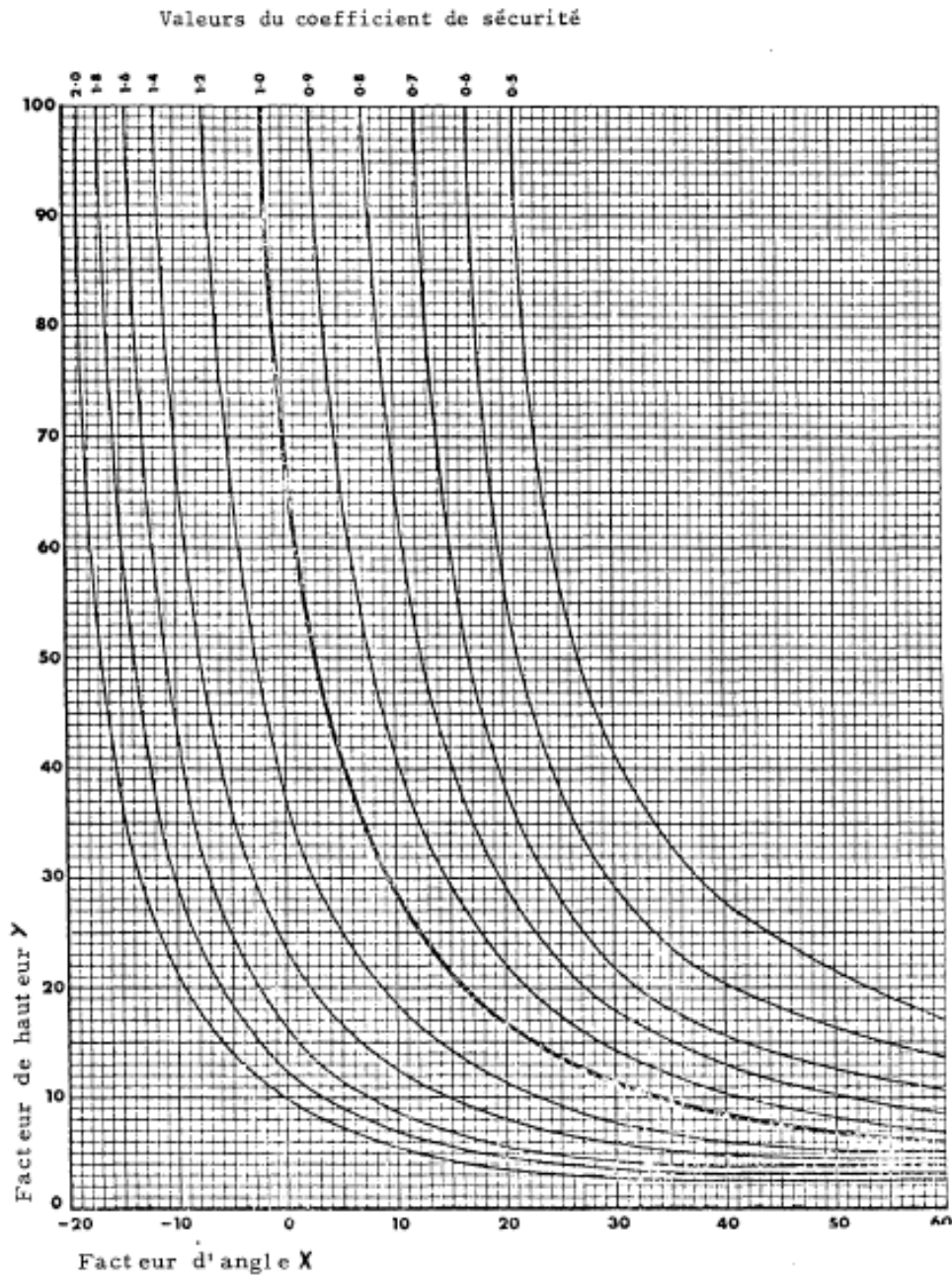


Figure 2.10. : Abaque de stabilité II, pour une Rupture circulaire selon HOEK

Méthode Numérique :

Les logiciels numérique prennent en compte la modélisation des fissures de tension soit par lignes de fissure définit par sa position et sa profondeur, soit par une interface avec des caractéristiques de cisaillement (c et ϕ) assez faible voir nulles.

TROISIEME CHAPITRE

OUTILS NUMERIQUES DE CALCUL

Outils Numériques de Calculs

3.1. Introduction :

Le développement des méthodes de calcul numérique sur ordinateur a permis de chercher des solutions beaucoup plus réalistes et générales, fondées sur un certain nombre de modèles rhéologiques et d'algorithmes de résolution des divers aspects du comportement des sols. Quant aux algorithmes de résolution, leur fiabilité et leur performance dépendent surtout de la méthode de calcul utilisée et des critères de convergence fixés.

Les deux logiciels de calcul utilisés dans cette étude et présentés ci-après sont fondés sur ces principes et sont connus pour avoir donné par ailleurs des résultats satisfaisants. Leur choix a été motivé par leur disponibilité et leur souplesse, ainsi que par leur performance du fait qu'ils se prêtent bien aux objectifs fixés pour l'analyse de la stabilité des pentes sous sollicitations statiques (poids propre et surcharges) ou dynamique (séismes).

3.2. Logiciel Plaxis : [18]

3.2.1 Présentation de Plaxis :

Le code éléments finis Plaxis représente certainement un optimum actuel sur le plan scientifique et pratique. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élastoplasticité (avec prise en compte des pressions interstitielles, doté des méthodes de résolution, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti.

Bien que très fiable sur le plan numérique, de point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage). Sur la figure 3.1 est représentée la fenêtre de démarrage du logiciel Plaxis 2D version 8.6.

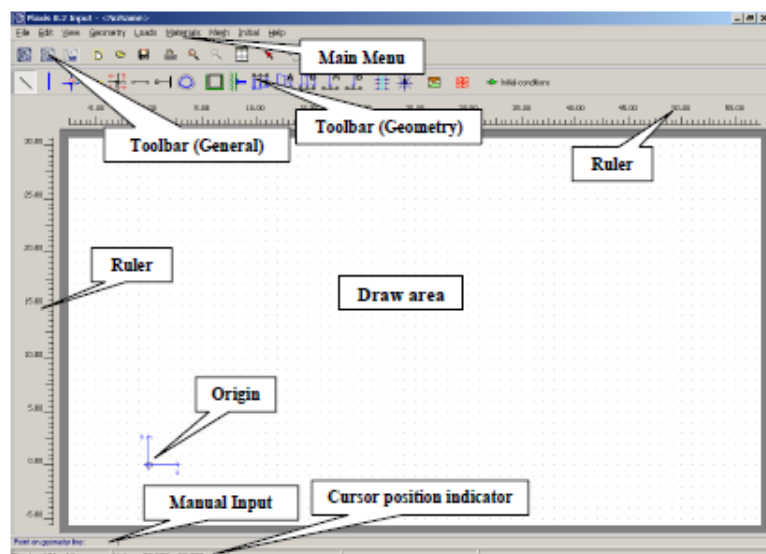


Figure 3.1 : Fenêtre de démarrage du logiciel Plaxis 2D V8.6

3.2.2. Fonctionnement du Logiciel :

3.2.2.1. Définition des données (Input) :

Pour réaliser une analyse suivant la méthode des éléments finis avec Plaxis, on devra créer un modèle numérique et spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Ceci se fait à l'aide de programme d'entrée des données (Input) :

Hypothèses et géométrie

Une analyse en **déformation plane** d'une **section transversale** du versant sera analysée.

Caractéristiques des matériaux

Les différentes couches de sols du versant sont supposées avoir un comportement décrit par le modèle de Mohr-Coulomb. On a deux différents types de comportement de sol :

Comportement drainé ou aucune surpression interstitielle n'est générée et un **comportement non drainé** qui permette la génération complète des surpressions interstitielles.

Génération le maillage : l'opérateur peut bien entendu de spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importe de détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds, avec un contrôle permanent à l'écran.

Les conditions aux limites en déplacement : si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra spécifier les subtilités d'une manière précise (le vecteur déplacement est nul à la base du domaine étudié, et le vecteur déplacement horizontal est nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec un contrôle immédiat du résultat à l'écran.

Les contraintes initiales dues au poids des terres : peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre.

Les pressions interstitielles : ont été l'objet d'un soin particulier dans Plaxis pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles, Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine).

3.2.2.2. Les calculs (Calculation) :

Après la définition du modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type des calculs à réaliser ainsi que les cas de chargement ou les étapes de construction qui seront à appliquer. On opère grâce au programme de calcul (*Calculation*). Plaxis permet d'effectuer différents types de calculs aux éléments finis. Le programme de calcul traite l'analyse des déformations et permet de réaliser un calcul plastique (*Plastic calculation*), une analyse de consolidation (*Consolidation analysis*), un calcul de coefficients de sécurité (*Phi-c reduction*) ou un calcul dynamique (*Dynamic calculation*).

Analyse de la sécurité

Le coefficient de sécurité (*Phi-c réduction*) : c'est une notation très importante en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une qualité considérable de données, supposant une réduction proportionnelle de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue pas un état réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élastoplastiques, qui présider à l'évaluation du coefficient de sécurité dans Plaxis.

3.2.2.3. Résultats (Output)

Nous nous intéressons au résultat du coefficient de sécurité FS (ΣM_{sf}) sous chargement gravitaire, et surtout à l'allure et la position de la masse après glissement pour déduire la forme de la ligne de rupture potentielle pour les calculs en équilibre limite sous Geoslope.

3.2.2.3. Courbes (Curves) :

Permet de tracer différentes courbes, et entre autres la variation du facteur de sécurité en fonction du déplacement.

3.3 Le Logiciel Geostudio :

3.3.1. Présentation du Logiciel Geostudio :

Geostudio est un logiciel de calcul géotechnique qui permet de traiter les différents problèmes du sol comme le glissement des terrains, le tassement, la consolidation, les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés à la géotechnique (figure 3.2).

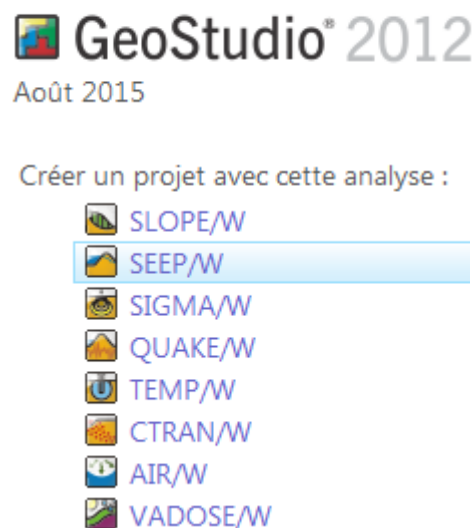


Figure 3.2 : Partie de la Fenêtre du logiciel Geostudio 2012

Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel (figure 3.8) :

SEEP/W : Permet de calculer les infiltrations des eaux (Par la méthode des éléments finis).

SIGMA/W : Permet d'analyser les problèmes de la relation contraintes –déformations (Par la méthode des éléments finis).

QUAKE/W : Permet de définir le comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme (Par la méthode des éléments finis).

TEMP/W : Permet d'analyser les problèmes géotechniques du sol (Par la méthode des éléments finis). Et autres logiciels.

3.3.2. Présentation du Logiciel SLOPE/W:

Le programme de calcul **SLOPE** est un programme d'analyse de la stabilité des pentes, basée sur la théorie d'équilibre limite.

La majorité des méthodes analytique de calcul du facteur de sécurité sont implémentées dans le logiciel **SLOPE** tel que la méthode ordinaire ou de Fellenius, de Morgenstern-Price, de Jumbo et celle de Bishop simplifiée.

Elles permettent de calculer un coefficient de sécurité vis-à-vis d'un type de rupture bien défini. Le modèle géométrique est subdivisé en tranches verticales en 2D.

Cette analyse consiste à calculer un facteur de sécurité en visualisant les résultats graphiques du volume instable correspondant.

3.3.2. Fonctionnement du Logiciel SLOPE/W:

3.3.2.1. Introduction des données (Entrer ou Tracer) :

Les commandes Entrer (par saisie) ou Tracer (graphique à la souris) sont l'équivalent du module "Input" de Plaxis:

Elles Permettent l'introduction la géométrie par saisie des coordonnées des points et de définir les régions par les numéros de points, des caractéristiques des matériaux selon le modèle de comportement du sol (figure 3.3).

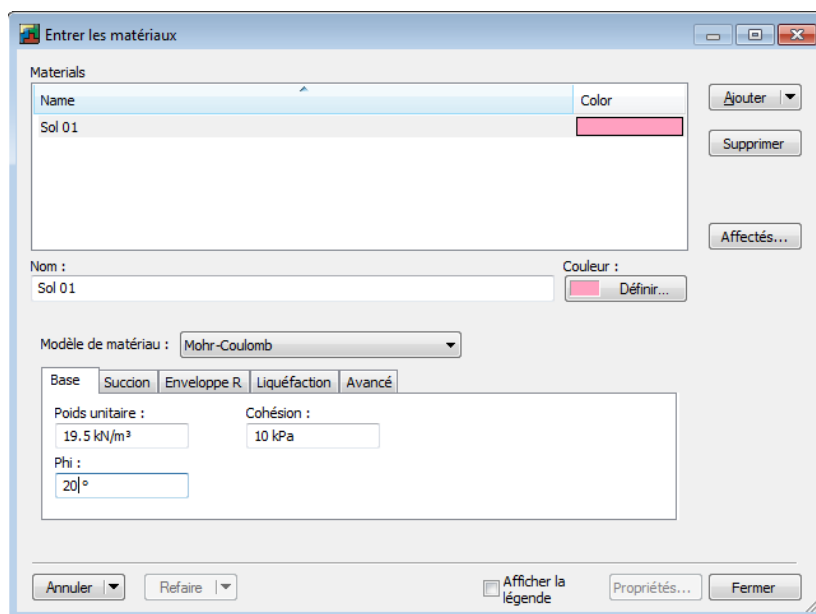


Figure 3.3 : Fenêtre de définition d'un matériau dans Geoslope 2012

Il permet aussi de choisir le type d'analyse, la méthode de calcul, la direction du mouvement, les options sur la surface de glissement potentielle, le choix du type d'analyse pseudo-statique, des facteurs partiels selon le règlement implémenté Euro code 07 ou personnalisé, de définir les charges externes et la charge sismique, la position de la nappe, de définir les fissures de tension, de définir la distribution du facteur de sécurité (constant, ou probabiliste) et de faire une étude de sensibilité selon un ou plusieurs paramètres.

3.3.2.2. Gestionnaire de résolution

Le menu gestionnaire de résolution, permet de lancer la ou les phases de calcul défini par l'opérateur, si aucune erreur n'est détectée, sinon il affiche le message d'erreur et indique l'erreur et la phase à corriger.

3.3.2.3. Résultats :

Le menu résultats permet de visualiser la masse simulé après glissement et la valeur du facteur de sécurité selon la phase choisi.

Le passage d'une phase à l'autre en mode introduction ou en mode résultat est très fluide.

3.3.3. Prise en compte de l'effet des fissures de tension :

Geoslope 2012 propose deux options pour modéliser la présence d'une fissure sous tension. Ces options sont (figure 3.4):

- modelé avec un angle de fissure de tension
- modelé avec une ligne de fissure de tension

Option de fissure de tension

Aucune fissure de tension

Angle de fissure de tension

Ligne de fissure de tension

Eau dans la fissure de tension

Rempli d'eau (0 à 1) :

Poids unitaire d'eau :

Figure 3.4 : Option de fissure de tension offerte par Geoslope 2012

3.4. Définition de la fissure selon le type "ligne de fissure de tension" :

Une zone de fissure de tension de profondeur connue, est définie à l'aide d'une **ligne de fissure de tension**. Avec cette option, la surface de glissement **s'étend verticalement** lorsque la surface de glissement croise la ligne de fissure de tension.

La figure 3.5 montre la surface de glissement critique lorsque le remblai est analysé avec une **ligne de fissure de traction**.

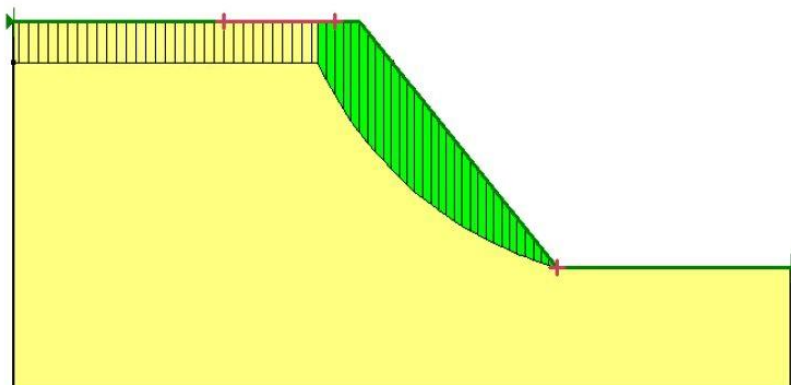


Figure 3.5 : Surface de glissement critique versant analysé avec une ligne de fissure de traction

3.5. Définition de la fissure selon le type "angle de fissure de traction":

L'angle de fissure de tension est supposé être à connu. Notez que l'angle est mesuré à partir de l'axe des x positif.

La surface de glissement s'**étend verticalement** lorsque l'angle de base de la surface de glissement atteint la valeur de l'angle de fissure de tension supposé connu.

La figure 3.6 montre la surface de glissement critique lorsque le remblai est analysé avec un **angle de fissure de traction**.

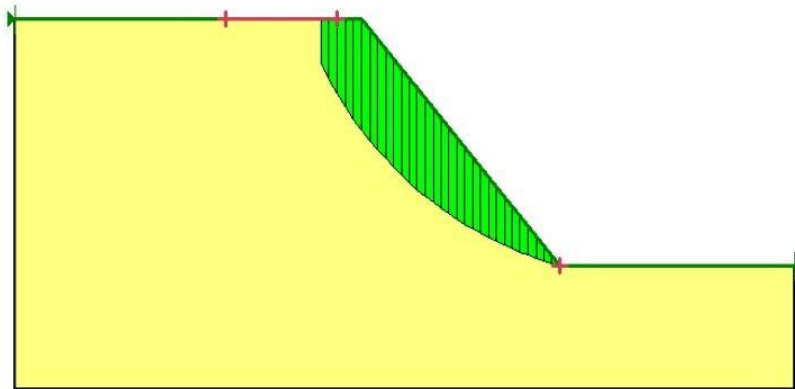


Figure 3.6 : Surface de glissement critique versant analysé avec un angle de fissure de traction

Le logiciel prend en compte l'état hydrique de la fissure par un coefficient allant de la valeur zéro(0) correspondant à l'état sèche (fissure vide) jusqu'à la valeur un(01) correspondant à l'état saturé (fissure pleine d'eau).

DEUXIEME PARTIE

SIMULATION NUMERIQUE

QUATRIEME CHAPITRE

ETUDE DU GLISSEMENT D'AOMAR

Etude du glissement d'Aomar

4.1. Présentation générale du versant

Les mouvements de terrain apparus sur un versant situé à proximité de la RN25 dans la commune d'AOMAR Wilaya de BOUIRA, appelé versant d'AOMAR.

La commune d'AOMAR est limitée par les communes suivantes Figure 4.1 :

- Au Nord-Est la commune Draa el Mizan wilaya de Tizi Ouzou
- Au Sud-Est la commune d'Ait Laaziz
- Au Sud les communes d'Ain Turk et Djebahia
- Au Sud-Ouest La commune de Kadiria

Elle s'étale sur une superficie de 6970ha, composée de :

- 52,6 % de montagnes
- 32,3 % de collines
- 15,1 % de plaines, vallées et plateaux

La ville d'AOMAR constitue un important carrefour entre la RN25 et la RN05 ainsi que la ligne de chemin de fer et l'autoroute Est-Ouest.

Le versant qui a glissé se trouve en contre bas du Technicum d'Aomar et longe le tronçon de la RN25 (Aomar -El Mizan)

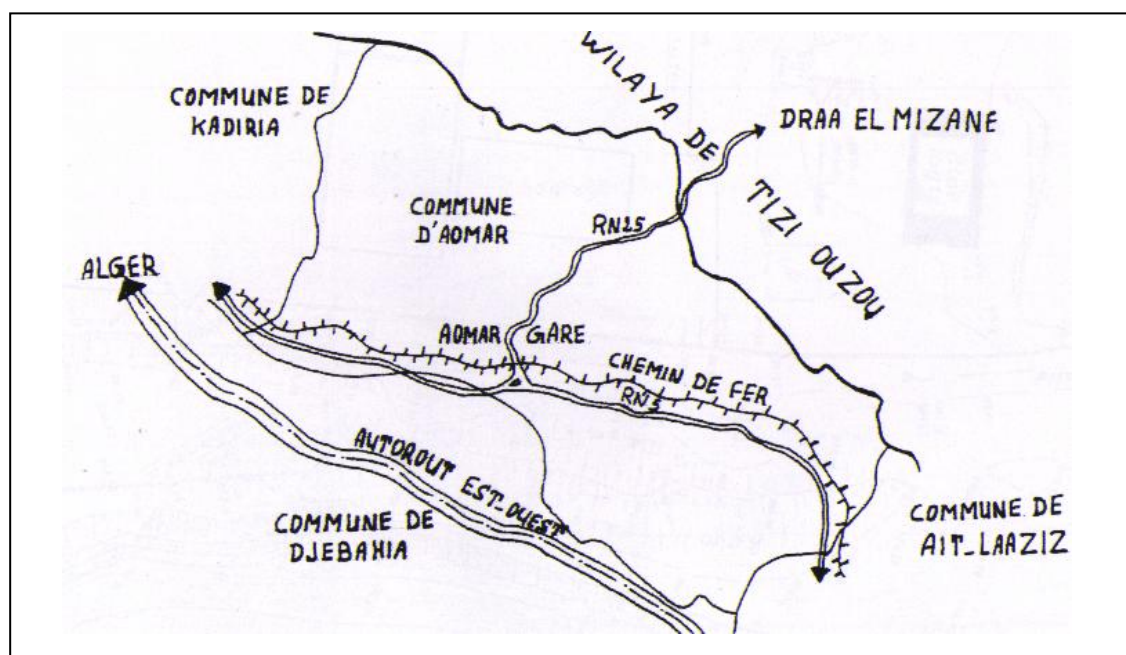


Figure 4.1. : Plan de Situation de la commune d'AOMAR

4.2. Caractéristiques géologiques et hydrogéologiques

Le versant d'Aomar est inclus dans un ensemble formé de reliefs élevés de la chaîne du Mont Djurdjura au nord et du massif Tellien au Sud, il se situe au centre de cet ensemble sous forme de cuvette.

Une campagne de reconnaissance comportant la réalisation de trois sondages et de dix essais au pénétromètre statique Figure 4.2.

Les trois sondages carottés allant de 12 à 30,50m de profondeur ont été réalisés dans le but de connaître la nature géologique des formations constituant le terrain d'assise et de prélever des échantillons pour les essais de laboratoire.

La description visuelle des échantillons intacts et remaniés de chaque sondage a permis de localiser les couches de sols suivantes :

Sondage N°1 : 0-2m argile limoneuse

2-3m argile marneuse altérée

3-27 m marne bleue compacte

Sondage N°2 : 0-1m argile limoneuse

1-6m argile marneuse altérée

6-30,5m marne bleue compacte

Sondage N°3 : 0-3m argile limoneuse

3-7m argile marneuse altérée

7-12m marne bleue compacte

Les trois sondages ont été implantés de façon à obtenir alignement et d'avoir une coupe transversale représentative Figure 4.2.

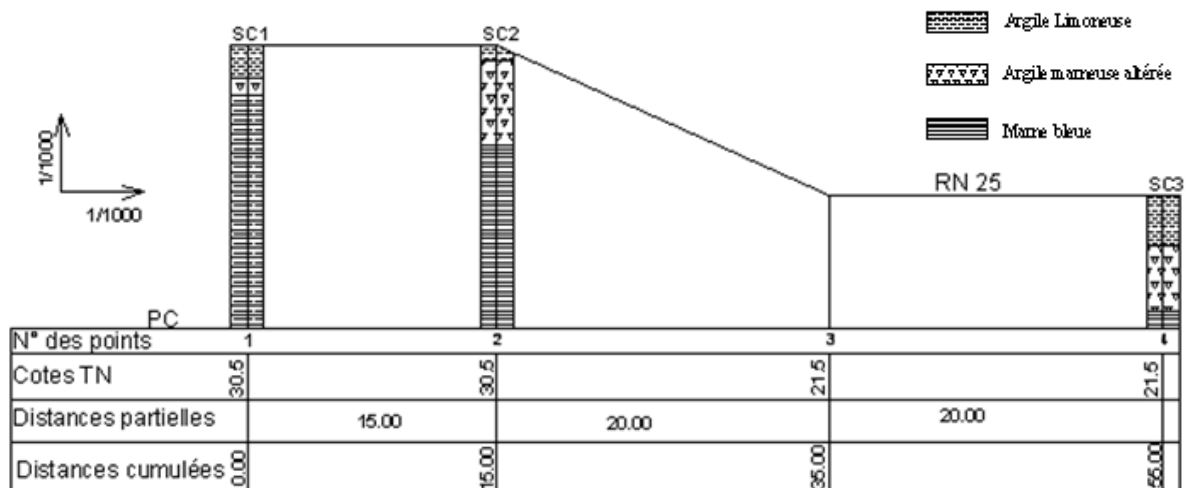


Figure 4.2. : Coupe transversale des trois sondages

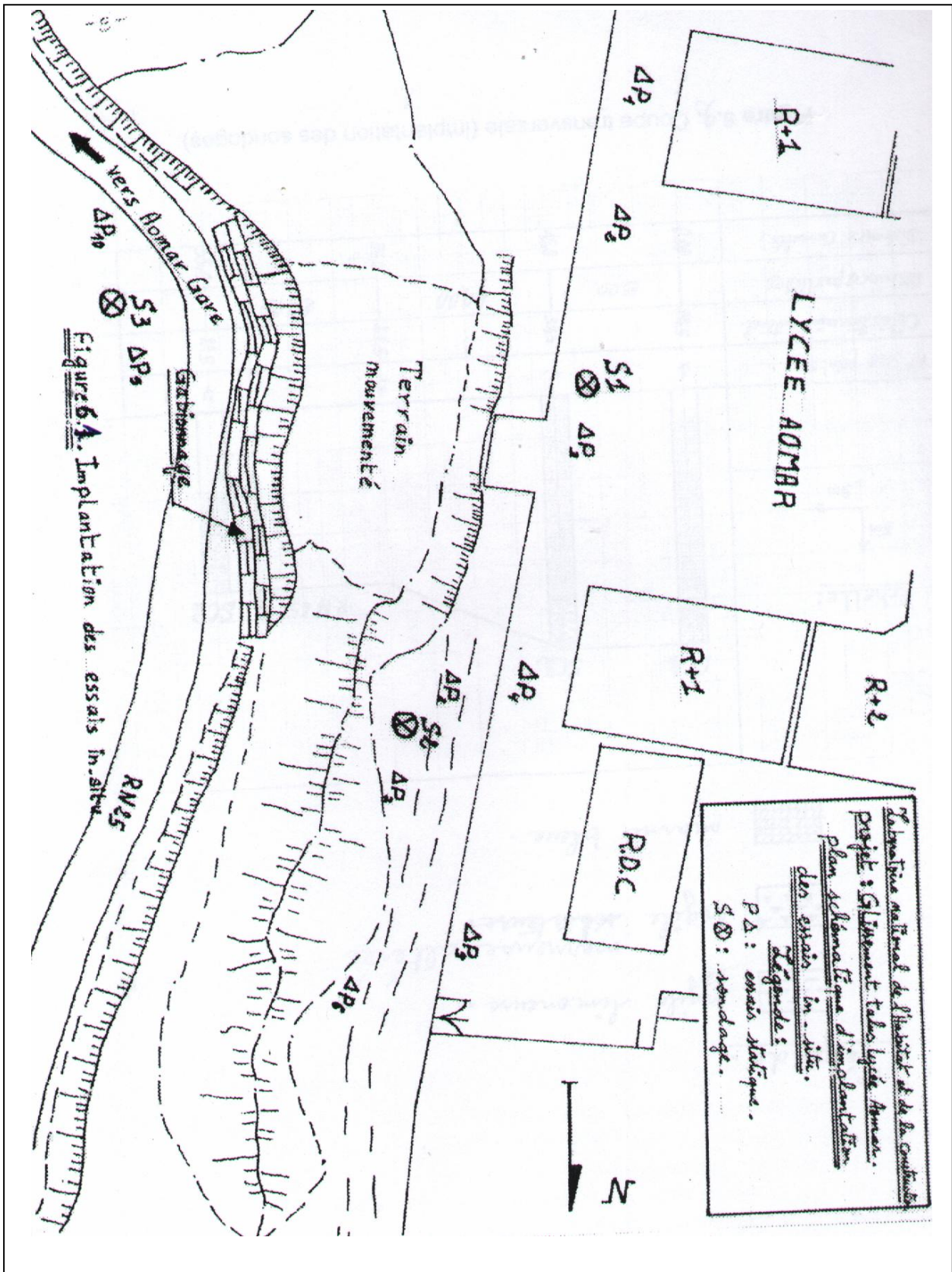


Figure 4.3. : Plan schématique d'implantation des essais in situ

4.3. Caractéristiques géotechniques du massif

4.3.1. Caractéristiques d'identification

Les essais d'identifications présentées ci après ont été effectués sur la base d'échantillons récupérés des sondages :

Les sols en place présentent un poids volumique humide γ_h variant de 20,9 à 23,8KN/m³, une teneur en eau w comprise entre 5 et 18,87% et un degré de saturation S_r compris entre 50 et 100%.

L'analyse granulométrique caractérise essentiellement un sol argileux, une argile limono sableuse. Le pourcentage de particules argileuses ($\phi > 2\mu\text{m}$) est compris entre 11 et 63%.

La limite de liquidité W_L varie de 32 à 60% pour un indice de plasticité I_p entre 12 et 34. Le diagramme de plasticité de Casagrande classe les sols en place comme des argiles de moyenne à haute plasticité.

Les résultats complets des essais d'identification sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau 4.1. : Résultats des essais d'identification

Sondage	Profondeur z(m)	Densité sèche γ_d (KN/m ³)	Teneur en eau w(%)	degré de satu- ration S_r	Limites d'Atterberg	
					W_L	I_p
SC 1	11,1-11,5	19,6	13	93	44	16
	14,1-14,5	20,3-21,3	11-12	98-100	41	19
	16,1-16,7	21,5-22,3	7	77-87	34	14
SC 2	14,0-14,3	18,9-19,9	11-12	69-91	49	21
	17,3-17,6	21,3-22,3	5-6	55-77	45	22
	20,8-21	20,3	12	93	46	22
	23,4-23,8	20,5	12	99	43	21
	26,6-27	21,5	6	65	32	12
	29,7-30	19,9-21,6	8-9	67-81	60	34
SC 3	4,0-4,4	22	9	74	44	20
	5,5-5,8	20,9	8	77	54	26

4.3.2. Essais oedométriques

Neuf essais oedométriques non remaniés ont fait l'objet d'essais oedométriques afin d'apprécier la compressibilité du sol. Les résultats de ces essais sont consignés dans le tableau.

Tableau 4.2. : Résultats des essais oedométriques

Sondage	Profondeur z(m)	Pression de pré consolidation	Indice de com- pression Cc	Indice de gon- flement Cs
SC 1	11,1-11,5	150	0,092	0,031
	14,1-14,5	130	0,083	0,028
	16,1-16,7	60	0,49	0,015
SC 2	14,0-14,3	200	0,236	0,045
	20,8-21	140	0,078	0,026
	23,4-23,8	75	0,065	0,018
	26,6-27	150	0,101	0,045
	29,7-30	70	0,130	0,029
SC 3	4,0-4,4	200	0,112	0,036
	5,5-5,8	210	0,086	0,030

On notera un sol surconsolidé, peu à moyennement compressible.

4.3.3. Analyse chimique

Trois échantillons remaniés des sondages S1, S2 et S3 aux profondeurs successives 9.60-10.00 m ; 10.00-11.00 m et 3.00-4.00 m, ont fait l'objet d'une analyse chimique sommaire. Cette analyse semble indiquer une faible agressivité par les sulfates (tableau).

Tableau 4.3. : Résultats de l'analyse chimique

Sondage	Profondeur z(m)	% de sulfates So ₄	% de carbonate Ca Co ₃	% de chlorure soluble dans l'eau	Matières organiques
SC1	9.60-10.00	Traces	12.3	Traces	Non dosé
SC1	10.00-11	0.45	7.38	Traces	Non dosé
SC3	3.00-4.00	Traces	18.86	Traces	Non dosé

4.3.4. Caractéristiques de cisaillement et de rupture

Les caractéristiques de cisaillement c et ϕ ont été déterminées à partir des résultats des essais de cisaillement à la boîte de Casagrande et à l'appareil triaxial classique. Les valeurs sont regroupées dans le tableau :

Tableau 4.4. : Résultats des essais de cisaillement

Sondage	Profondeur z(m)	Teneur en eau w(%)	C (Kpa)	ϕ (°)
SC 1	11,1-11,5	18	30	16
	14,1-14,5	16	10	21
	16,1-16,7	12	50	21
SC 2	14,0-14,3	15	10	22
	17,3-17,6	17	25	9
	20,8-21	15	10	27
	23,4-23,8	16	20	17
	26,6-27	14	10	21
	29,7-30	17	10	24
SC 3	4,0-4,4	17	15	20
	5,5-5,8	17	10	24

Dix essais au pénétromètre statique de type Hollandais (Gouda 10t) ont été effectués afin de vérifier l'homogénéité du sol et de projeter l'assise des fondations.

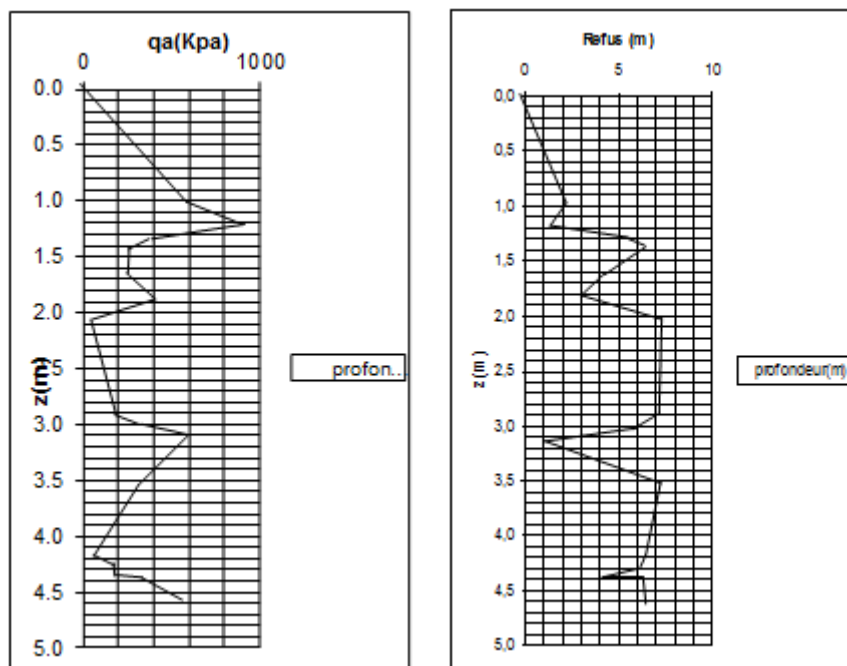


Figure 4.4.: Résultats des essais au pénétromètre statique.

4.4. Caractéristiques sismiques considérées

Toutes les communes de la wilaya de Bouira sont classées dans la zone IIa, zone de sismicité moyenne les valeurs d'accélération de zone sont définis comme suit :

Tableau 4.5. : Valeurs du coefficient d'accélération de zone

Groupe	1A	1B	2	3
Valeur de A	0,25	0,20	0,15	0,10

Le site est de catégorie 4 très meuble $q < 1,5$ Mpa.

Les coefficients pseudo-statiques horizontal et vertical pris en compte dans le calcul de stabilité des pentes $k_h = 0.5 A$ (%g) et $k_v = \pm 0,3 k_h$ représentant les forces horizontales contenues dans les plans verticaux de plus grande pente et dirigées vers l'aval et les forces verticales descendantes ou ascendantes selon les combinaisons (k_h, k_v) et $(k_h, -k_v)$.

Tableau 4.6. : Valeurs des coefficients pseudo-statiques horizontal et vertical.

Groupe	1A	1B	2	3
Valeur de A	0,15	0,12	0,10	0,07
Valeur de k_h	0.08 g	0.06 g	0.05 g	0.04 g
Valeur de k_v	± 0.02 g	± 0.02 g	± 0.02 g	± 0.01 g

4.5. Description des instabilités observées

Ces mouvements de terrains ont causés des dégradations importantes dans un établissement scolaire situé en amont du versant (écartement des joints de dilatation des blocs, rupture du sol d'assise d'un ouvrage annexe situé à proximité immédiate de la couronne, escarpement du terrain et apparition de bourrelets en aval du versant, léger affaissement de la chaussée et apparition de fissures).

L'enquête effectuée par le LNHC mentionne les désordres suivants :

Premier plan (Construction) :

- Une fissure dans la cour du Technicum
- Fissuration du mur de clôture du Technicum
- Ecartement des joints de dilatation des blocs

Deuxième plan (versant) :

- Les photos montrent l'ampleur du phénomène de glissement (forme du glissement, fissure, bourrelets).

Troisième plan (RN25) :

- De petites fissures de la chaussée.



Figure 4.5. : Vue générale du glissement du terrain aux Alentours du technicum



Figure 4.6. : Soute à mazout (ouvrage annexe du technicum)



Figure 4.7. : Fissuration du mur de clôture et déchaussement de la fondation de la soute à mazout.



Figure 4.8. : Affaissement de la cour du technicum à proximité du mur de clôture.



Figure 4.9. : Ouverture du joint de dilatation de deux blocs mitoyens du technicum.



Figure 4.10. : Vue de l'intérieur du joint de dilatation ouvert.

4.6. Localisation de la ligne de rupture

Les observations effectuées sur le terrain et les résultats de l'étude géotechnique permettent de constater qu'il s'agit d'un glissement rotationnel en raison d'un basculement de la masse glissée le long d'une surface sensiblement circulaire et en raison aussi de la présence de bourrelets en contre bas du versant.

La ligne de rupture n'est pas une donnée mais un résultat d'observation, d'expérience et de recherche surtout avec l'apparition de l'outil informatique.

L'allure de ligne de rupture du versant a été déterminée par une étude préliminaire à l'aide du logiciel en éléments finis Plaxis.

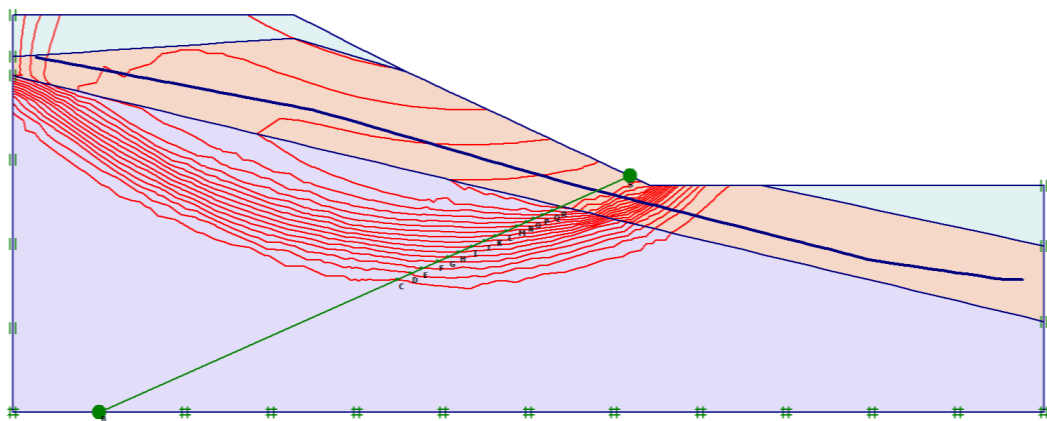


Figure 4.11. : Localisation de la ligne de rupture du versant d'AOMAR.

4.7. Modélisation numérique du glissement

Le profil de ce versant est constitué de trois couches de sol, une couche d'argile limoneuse reposant sur une couche d'argile marneuse altérée qui elle-même repose sur une couche de marne compacte dont les caractéristiques moyennes de cisaillement sont encadrées dans le tableau :

Tableau 4.7. : Caractéristiques moyennes de cisaillement des couches de sol.

Couche	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)
Argile limoneuse	21.4	30	16
Argile marneuse	21.4	30	16
Marne compacte	19	10	20

La géométrie du versant d'Aomar est décrite dans un repère cartésien oxy, l'axe ox étant orienté horizontalement dans la direction amont-aval (de la gauche vers la droite) et l'axe oy dirigé verticalement vers le haut. Le profil est décrit par des segments reliant un ensemble de points.

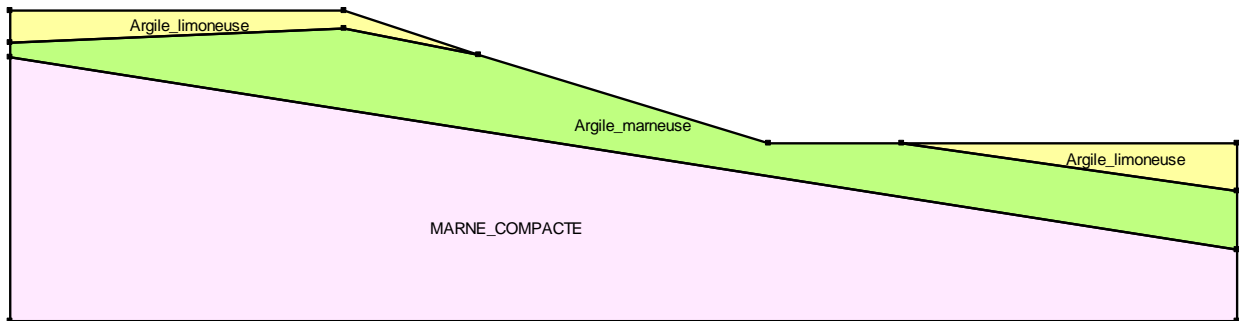


Figure 4.12. : Profil retenu pour l'étude

4.8. Calculs préliminaires de la stabilité du versant non fissuré :

Nous avons effectués des calculs de la stabilité du versant par les méthodes de calcul à l'équilibre limite en utilisant le module SLOPE/w du logiciel GEOSTUDIO version 2012.

Plusieurs types de calcul de la stabilité du versant ont été examinés :

- Le premier calcul : versant sous chargement gravitaire seul.
- Le deuxième calcul : versant sous chargement gravitaire et effet de la nappe d'eau.
- Le troisième calcul : versant sous chargement gravitaire, effet de la nappe et effet du séisme.

4.8.1. Calcul sous chargement gravitaire :

Une seule phase de calcul étant définie, après introduction de la géométrie, les matériaux, la surface de glissement le calcul est lancé en choisissant une méthode de calcul à l'équilibre limite tel que Bishop, Ordinaire (Fellenius), Spencer, Janbu, Morgenstern-Price ou autres.

La position du cercle de rupture critique et la valeur du facteur de sécurité par la méthode de Bishop est affiché sur la figure 4.13 ci-dessous.

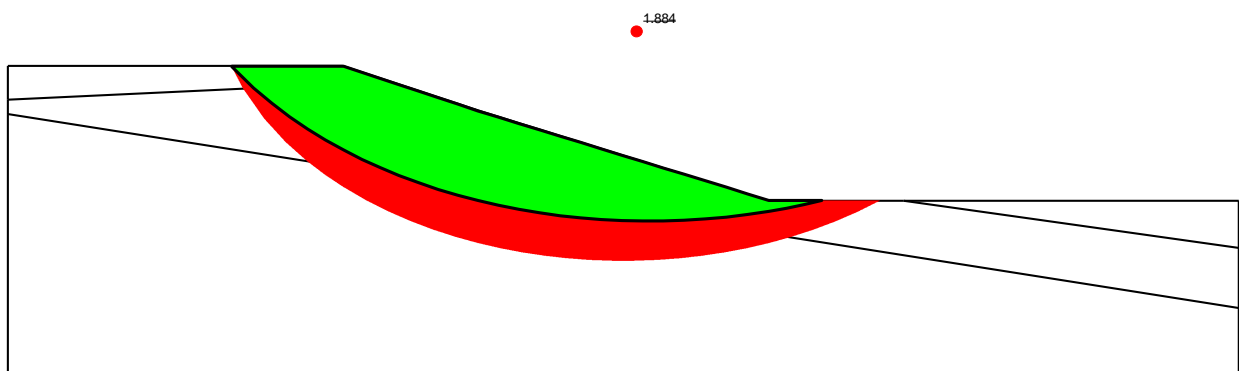


Figure 4.13. : Cercle de rupture critique et valeur du FS sous chargement gravitaire
Selon la méthode de BIHOP

Les résultats du calcul sont affichés pour une méthode, le passage d'une méthode à l'autre est très simple, les valeurs du facteur de sécurité sont encadrées dans le tableau 4.8.

Tableau 4.8. : Valeurs du facteur de sécurité sous chargement gravitaire

Méthode	Fellenius	Bishop	Janbu
Valeur de FS	1,718	1,884	1,716

Sous chargement gravitaire le versant est très stable selon les trois méthodes implémentées dans le logiciel Geostudio (Fellenius, Bishop et Janbu).

4.8.2. Calcul sous chargement gravitaire et nappe phréatique :

En présence de la nappe phréatique située au niveau du sol, le calcul se fait en une seule phase, la position du cercle de rupture critique et la valeur du facteur de sécurité par les trois méthodes sont affichés sur la figure 4.14 ci-dessous.

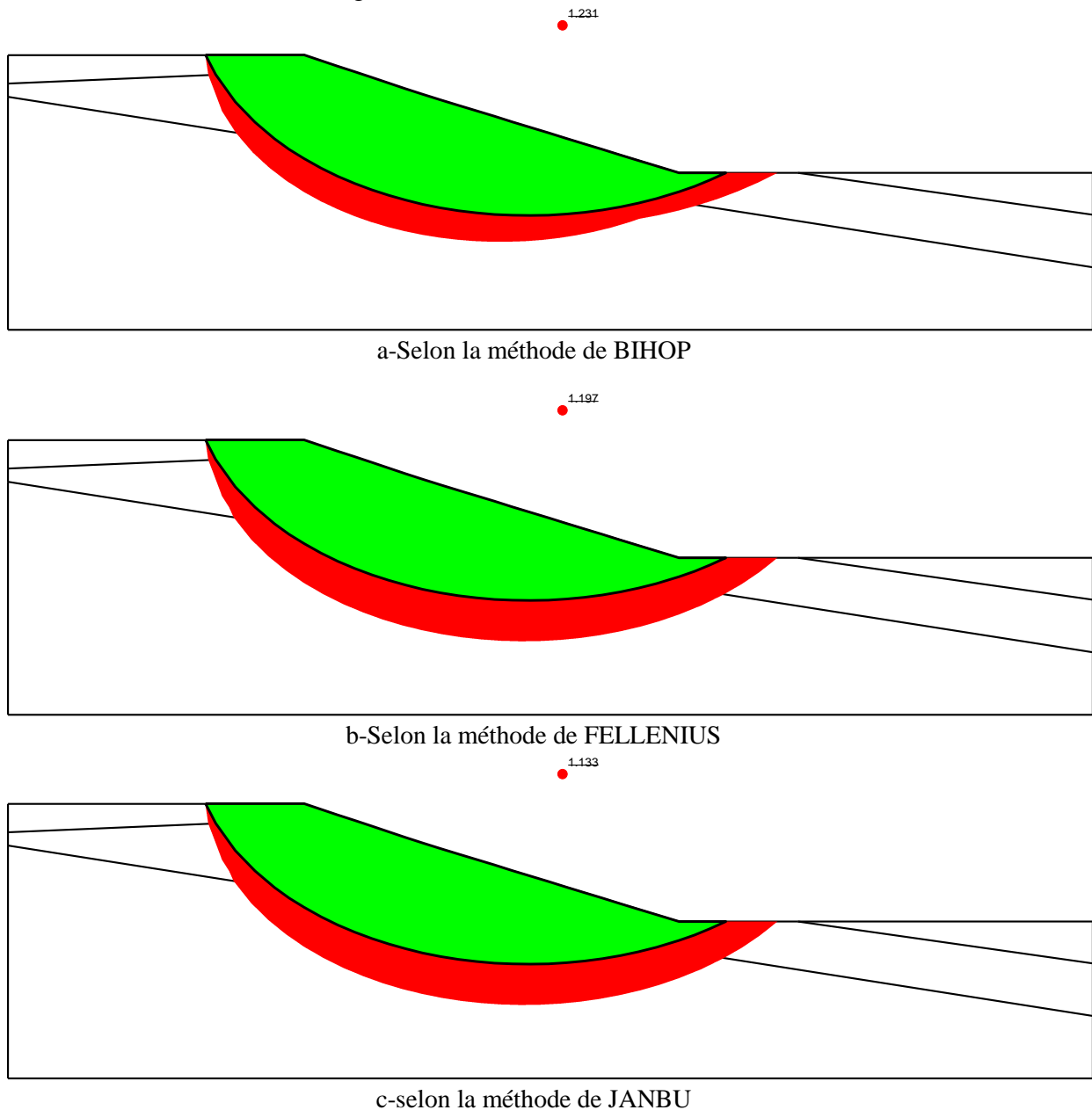


Figure 4.14. : Cercle de rupture critique et la valeur du FS sous G et nappe

Les valeurs du facteur de sécurité en présence de la nappe au niveau de la ligne de surface du sol (saturation totale), sont encadrées dans le tableau 4.9.

Tableau 4.9. : Valeurs du facteur de sécurité sous chargement gravitaire et nappe

Méthode	Fellenius	Bishop	Janbu
FS	1,197	1,231	1,133

4.8.3. Calcul sous chargement gravitaire et Séisme maximal :

Sous l'effet d'un séisme d'accélération sismique correspondant à la valeur maximale de la zone d'étude, le calcul se fait en une seule phase, la position du cercle de rupture critique et la valeur du facteur de sécurité par les trois méthodes sont affichée sur la figure 4.15 ci-dessous.

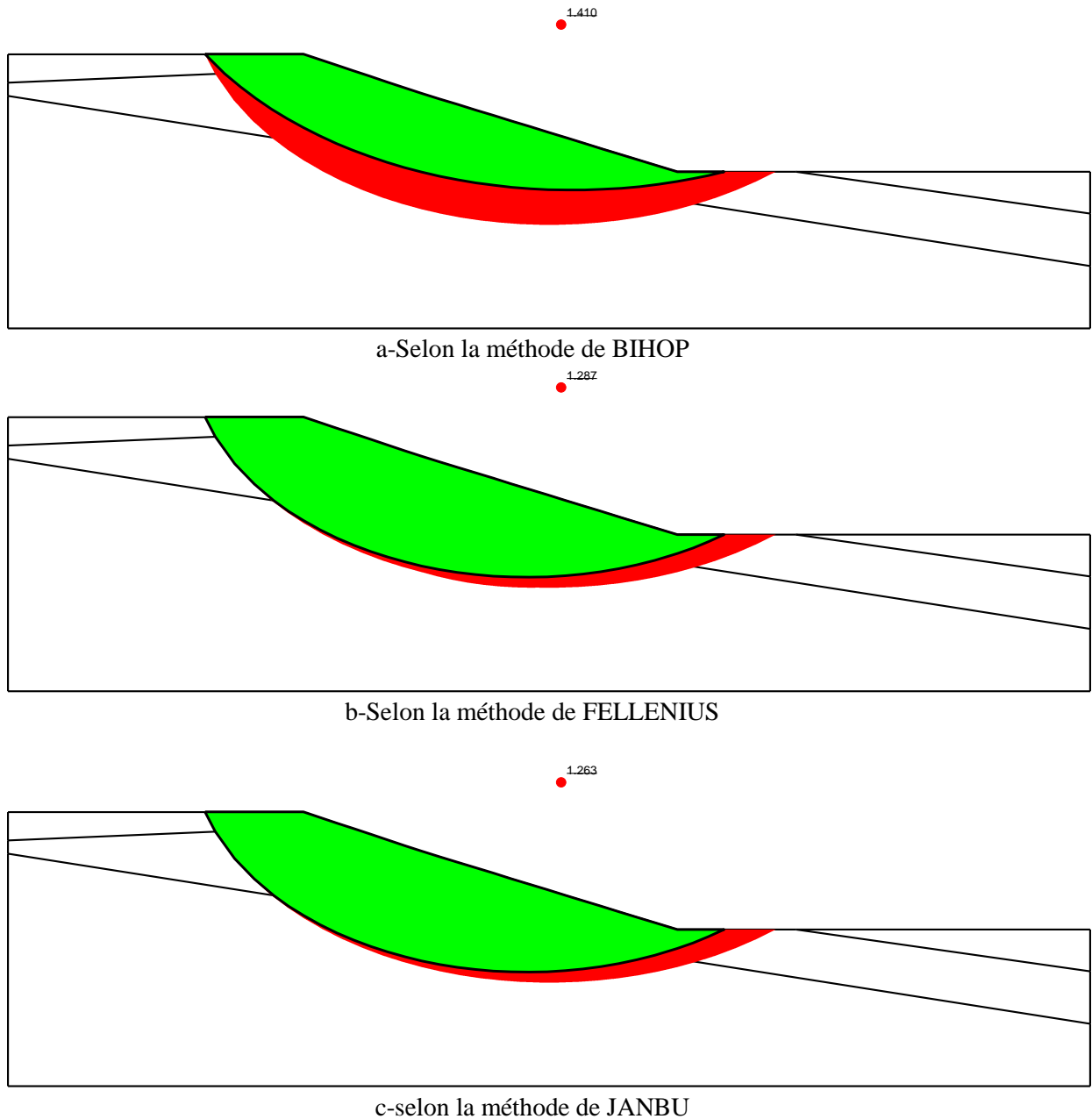


Figure 4.15. : Cercle de rupture critique et valeur du FS sous séisme maximal

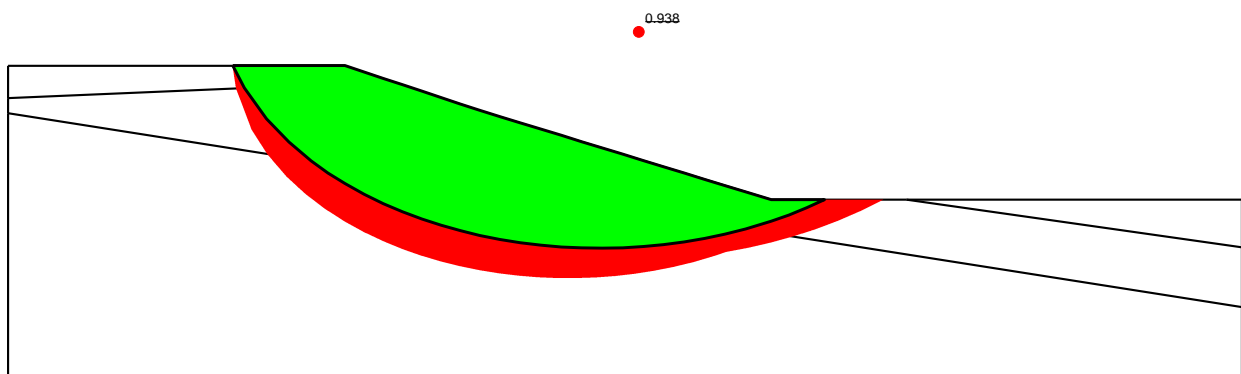
Les valeurs du facteur de sécurité sous un séisme d'intensité maximale, sont encadrées dans le tableau 4.10.

Tableau 4.10. : Valeurs du facteur de sécurité sous chargement gravitaire et nappe

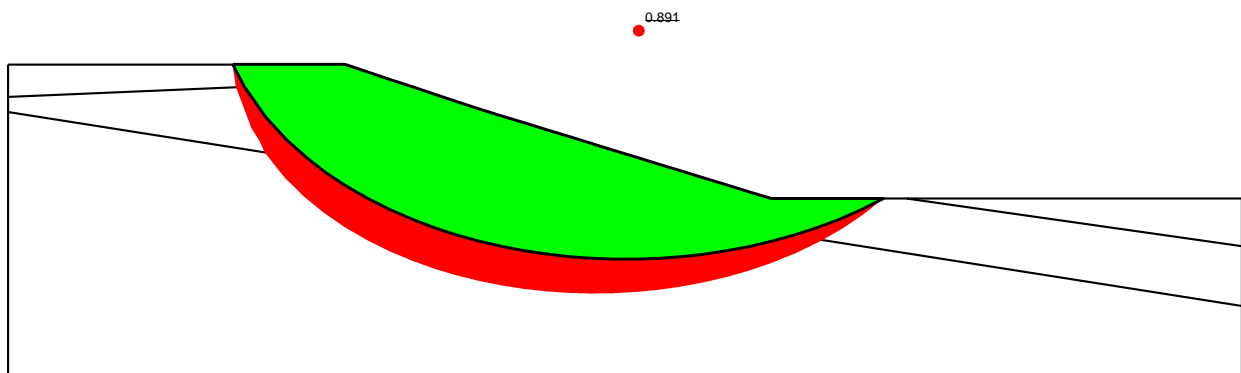
Méthode	Fellenius	Bishop	Janbu
FS	1,287	1,410	1,263

4.8.4. Calcul sous chargement gravitaire, nappe phréatique et séisme maximal :

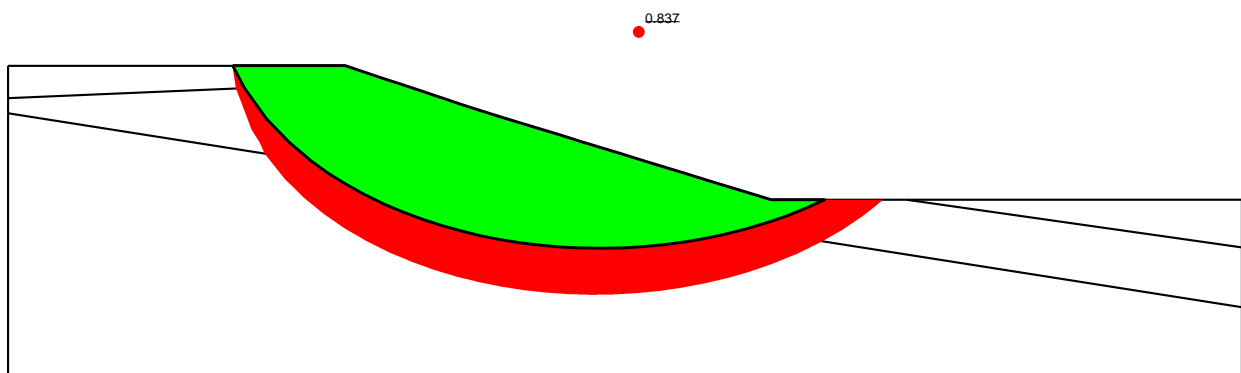
Sous effet combiné de chargement gravitaire, de la nappe phréatique située niveau de la ligne de surface et d'un séisme d'intensité maximale, le calcul se fait en une seule phase, la position du cercle de rupture critique et la valeur du facteur de sécurité par les trois méthodes sont affichés sur la figure 4.16 ci-dessous.



a-Selon la méthode de BIHOP



b-Selon la méthode de FELLENIUS



c-Selon la méthode de JANBU

Figure 4.16. : Cercle de rupture critique et la valeur du facteur de sécurité sous effet combiné

Les résultats des calculs sous l'effet combiné du chargement gravitaire, du séisme et de la nappe d'eau sont encadrés dans le tableau 4.11 :

Tableau 4.11. : Valeurs de FS sous effet combiné du chargement gravitaire, séisme et de la nappe

Méthode	Fellenius	Bishop	Janbu
FS	0,891	0,938	0,837

Comparaison Des Résultats:

Les résultats du calcul du facteur de sécurité du versant **non fissuré**, par trois méthodes d'équilibre limite (MEL) à savoir Fellenius Bishop et Janbu et sous différents cas de chargement, sont encadrés dans le tableau 4.12 ci-dessous :

Tableau 4.12. : Résultats des valeurs du Facteur de Sécurité pour le cas du versant non fissuré

Méthode	Fellenius	Bishop	Janbu
Sous G	1,718	1,884	1,716
Sous G + Séisme (max)	1,287	1,410	1,263
Sous G + Nappe (saturé)	1,197	1,231	1,133
Sous G + Nappe + Séisme	0,891	0,938	0,837

Conclusions :

- Selon les résultats du calcul par les trois méthodes d'équilibre limite (MEL) on constate que :
- les méthodes de FELLENIUS et JANBU donnent presque les mêmes résultats ;
 - la méthode de BISHOP surestime les valeurs de 5 à 10% par rapport à celles de FELLENIUS et JANBU.
 - l'effet de la nappe (saturation) est prépondérant que l'effet du séisme maximal.
 - le versant est à la limite de la stabilité lorsqu'il est totalement saturé.
 - le versant est instable sous effet combiné.

4.9. Calculs de la stabilité du versant Fissuré :

Nous avons repris les calculs de la stabilité du versant par les méthodes de calcul à l'équilibre limite en considérant une fissure de tension de profondeur $Z_0=2.70m$ par rapport à la surface du sol, du cas le plus défavorable c'est-à-dire sous effet combiné(chargement gravitaire, nappe phréatique située niveau de la ligne de surface et d'un séisme d'intensité maximale).

Deux types de calcul de la stabilité du versant ont été examinés :

- Le premier calcul : versant sous effet combiné avec une fissure sèche.
- Le deuxième calcul : versant sous effet combiné avec une fissure rempli d'eau.

4.9.1. Calcul sous effet combiné avec une fissure sèche:

En considérant une fissure sèche c'est-à-dire sans présence d'eau dans la fissure, la position du cercle de rupture critique et la valeur du facteur de sécurité par la méthode de Bishop est affiché sur la figure 4.17 ci-dessous.

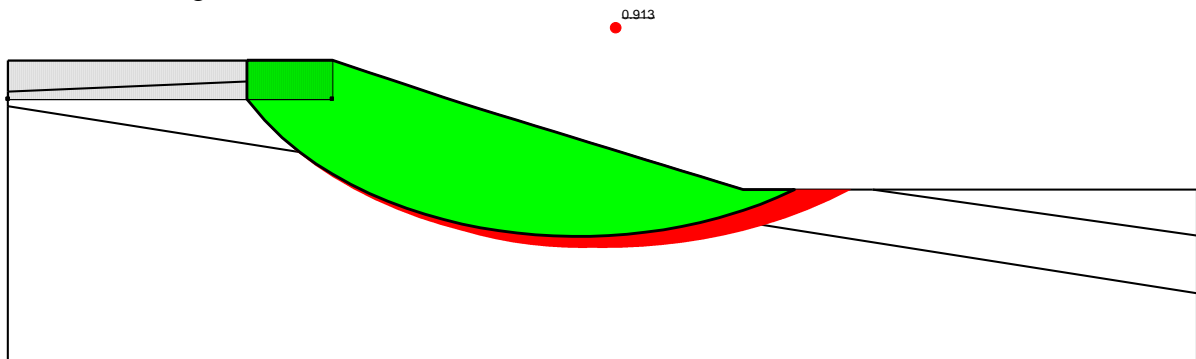


Figure 4.17. : Cercle de rupture critique et la FS sous effet combiné avec une fissure sèche

Dans la zone fissurée sèche, la ligne de rupture devient vertical et le facteur de sécurité passe de 0,938 à la valeur 0,913 soit une diminution minimale de 3%, par rapport au versant non fissuré.

Les résultats des calculs sous l'effet combiné et en présence d'une *fissure sèche*, sont encadrés dans le tableau 4.13 :

Tableau 4.13. : Valeurs de FS sous effet combiné avec une fissure sèche

Méthode	Fellenius	Bishop	Janbu
FS	0,845	0,913	0,784

4.9.2. Calcul sous effet combiné avec une fissure remplie:

En considérant une fissure remplie d'eau à 100%, La position du cercle de rupture critique et la valeur du facteur de sécurité par la méthode de Bishop est affiché sur la figure 4.18 ci-dessous.

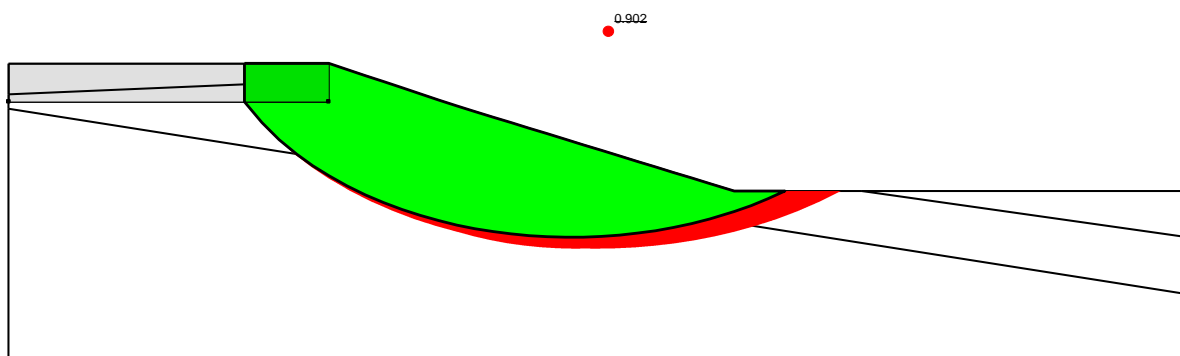


Figure 4.18. : Cercle de rupture critique et la FS sous effet combiné avec une fissure remplie à 100%

Les résultats des calculs sous l'effet combiné et en présence d'une *fissure remplie d'eau à 100%*, sont encadrés dans le tableau 4.14 :

Tableau 4.14. : Valeurs de FS sous effet combiné avec une fissure sèche

Méthode	Fellenius	Bishop	Janbu
FS	0,827	0,902	0,765

Dans la zone fissurée remplie d'eau, la ligne de rupture devient vertical et le facteur de sécurité passe de 0,938 à 0,902 soit une diminution minime de 4%, par rapport au versant non fissuré.

4.9.3. Etude paramétrée :

Dans le cas de chargement le plus défavorable c'est-à-dire l'effet combiné du chargement gravitaire, du séisme maximal et à saturation totale, on a fait varier la profondeur de la fissure de tension Z_0 de 0,7m à 5,7m.

Les résultats du facteur de sécurité sous effet combiné en fonction de la profondeur de la fissure de tension Z_0 et de l'état hydrique de la fissure (pleine d'eau), sont encadrés dans le tableau 4.15.

Tableau 4.15. : Valeurs du FS en fonction de la profondeur de la fissure de tension

Z_0	0,00	0,70	1,70	2,70	3,70	4,70	5,70
FS	1,098	1,058	1,028	1,026	1,002	0,979	0,963

Le versant est à la limite de stabilité pour profondeur de la fissure de tension Z_0 inférieur à 4,50m et devient instable pour profondeur de la fissure de tension Z_0 supérieur à 4,50m. La figure 4.19 présente le nuage du facteur de la profondeur de la fissure de tension Z_0 .

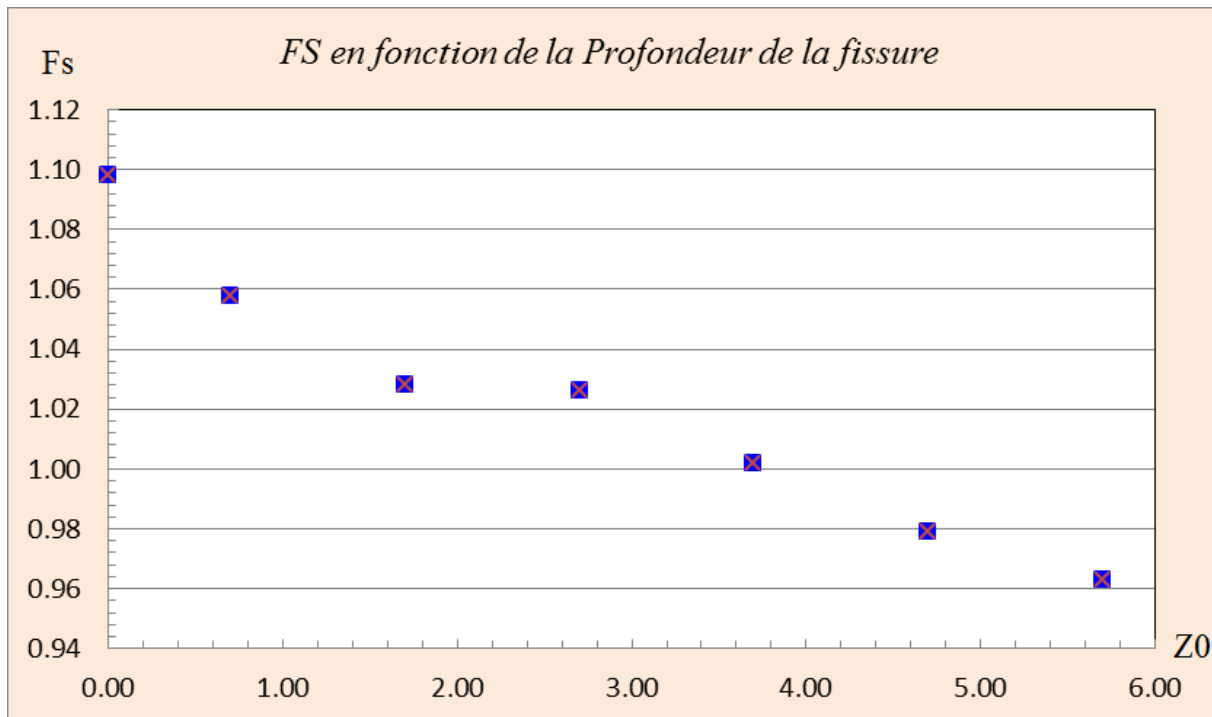


Figure 4.19. : Courbe du facteur de sécurité en fonction du déplacement

4.10. Synthèse :

Grace à l'outil numérique utilisé, à savoir le logiciel Geoslope, on a pu vérifier la stabilité générale du versant en prenant en compte les différents cas de chargement possible.

Selon les calculs effectués par le logiciel GEOSLOPE, on constate que les méthodes de Fellenius et celle de Janbu donnent les mêmes valeurs du facteur de sécurité, tandis que la méthode de Bishop surestime les valeurs de 5 à 10%.

L'existence d'une fissure de tension aggrave l'instabilité du versant de 3% lorsque la fissure est vide c'est-à-dire sèche, et de 4% lorsque la fissure est pleine car l'eau qui se trouve dans la fissure développe des pressions supplémentaires, ce qui entraîne une force latérale sur la tranche.

La profondeur de la fissure a un rôle déstabilisant et influe même sur l'allure du cercle de glissement qui devient vertical dans la zone de chevauchement avec la fissure.

CONCLUSION GENERALE

Les glissements de terrain peuvent être déclenchés par des processus naturels comprennent l'érosion à la base des pentes sous l'effet des vagues ou des cours d'eau, la pression accrue de l'eau interstitielle dans le sol, résultant de pluies trop abondantes ou de la fonte des neiges; les séismes. Les modifications apportées par l'homme à son milieu représentent un autre facteur important qui favorise l'instabilité des pentes. Parmi les exemples courants, on note les changements au régime de drainage par le déboisement, l'irrigation ou la modification de cours d'eau; la surcharge sur les pentes ou le blocage du drainage par des remplissages artificiels ou des remblais; l'accentuation ou le sapement de la pente par des travaux de déblai et d'abattage à l'explosif.

Grâce à l'avis d'experts et à une planification rigoureuse, les communautés peuvent identifier les pentes instables et limiter ou réglementer le développement dans une zone à risque. La planification permet d'implanter des résidences, des écoles, des hôpitaux, des postes de police et d'incendie, des lignes de transport d'électricité, des gazoducs et des routes de manière sécuritaire, à l'écart de zones susceptibles d'être instables.

De nombreuses méthodes ont été mises au point afin de réduire les risques de glissement de terrain en atténuant l'instabilité du terrain. Ces méthodes comprennent l'amélioration du drainage en surface ou souterrain, la réduction de l'inclinaison de la pente, l'excavation permettant de réduire la charge au sommet de la pente, la construction de bermes de protection afin de réduire l'érosion à la base de la pente et le clouage géotechnique ou l'installation de couvertures rigides (par exemple du ciment) sur des parois de falaises qui se désagrègent.

Lorsque les glissements de terrain ne peuvent être ni empêchés ni évités, un certain nombre d'ouvrages de confinement ou de déviation ont été conçus pour protéger les communautés et les infrastructures essentielles.

La ligne de rupture d'un glissement n'est pas une donnée mais un résultat, car la détermination de la surface potentielle de glissement nécessite une expérience dans le domaine. Le code Plaxis, nous permet de simuler numériquement la forme et la position de cette ligne de rupture après glissement, sans aucune condition sur la surface potentielle.

Grace à l'outil numérique utilisé, à savoir le logiciel Geoslope, on a pu analyser la stabilité générale du versant par les méthodes classiques de l'équilibre limite et en prenant en compte les différents cas de chargement possible. Selon les calculs effectués, on constate que les méthodes de Fellenius et celle de Janbu donnent les mêmes valeurs du facteur de sécurité, tandis que la méthode de Bishop surestime les valeurs de 5 à 10%.

Le versant est stable sous l'effet des du chargement gravitaire, en présence du séisme ou de la nappe, l'effet de la nappe (saturation) est prépondérant que l'effet du séisme maximal. Mais sous effet combiné du chargement gravitaire, en présence du séisme et à saturation totale, le versant est instable.

L'existence d'une fissure de tension aggrave l'instabilité du versant de 3% lorsque la fissure est vide c'est-à-dire sèche, et de 4% lorsque la fissure est pleine car l'eau qui se trouve dans la fissure développe des pressions supplémentaires, ce qui entraîne une force latérale sur la tranche.

La profondeur de la fissure à un rôle déstabilisant et influe même sur l'allure du cercle de glissement qui devient vertical dans la zone de chevauchement avec la fissure.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [01]: **PECKER A.** Dynamique des sols. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1984.
- [02]: **YELLES-CHAOUCHE A. (1993).** Sismicité en Algérie et tectonique des plaques. Algérie Equipement n° 07, 93.
- [03]: **BOURDEAU C. (2005).** Effets de site et mouvements de versant en zones sismiques : Apport de la modélisation numérique. Thèse de Doctorat à l'école des mines de Paris.
- [04]: **KHEMISSA M. (2005).** Méthodes d'Analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes. Actes du Séminaire International sur les risques Naturels liés aux Glissements de Terrain et d'éboulement Rocheux, Université de Guelma.
- [05]: **KHEMISSA M., RAHMOUNI Z., MAHAMED I. A. (2003).** Prise en compte de l'action sismique dans les études de stabilité et de renforcement des pentes instables. Cnepru.
- [06] Dictionnaire de l'environnement : www.dictionnaire-environnement.com/glissement_de_terrain_ID5449.html
- [07] SGmM société suisse de géomorphologie. Géomorphologie de la montagne, <http://www.unifr.ch/geoscience/geographie/ssgmfiches/gravitaire/4205.php>
- [08] Observatoire Régional des Risques Majeurs (en Provence Alpes-cotes d'Azur), <http://observatoire-regional-risques-paca.fr>.
- [09] <http://www.irma-grenoble.com/05documentation>
- [10]: **AFPS (2003).** Le séisme du 21 mai en Algérie. Rapport de mission de l'association Française du Génie Parasismique.
- [11]: Mohammed Hamza AISSA, Analyse et modélisation d'un glissement de terrain, Master géotechnique, Khemis Méliana, 2011.
- [12] https://fr.wikipedia.org/wiki/Glissement_de_terrain
- [13]: **PILOT G.** Stabilité des pentes. Techniques de l'ingénieur, C254.
- [14] Mécanique des sols, théorie et pratique, Vincent Robitaille et Denis Trmblay, bibliothèque nationale du Québec, 1997. 652 pages
- [15] **BRINKGREVE R.B.G., VERMEER P.A., PLAXIS (2003).** Finite Element Code for soil and rock analyses, Version8. Balkema/Rotterdam/Brookfield.
- [16]: **RPA 99 VERSION (2003).** Règlement Parasismique Algérien.
- [17]: **B. BNCMPAIN ET J.-P.SAUTY,** Evaluation de la stabilité des pentes, utilisation d'abaques, BRGM, 1975.