

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Numéro de série :

Numéro d'inscription :

Thèse

présentée pour l'obtention du diplôme de

DOCTORAT EN SCIENCES

Spécialité : Génie Civil

Option : Géotechnique

THEME

PRISE EN COMPTE DE L'ACTION SISMIQUE DANS LES ETUDES DE STABILITE ET DE RENFORCEMENT DES PENTES

présenté par :

Ahmed SEDDIKI

soutenue le : 08/01/2020

devant le jury composé de :

Dr RAHMOUNI Zine-El-Abidine, Prof., Université de M'sila, *Président*

Dr KHEMISSA Mohamed, Prof., Université de M'sila, *Encadreur*

Dr MELLAS Mekki, Prof., Université de Biskra, *Examineur*

Dr MABROUKI Abdelhak, Prof., Université de Biskra, *Examineur*

Dr BENCHEIKH Boubaker, MC-A, Université de Djelfa, *Examineur*

Dr MAHAMEDI Abdelkrim, MC-A, Université de M'sila, *Examineur*

Dr BENCHEIKH Mohamed, Prof., Université de M'sila, *Invité*

Année Universitaire : 2019/2020

Remerciements

C'est une très bonne habitude de remercier au début d'un tel travail tous ceux qui, plus au moins directement, ont contribué à le rendre possible. C'est avec mon enthousiasme le plus vif et le plus sincère que je voudrais rendre mérite à tous ceux qui, à leur manière, m'ont aidé à mener à bien ma thèse de doctorat. Je désire alors exprimer ma profonde gratitude :

Au Dr Mohamed KHEMISSA, Professeur à l'Université de M'sila, d'avoir assuré la direction et le suivi de cette thèse. Sa rigueur scientifique et son expérience dans le domaine de la Géotechnique ont été des atouts indispensables pour la réalisation de ce travail. Pour cela, je voudrais qu'il trouve ici le témoignage amical de ma profonde reconnaissance.

Au Dr RAHMOUNI Zine El Abidine, Professeur à l'Université de M'sila, qui m'a fait l'honneur de présider le jury de soutenance,

Au Dr MELLAS Mekki, Professeur à l'Université de Biskra, d'avoir accepté d'être examinateur,

Au Dr MABROUKI Abdelhak, Professeur à l'Université de Biskra, d'avoir accepté d'être examinateur,

Au Dr BENCHEIKH Boubaker, Maître de conférences -A- à l'Université de Djelfa, d'avoir accepté d'être examinateur,

Au Dr MAHAMEDI Abdelkrim, Maître de conférences -A- à l'Université de M'sila, d'avoir accepté d'être examinateur,

Au Dr BENCHEIKH Mohamed, Professeur à l'Université de M'sila, Directeur du Laboratoire de Développement des Géomatériaux, de m'avoir accueilli au sein du laboratoire et pour sa participation au jury en tant qu'invité.

Je remercie tous les chercheurs et membres du laboratoire de Développement des Géomatériaux.

J'exprime aussi mes remerciements à tous mes collègues et amis du Département de Génie Civil qui ont contribué au maintien d'une bonne humeur et pour leur sympathie.

Enfin, je ne pourrais finir ces remerciements sans penser à ma famille dont l'affection, l'amour, le soutien et l'encouragement constants m'ont été d'un grand réconfort et ont contribué à l'aboutissement de ce travail.

ملخص

تعرض هذه الأطروحة وتحلل نتائج المحاكاة العددية المنجزة بمقاربات مختلفة لتحليل أسباب عدم استقرار منحدر مشقق مسبقًا، متواجد بمدينة "عمار" (ولاية البويرة، الجزائر)، من جهة، والبحث عن حل لتدعيم منحدر غير مستقر متواجد بـ "تيزي نبشار" (ولاية سطيف)، من ناحية أخرى. يهدف هذا البحث إلى دراسة الدور الذي يمكن أن يؤديه النشاط الزلزالي إلى جانب التأثيرات الجيولوجية والجيومورفولوجية المحتملة، وحتى البشرية، على استقرار هذين المنحدرين الطبيعيين الحضريين.

تُظهر الحسابات التي أجريت على منحدر "عمار" المشقق مسبقًا، أن أسباب انهياره يمكن أن تكون متعددة وأن الشقوق الموجودة في رأس المنحدر قد تكون بمثابة محفز. تثبت نتائج العمليات الحسابية المتحصل عليها على الانهيار الكلي للمنحدر المشقق أو غير المشقق، الذي لوحظ ميدانيا. كما أنها تظهر أن انزلاق هذا المنحدر المشقق مسبقًا ينتج عن التأثير المشترك لعدة عوامل سلبية تتعلق بالخصائص الجيوتقنية للتربة والنظام الهيدروليكي للموقع وربما تضخمت بصدمة زلزالية خفيفة.

تُظهر الحسابات التي أجريت على منحدر "تيزي نبشار" أنه في حالة اتزان حرج، وبالتالي يحتمل أن يكون غير مستقر. من بين حلول التدعيم الممكنة، يبدو التخفيف بالحفر عند رأس المنحدر والردم عند القدم كأنسب تقنية، لكنه غير كافٍ تحت تأثير صدمة زلزالية طفيفة مرتبطة بمستوى مياه جوفية في منتصف ارتفاع المنحدر. وعليه، يلزم تدعيم المنحدر من خلال مسامير عند الرأس واوتاد عند القدم بالإضافة مع دعم أسفل المنحدر.

الكلمات المفتاحية: منحدر، انزلاق، زلزال، محاكاة عددية، حسابات الاستقرار، تدعيم، عامل الأمان، قانون الزلازل الجزائري.

RESUME

Cette thèse présente et analyse les résultats d'une simulation numérique effectuée par différentes approches pour analyser les causes d'instabilité du versant pré-fissuré d'Aomar (wilaya de Bouira, Algérie), d'une part, et pour chercher une solution de confortement du versant potentiellement instable de Tizi-N'Béchar (wilaya de Sétif, Algérie), d'autre part. Cette recherche vise à examiner le rôle que peut jouer l'action sismique combinée à d'éventuelles actions géologiques et géomorphologiques, voire anthropiques, sur la stabilité de ces deux versants naturels urbanisés.

Les calculs effectués sur le versant pré-fissuré d'Aomar montrent que les causes de rupture du talus peuvent être multiples et les fissures présentes en amont de celui-ci ont probablement servi de catalyseur. Les résultats des calculs obtenus aussi bien sur le talus supposé non fissuré que fissuré confirment le mode d'effondrement global observé sur le terrain. Ils montrent en outre que le glissement de ce versant pré-fissuré résulte de l'action conjuguée de plusieurs facteurs négatifs liés aux propriétés géotechniques des sols et au régime hydraulique du site et probablement amplifiés par une légère secousse sismique.

Les calculs effectués sur le versant de Tizi-N'Béchar montrent qu'il est en équilibre critique, donc potentiellement instable. Parmi les solutions de confortement possibles, l'allègement en tête de ce versant et son remblaiement en pied apparaissent comme la technique la mieux adaptée, mais insuffisante sous l'action d'une légère secousse sismique associée à une nappe située à mi-hauteur de celui-ci. Aussi, le confortement du versant par inclusions de type clouage en tête et pieux en pied combinés éventuellement à un soutènement en contre-bas du versant s'impose.

Mots-clés : Versant, Glissement, Séisme, Simulation numérique, Calculs de stabilité, Confortement, Coefficient de sécurité, Règlement parasismique algérien.

ABSTRACT

This thesis presents and analyzes the results of a numerical simulation carried out by different approaches to analyze the causes of instability of the pre-cracked Aomar slope (Province of Bouira, Algeria), on the one hand, and in order to seek a solution reinforcement of the potentially instable Tizi-N'Béchar slope (Province of Sétif, Algeria), on the other hand. This research aims to examine the role that seismic action can play combined with possible geological and geomorphological, even anthropogenic, actions on the stability of these two urbanized natural slopes.

Calculations made on the pre-cracked Aomar slope show that the causes of slope rupture can be multiple and the cracks upstream of the slope likely served as a catalyst. Calculation results obtained on both assumed uncracked and cracked slope confirm the overall mode of collapse observed in the field. They also show that the landslide of this pre-cracked slope results from the combined action of several negative factors related to the geotechnical properties of the soil and the hydraulic regime of the site probably amplified by a slight earthquake.

Calculations made on the Tizi-N'Béchar slope show that it is in critical equilibrium, thus potentially unstable. Among the possible reinforcement solutions, upstream pickling and downstream filling of this slope appear to be the most appropriate technique, but insufficient under the action of a slight earthquake combined with a water table located at half-height of it. Reinforcement of this unstable urbanized slope by means of upstream nailing and downstream piling combined with an anchored wall at toe is thus necessary.

Keywords: Slope, Landslide, Earthquake, Numerical Simulation, Slope stability calculation, Reinforcement, Safety factor, Algerian seismic rules.

Liste des figures

Figure 1.1 - Morcèlement de la surface du globe en vastes zones stables, les plaques (lewebpedagogique, 2012)	6
Figure 1.2 - Schéma bilan de la structure interne du globe terrestre	6
Figure 1.3 - Mouvement des failles (Pecker, 1984).....	7
Figure 1.4 - Séisme d'Olympia, Washington, 1949 – composante S86 W (Pecker, 1984).....	10
Figure 1.5 - Phénomènes affectant la propagation des ondes sismiques (Bourdeau, 2005).....	11
Figure 1.6 - Cratère dû à une liquéfaction du sol : Loma Prieta earthquake 1989.....	12
Figure 1.7 - Chemins de contraintes suivis au cours des essais triaxiaux	14
Figure 1.8 - Courbes de cisaillement types des sols.....	14
Figure 1.9 - Définition des paramètres de résistance au cisaillement des sols à partir des résultats d'essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande (a) ou d'essais de cisaillement à l'appareil triaxial (b)	14
Figure 1.10 - Courbes d'état limite (C.E.L) et d'état critique (C.E.C) des modèles Cam-clay (Roscoe et Burland, 1968) et Mélanie (Mouratidis et Magnan, 1983)	15
Figure 1.11 - Courbe effort-déformation type dans un essai monotone	16
Figure 1.12 - Courbe effort-déformation type dans un essai cyclique	16
Figure 1.13 - Contexte géodynamique de la marge nord africaine (Argus et. <i>al.</i> , 1991, Source : eost.u-strasbg.fr, M. Meghraoui) cité par AFPS (2003)	18
Figure 1.14 - Faille de Thénia et localisation du séisme du 21 mai 2003	18
Figure 1.15 - Sismicité au XX ^{ème} siècle en Algérie (AFPS, 2003)	19
Figure 1.16 - Cartographie des zones sismiques de l'Algérie (Bezzeghoud et al., 1996) cité par AFPS (2003).....	19
Figure 1.17 - Cartes d'aléa sismique (AFPS, 2003)	19
Figure 1.18 - Principaux récents glissements de terrains mortels dans le monde (AFP/Anella RETA, 2017)	21
Figure 1.19 - Tracé approximatif de la faille du Vuache (source : © GEOPORTAIL 2007)	21
Figure 1.20 - Glissement du versant de Las Colinas au Salvador (USGS).....	22
Figure 1.21 - Dégâts observés sur la route départementale 21 (Bureau Central Sismologique Français)	22
Figure 1.22 - Glissements de terrain dans la région Darjeeling, en Inde (USGS).....	23
Figure 1.23 - Liquéfaction des sols de Christchurch en Nouvelle-Zélande	23
Figure 1.24 - Glissement de terrain à Kaikoura en Nouvelle-Zélande.....	24
Figure 1.25 - Maisons emportée par le passage d'un glissement de terrain à Hokkaido au Japon (AFP, 2018).....	24
Figure 2.1 - Typologie des glissements de terrains (Pilot, 1974)	27
Figure 2.2 - Caractères communs aux glissements rotationnels	28
Figure 2.3 - Etat des contraintes le long de la courbe de rupture	30
Figure 2.4 - Exemple de recherche du cercle de rupture le plus défavorable (Durville et Sève, 1996)	30
Figure 2.5 - Schéma type d'une rupture plane	32
Figure 2.6 - Schéma type d'une rupture circulaire (méthode des tranches)	33
Figure 2.7 - Types de rupture pris en compte dans les abaques de Hoek (1970)	34
Figure 2.8 - Abaques de stabilité de Hoek (1970)	36
Figure 2.9 - Forces pseudo-statiques apportées à un massif en pente	37
Figure 2.10 - Schéma de calcul selon la méthode de Huang (Huang et Yamasaki, 1993).	39
Figure 2.11 - Abaques de stabilité sous séisme selon la méthode de Huang.....	39

Figure 2.12 - Carte des zones sismiques de l'Algérie (RPA99, version 2003)	41
Figure 2.13 - Maillage de la pente avec une fissure de 4,5 m au sommet de la pente.....	48
Figure 2.14 - Mode de rupture d'une pente fissurée, à gauche fissures à travers la surface supérieure, et à droite fissures à travers la surface de la pente	49
Figure 2.15 - Facteur de stabilité pour différentes valeurs de φ et k_h	51
Figure 2.16 - Mécanisme de rupture utilisé	53
Figure 2.17 - Evaluation du facteur de stabilité en fonction de la pente pour différentes valeurs de l'angle de frottement du sol et des coefficients d'accélération sismique horizontal et vertical.....	54
Figure 3.1 - Plan de situation de la commune d'Aomar.....	58
Figure 3.2 - Aperçu des principaux dommages causés par le glissement d'Aomar	59
Figure 3.3 - Plan schématique d'implantation des essais in situ	60
Figure 3.4 - Coupe transversale passant par les trois sondages S1, S2 et S3.....	61
Figure 3.5 - Profil géotechnique du versant d'Aomar	61
Figure 3.6 - Précipitations moyennes annuelles dans la wilaya de Bouira	62
Figure 3.7 - Position du site par rapport au séisme du 21/05/2003 (AFPS 2003).....	63
Figure 3.8 - Profil géométrique considéré pour le versant non fissuré d'Aomar	64
Figure 3.9 - Profil géométrique considéré pour le versant fissuré d'Aomar	65
Figure 3.10 - Position de la surface de glissement critique à l'aide du logiciel Talren 4	67
Figure 3.11 - Position de la surface de glissement critique à l'aide du logiciel Plaxis 2D	68
Figure 3.12 - de la surface de glissement critique déterminée par la méthode de réduction de la résistance au cisaillement à l'aide du logiciel OptumG2.....	69
Figure 3.13 - Position de la surface de glissement critique déterminée par la théorie de l'analyse limite à l'aide du logiciel OptumG2	69
Figure 3.14 - Effet des caractéristiques géométriques liées au modèle de fissure	71
Figure 3.15 - Effet de la cohésion sur la stabilité du versant	73
Figure 3.16 - Effet de l'angle de frottement interne sur la stabilité du versant	73
Figure 3.17 - Effets des fluctuations du niveau phréatique sur la stabilité du versant.....	74
Figure 3.18 - Effet d'un chargement excessif en amont sur la stabilité du versant	75
Figure 3.19 - Effet d'un déchargement possible en aval sur la stabilité du versant	75
Figure 4.1 - Plan de situation de la ville de Tizi-N'Béchar (wilaya de Sétif, Algérie).....	79
Figure 4.2 - Précipitations annuelles dans la wilaya de Sétif entre 2006 et 2016.....	80
Figure 4.3 - Localisation de la ligne de rupture potentielle du versant.	82
Figure 4.4 - Localisation de la zone de plastification des sols en mouvement.....	82
Figure 4.5 - Localisation de la ligne de rupture du versant conforté par la méthode douce (calculs à l'aide du programme Talren 4)	84
Figure 4.6 - Localisation de la zone de plastification des sols en mouvement par la méthode douce (calculs à l'aide du code Plaxis 8.2)	85
Figure 4.7 - Profil du versant conforté et position de la ligne de rupture correspondant à une nappe phréatique affleurant le terrain naturel	86
Figure 4.8 - Profil du versant conforté et position de la ligne de rupture correspondant à l'effet du séisme pour des ouvrages d'importance vitale	86
Figure 4.9 - Profil du versant conforté et position de la ligne de rupture correspondant à un effet combiné : séisme et nappe phréatique	86
Figure 4.10 - Profil du versant renforcé par trois clous et valeur du coefficient de sécurité correspondante selon Talren	87
Figure 4.11 - Localisation de la zone plastification du versant renforcé par sept clous et valeur du coefficient de sécurité correspondante selon Plaxis	88
Figure 4.12 - Profil du versant renforcé et aménagé	88

Liste des tableaux

Tableau 1-1 - Echelle MSK (Medvedev, Sponheuer et Harnik, 1964)	9
Tableau 1-2 - Valeurs de K en fonction de l'indice de plasticité (Hardin-Black, 1968)	17
Tableau 1-3 - Coefficient d'amortissement critique β_{max}	17
Tableau 1-4 - Valeurs des accélérations maximales enregistrées par le CGS (AFPS, 2003)	20
Tableau 1-5 - Liste de séismes survenus en Algérie depuis 1954 à nos jours.....	25
Tableau 2-1 - Valeurs indicatives des caractéristiques mécaniques de quelques sols (Durville et Sève, 1996)	31
Tableau 2-2 - Expressions des facteurs d'angle X et de hauteur Y du talus.....	35
Tableau 2-3 - Zones sismiques (RPA99, version 2003)	40
Tableau 2-4 - Groupes d'ouvrages selon RPA99 (version 2003)	41
Tableau 2-5 - Catégories des sols (RPA99, version 2003)	41
Tableau 2-6 - Valeurs du coefficient d'accélération de zone A (RPA99, version 2003).....	42
Tableau 2-7 - Coefficients de sécurité recommandés pour les pentes renforcées.....	43
Tableau 3-1 - Caractéristiques moyennes de cisaillement des couches de sol	62
Tableau 3-2 - Valeurs des coefficients d'accélération de zone.....	63
Tableau 3-3 - Valeurs des coefficients pseudo-statiques horizontal et vertical considérées.....	64
Tableau 3-4 - Valeurs du coefficient de sécurité au glissement du versant d'Aomar	66
Tableau 3-5 - Valeurs du coefficient de sécurité pour différentes actions possibles.....	76
Tableau 4-1 - Valeurs considérées des paramètres de calcul	80
Tableau 4-2 - Valeurs du coefficient d'accélération de zone.....	81
Tableau 4-3 - Valeurs des coefficients pseudo-statiques horizontal et vertical considérées.....	81
Tableau 4.4 - Caractéristiques des clous utilisés	87

Notations & Symboles

A = coefficient d'accélération de zone

k_h = coefficient pseudo statique horizontal

k_v = coefficients pseudo statique vertical

V_p = vitesse de propagation des ondes longitudinales

V_s = vitesse de propagation des ondes de cisaillement

E = module d'élasticité (module d'Young)

ν = coefficient de Poisson

G = module de cisaillement (module de Coulomb)

c = cohésion du sol

c' = cohésion effective du sol

φ = angle de frottement interne du sol

φ' = angle de frottement interne effectif du sol

ψ = angle de dilatance

u = pression interstitielle

W = poids des terres

γ = poids volumique du sol

γ_d = poids volumique sec du sol

γ_{sat} = poids volumique saturé du sol

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ = contraintes principales majeure, intermédiaire et mineure

ΣMsf = Facteur de sécurité défini par le logiciel Plaxis

τ_{max} = résistance au cisaillement du sol intéressé par le glissement

τ = contrainte de cisaillement mobilisée

FS = coefficient de sécurité, facteur de sécurité

H = hauteur du talus

i = angle du talus

H_w = hauteur de la nappe,

β = angle de de plan de rupture

z_0 = profondeur de fissures

d_c = position de la fissure par rapport à la tête du talus

e_c = épaisseur de la fissure

h_c = profondeur de la fissure

SOMMAIRE

Introduction générale	1
-----------------------------	---

Synthèse bibliographique

Chapitre1 : Généralités sur les glissements de terrains sous sollicitations sismiques

1.1 Caractérisation du mouvement sismique	5
1.2 Mécanismes de rupture des pentes sous séisme.....	11
1.3 Comportement des sols fins et des massifs de sols en pente.....	13
1.4 Contexte géodynamique de l'Algérie	17
1.5 Quelques cas de glissements de terrains sous séisme	20
1.6 Conclusion	26

Chapitre 2 : Méthodes de calcul stabilité et techniques de stabilisation des pentes

2.1 Classification des glissements de terrains.....	27
2.2 Reconnaissance géotechnique des terrains en pente.....	29
2.3 Notion de coefficient de sécurité	30
2.4 Calculs de stabilité des pentes	31
2.5 Réglementation parasismique algérienne en vigueur	40
2.6 Techniques de stabilisation des pentes instables	42
2.7 Logiciels de calcul utilisés.....	45
2.8 Exemples d'études de stabilité sismique des pentes fissurées	47
2.9 Conclusion	55

Simulation numérique

Chapitre 3 : Analyse des facteurs d'instabilité du versant d'Aomar (wilaya de Bouira, Algérie)

3.1 Introduction.....	58
3.2 Description sommaire du versant d'Aomar.....	58
3.3 Calculs de stabilité effectués.....	64

3.4 Résultats des calculs et discussion	66
3.5 Analyse des causes probables de rupture du versant.....	72
3.6 Conclusion	76

Chapitre 4 : Analyse de stabilité et stabilisation du versant potentiellement instable de Tizi-N'Béchar (wilaya de Sétif, Algérie)

4.1 Introduction.....	79
4.2. Description sommaire du versant de Tizi-N'Béchar	79
4.3 Calculs de stabilité	81
4.4 Recherche d'une solution confortative du versant.....	82
4.5 Conclusion	89

Conclusion générale	90
----------------------------------	-----------

Références bibliographiques	92
--	-----------

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE

Les mouvements de terrains sont parmi les phénomènes géodynamiques les plus répandus et souvent les plus graves à la surface de la terre. Ils provoquent une modification naturelle et continue du relief et se produisent ou se réactivent de façon inopinée, notamment lors des tremblements de terre et/ou lors des périodes pluvieuses intenses avec des précipitations prolongées et de l'action conjuguée de facteurs géologiques et géomorphologiques divers. Les secousses sismiques, phénomène naturel souvent catastrophique, engendrent des instabilités de terrains et parfois des effondrements de structures se trouvant dans le voisinage immédiat. Ce phénomène constitue à l'heure actuelle l'une des préoccupations majeures des ingénieurs chargés de la conception parasismique des ouvrages.

Les glissements de terrains comptent parmi les mouvements de masse les plus spectaculaires et les plus fréquents dans le monde, dont l'apparition provoque des déformations à l'intérieur comme à l'extérieur de la croûte terrestre. Ils se développent dans des masses de sol meubles ou de roches argileuses tendres et se produisent dans des circonstances très variées, affectant des structures géotechniques artificielles (déblais, digues, barrages en terre, etc.) ou, tout simplement, des pentes naturelles. Parmi les exemples typiques en Algérie, on peut citer les glissements de terrains spectaculaires d'Alger (El-Biar), de la région de Tizi-Ouzou (Azazga, Ain-el-Hammam, Tighzirt), de Constantine (campus universitaire Ain-el-Bey) et de Bejaïa (nouvelle zone urbaine de Sidi-Ahmed, Bensedka et la mosquée de Sidi-Ouali), la région de Tissemsilt, la région de Souk-Ahras, etc.

Les causes d'instabilité des terrains en pente sont généralement multiples. Elles peuvent être dues soit à une augmentation des sollicitations (surcharges, suppression de la butée de pied des pentes, déforestation, séisme et autres sources de vibration), soit à une modification des caractéristiques mécaniques (perte de résistance par remaniement, fissures, failles) ou hydraulique (eau pluviales, fonte de neige, eau de ruissellement, fuites des eaux dans les retenues des digues en terre).

Les mécanismes de rupture par cisaillement des pentes naturelles ou artificielles, fissurées ou non fissurées, dépendent de la forme de la surface de glissement critique observée ou suspectée (glissements plans ou rotationnels). D'autres mécanismes de rupture par plastification et écoulement d'une partie de la masse de sol peuvent également exister (poinçonnement des remblais édifiés sur sols compressibles, phénomènes de coulées boueuses, de fluage, etc.).

Les dispositifs utilisés pour la stabilisation des pentes naturelles ou artificielles instables sont aussi nombreux et variés. Ils peuvent être de type géométrique, hydraulique ou mécanique. Ces techniques ne se différencient que par le coût et la facilité de leur mise en œuvre.

De nombreuses méthodes de calcul de stabilité des pentes non fissurées ont été proposées, dont une synthèse est donnée par certains chercheurs (Duncan 1996, Durville et Sève 1996, Yu et al. 1998, Abramson et al. 2002, Khemissa et al. 2006, Jibson 2011). Elles se différencient par les hypothèses adoptées par leurs auteurs (méthodes de calcul en équilibre limite, méthodes de calcul à la rupture, méthodes de calcul en déformation : analyse plastique) et par la facilité de leur mise en œuvre (calculs à l'aide d'abaques, calculs automatiques à l'aide d'ordinateurs). Cependant, ces méthodes s'accordent toutes à définir un coefficient de sécurité global selon lequel la stabilité de la pente étudiée est considérée comme assurée ou compromise, ou par des coefficients de sécurité partiels affectant, d'une part, les contraintes appliquées et, d'autre part, les propriétés mécaniques des sols.

La stabilité des pentes fissurées sous séisme a fait l'objet de nombreuses recherches théoriques et expérimentales à travers le monde, dont une rétrospective a été donnée par Jibson (2011) et une revue détaillée exposée par Zhang (2018). Parmi les publications récentes, on cite les travaux de Wang et al. (2011) sur l'influence des fissures sur la stabilité des pentes fissurées, les travaux de Ding et al. (2011) sur l'application de la théorie de l'analyse limite à l'étude de stabilité des pentes fissurées dues aux séisme, des travaux de Michalowski (2013) sur l'évaluation de l'effet de fissures sur la stabilité des pentes fissurées induites par le séisme, les travaux d'Utili (2013) sur l'évaluation de la stabilité des pentes fissurées par la théorie de l'analyse limite, les travaux de Li et Yang (2015) sur la prise en compte des non-linéarités de comportement et de la pression d'eau sur la stabilité des pentes fissurées, les travaux d'Utili et Abd (2016) sur la stabilité des pentes fissurées soumises à l'action sismique et de Zhang et al. (2016) sur la stabilité des pentes fissurées.

Les outils traditionnels utilisés pour traiter le problème de stabilité des pentes et des techniques de leur stabilisation reposent sur des approches statiques simples. Ces approches, bien que pratiques, ne sont pas rigoureuses car elles ne tiennent pas compte de l'action sismique sur les ouvrages en terre. L'évaluation sismique de la stabilité des pentes est généralement basée sur l'approche pseudo-statique. Cette approche, applicable aux contraintes totales et effectives, présente l'avantage d'être facile à comprendre et à appliquer. Les progrès récents dans les domaines de l'informatique et du calcul numérique conduisent à une meilleure maîtrise du problème de stabilité sismique des pentes.

C'est dans ce contexte que s'inscrit la présente thèse qui a pour objet d'analyser la stabilité des pentes sous chargement sismique à travers deux cas concrets, l'un portant sur l'analyse des causes probables de rupture du versant d'Aomar situé dans la wilaya de Bouira et, l'autre, portant sur la recherche d'une solution confortative adéquate du versant instable de Tizi-N'Béchar situé dans la wilaya de Sétif.

Ce mémoire comporte quatre chapitres répartis comme suit :

- Le premier chapitre comporte une synthèse bibliographique traitant de la caractérisation du mouvement sismique, des mécanismes de rupture des pentes sous séisme, du comportement des sols et des massifs de sol en pente sous sollicitations monotones et cycliques et de quelques cas pathologiques en relation avec les glissements de terrain suite aux tremblements de terre survenus dans le monde.

- Le deuxième chapitre comporte une synthèse bibliographique traitant de la classification des glissements de terrains, des méthodes de reconnaissance géotechniques des massifs de sols en pente, des méthodes de calculs de la stabilité des talus sans ou sous séisme, de la réglementation parasismique algérienne en vigueur et de quelques études de stabilité des pentes fissurées et non fissurées publiées ces dernières années à travers le monde.
- Le troisième chapitre présente les résultats d'analyse des causes probables de rupture d'un versant situé dans la commune d'Aomar (wilaya de Bouira, Algérie) à proximité de la RN20. Après description sommaire du site, on expose les conditions retenues pour les calculs de stabilité et leur mise en œuvre, on analyse ensuite les principaux facteurs d'instabilité du versant liés aux propriétés mécaniques des sols, aux conditions climatiques et aux effets sismiques probables.
- Le quatrième chapitre présente les résultats d'analyse de la stabilité d'un versant potentiellement instable situé dans la commune de Tizi-N'Béchar (wilaya de Sétif, Algérie) à proximité de la RN9 et de proposer une solution adéquate pour son confortement. On présente d'abord une description sommaire du site étudié, on expose ensuite les conditions retenues pour les calculs de stabilité et leur mise en œuvre. On discute enfin quelques solutions de confortement du versant permettant de parer à d'éventuelles instabilités liées aux propriétés mécaniques des sols, aux conditions hydrogéologiques et aux effets sismiques probables du site.

Le mémoire se termine par une conclusion générale et la liste des références bibliographiques exploitées.

1^{ère} PARTIE

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

GENERALITES SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAINS SOUS SOLLICITATIONS SISMQUES

1.1 CARACTERISATION DU MOUVEMENT SISMQUE

La résolution des problèmes de construction des ouvrages, qui pourraient résister dans une certaine marge de risque admissible à d'éventuelles secousses sismiques, est une préoccupation majeure des bureaux d'études. Ceci ne peut se faire sans une bonne connaissance des caractéristiques du mouvement sismique et une meilleure estimation du mouvement sismique maximum probable et son avènement dans l'espace et dans le temps. Pour être en mesure de construire dans les zones sismiques, il est nécessaire d'identifier ces zones et donc de comprendre le mécanisme générateur des séismes, puis de caractériser un séisme par un certain nombre de grandeurs directement mesurables et utilisables par l'ingénieur.

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.

1.1.1 Mécanismes de génération des séismes

Les séismes, dans leur quasi-totalité, sont dus aux mouvements des plaques tectoniques terrestres (figure 1.1). 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.

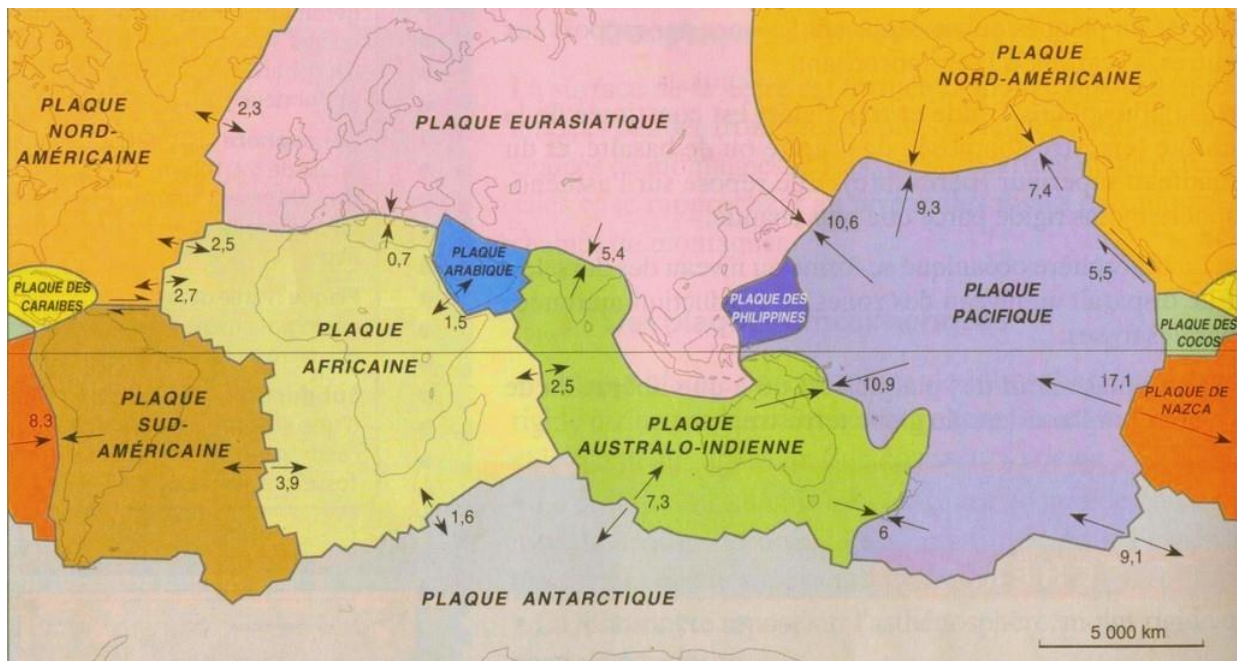


Figure 1.1 - Morcèlement de la surface du globe en vastes zones stables, les plaques (lewebpedagogique, 2012)

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 1.2). 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).

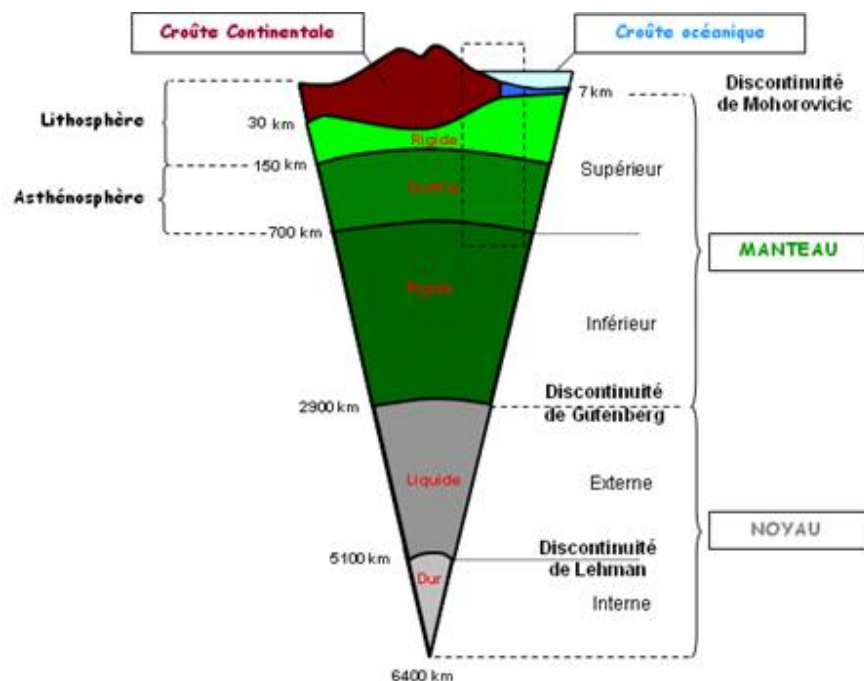


Figure 1.2 - Schéma bilan de la structure interne du globe terrestre (lewebpedagogique, 2012)

1.1.2 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 1.3). 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 en est l'exemple type.

On distingue généralement trois mécanismes de rupture :

- un mécanisme de 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 ;
- un mécanisme de 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 ;
- un mécanisme de 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.

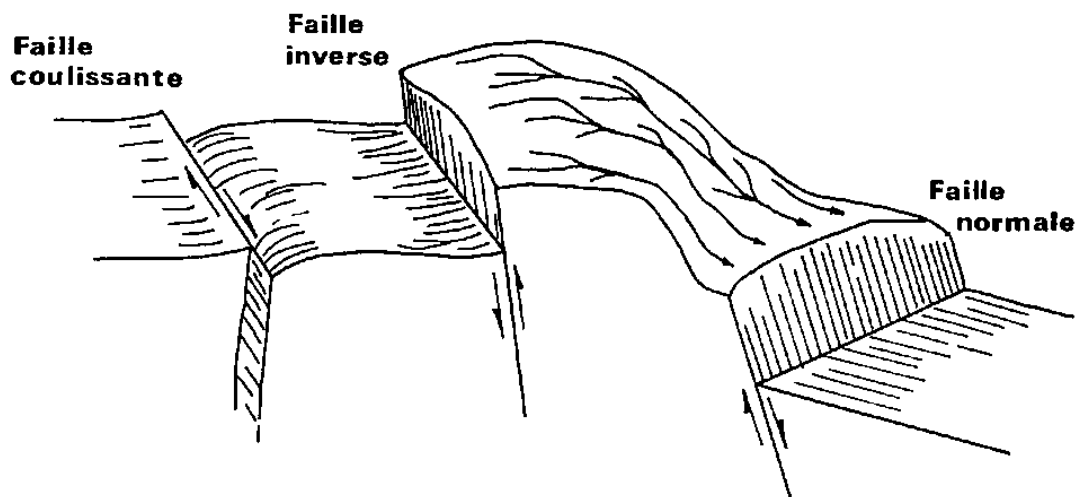


Figure 1.3 - Mouvement des failles (Pecker, 1984)

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.

1.1.3 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 :

- les 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 des extensions successives. Ces ondes sont généralement à haute fréquence et les premières à atteindre les ouvrages ;
- les 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). Ces ondes sont à plus basse fréquence, mais possèdent de plus grandes amplitudes et sont responsables de la grande majorité des dommages occasionnés aux bâtiments.

On distingue deux types d'ondes de surface :

- les ondes de Rayleigh (ondes R) 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 ;
- les ondes de Love (ondes L) 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.

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 montre que les vitesses de propagation des ondes sismiques primaires et secondaires sont données respectivement par les deux expressions suivantes :

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

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

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

1.1.4 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 pour chaque intensité sismique les dégâts engendrés par le séisme (tableau 1.1).

Tableau 1-1 - Echelle MSK (Medvedev, Sponheuer et Harnik, 1964)

Intensité	Effets	Accélération maximale au sol (xg)
I	Secousse non perceptible	-
II	Secousse à peine perceptible	<0,003
III	Secousse faible ressentie de façon partielle	0,003 – 0,007
IV	Secousse largement ressentie	0,007 – 0,015
V	Secousse entraînant le réveil des dormeurs	0,015 – 0,030
VI	Secousse engendrant la frayeur	0,030 – 0,070
VII	Secousse suivie de dommages aux constructions	0,070 – 0,150
VIII	Secousse occasionnant des destructions de bâtiments	0,150 – 0,300
IX	Secousse avec des dommages généralisés aux bâtiments	0,300 – 0,700
X	Secousse avec destructions généralisées de bâtiments	0,700 – 1,500
XI	Secousse avec des situations catastrophe	1,500 – 3,000
XII	Secousse provoquant un changement de paysage	3,000 – 7,000

Les grandeurs maximales (accélération $a_{\max}$, vitesse V et déplacement d) déduits d'un sismogramme (figure 1.4) sont pris en compte pour caractériser la violence d'un séisme, mais ne sont pas à elles seules caractéristiques de celui-ci. On notera que 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.

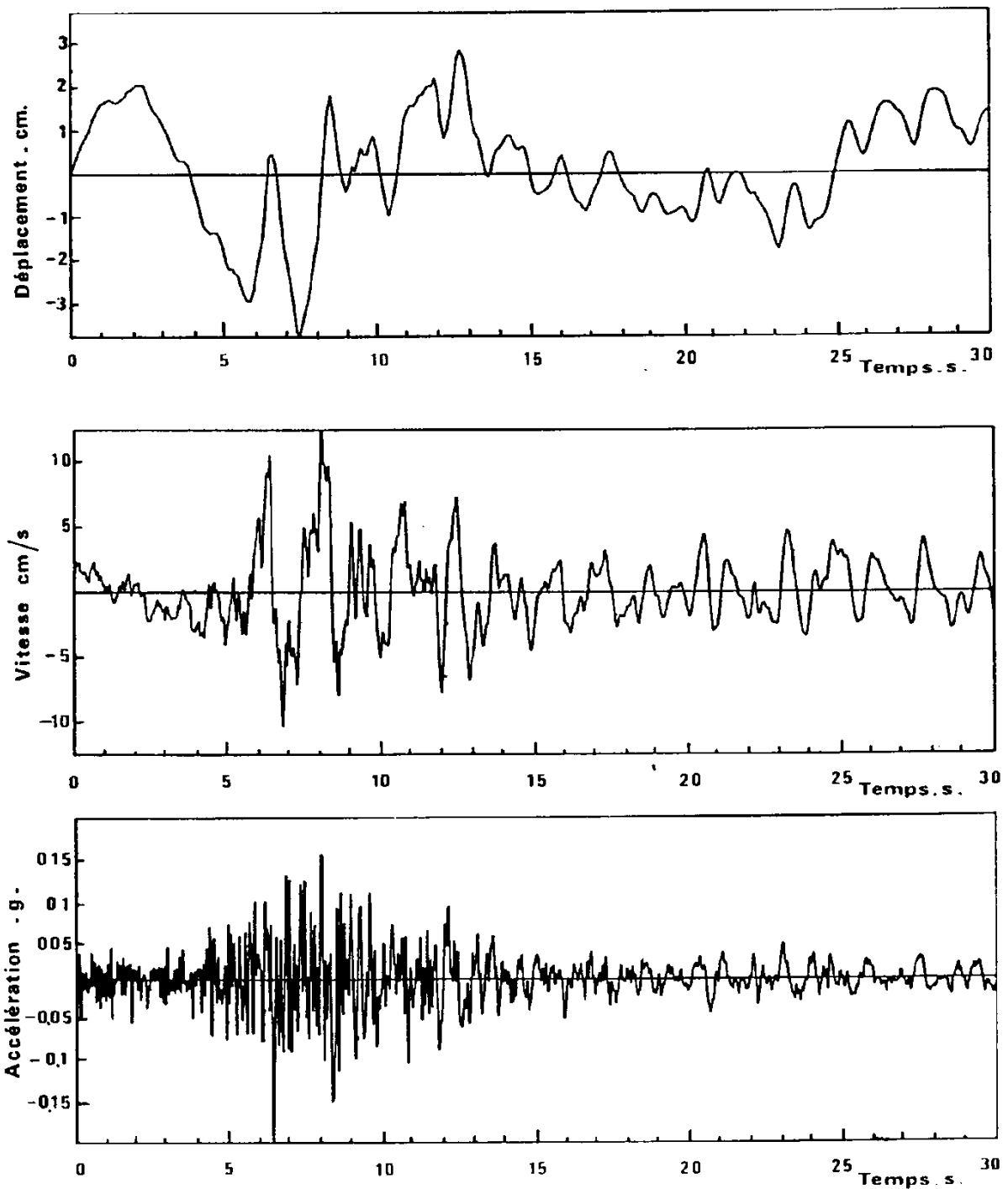


Figure 1.4 - Séisme d'Olympia, Washington, 1949 – composante S86 W (Pecker, 1984)

1.1.5 Facteurs influençant le mouvement sismique

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, des conditions topographiques, interaction sol-structure).

La figure 1.5 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 la source notés S ; de la propagation notés P ; et du site notés G.

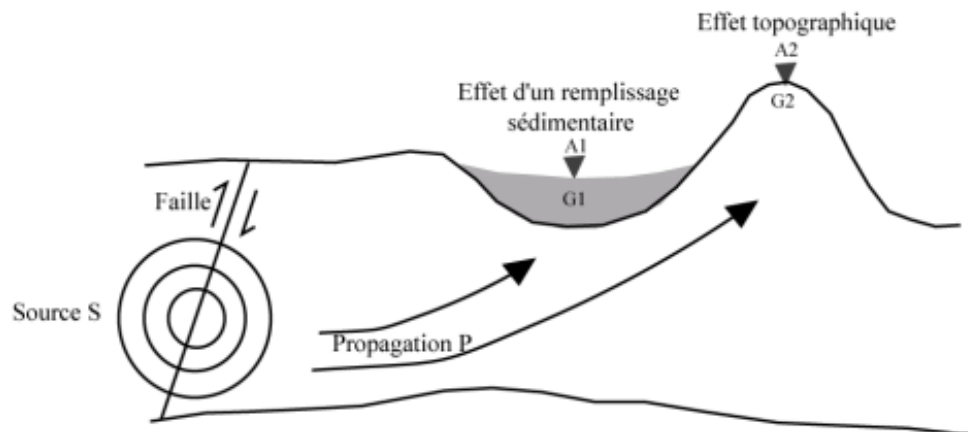


Figure 1.5 - Phénomènes affectant la propagation des ondes sismiques (Bourdeau, 2005)

1.2 MECANISMES DE RUPTURE DES PENTES SOUS SEISME

1.2.1 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 les séismes :

- les glissements de terrains semblables à ceux dus à d'autres causes (chargement en tête, déchargement en pied, surpressions interstitielles importantes, etc.) ;
- les glissements de terrains latéraux qui se produisent parfois dans des ouvrages géotechniques (remblais, digues et barrages en terre) ;
- les phénomènes de liquéfaction des sols, notamment des sables fins saturés, qui provoquent des désordres dans les fondations des 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. Des effets de site peuvent aussi conduire à l'amplification des accélérations sismiques même dans les régions qui ne présenteraient, en conditions statiques, aucune instabilité.

1.2.2 Mécanismes de liquéfaction des sols

Le phénomène de liquéfaction des sols constitue l'élément principal du comportement dynamique des fondations et des ouvrages en terre. 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 durant 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. La figure 1.6 présente un cratère dû à la liquéfaction du sol suite au séisme de Loma Prieta (USA) survenu le 17/10/1989 avec une magnitude $M_w=7,1$ sur l'échelle Richter.



Figure 1.6 - Cratère dû à une liquéfaction du sol : Loma Prieta earthquake 1989
(Source : <https://depts.washington.edu/liqefy/html/quakes/loma/loma.html>)

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 loëss et les sols loëssiques 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 loëss 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 loëss associée à une augmentation de la pression interstitielle.

1.2.3 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.

1.3 COMPORTEMENT DES SOLS FINS ET DES MASSIFS DE SOLS EN PENTE

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 sont 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 leur identification 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) à partir des résultats d'essais in situ et/ou de laboratoire.

1.3.1 Comportement sous sollicitations monotones

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'où 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.

a/ Paramètres de résistance au cisaillement des sols

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 au cours du cisaillement. La figure 1.7 présente divers chemins de contraintes qui peuvent être suivis au cours des essais triaxiaux (a/consolidation isotrope, b/consolidation anisotrope, c/compression triaxiale, d/extension triaxiale). Il n'existe pas donc une résistance au

cisaillement propre à un sol donné, mais une infinité de résistances au cisaillement qui dépendent du chemin de contraintes effectives suivi. Cependant, il existe une position critique à laquelle correspond une valeur maximale de cette résistance : c'est la résistance critique ou de rupture par cisaillement.

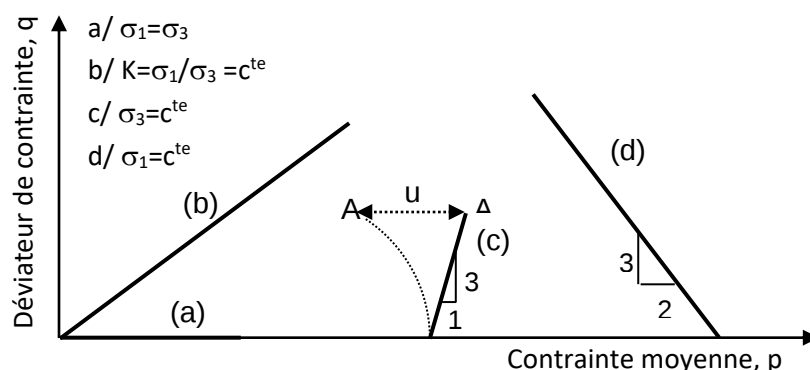


Figure 1.7 - Chemins de contraintes suivis au cours des essais triaxiaux

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 1.8.). Les paramètres de résistance au cisaillement (cohésion c et angle de frottement φ) 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 1.9).

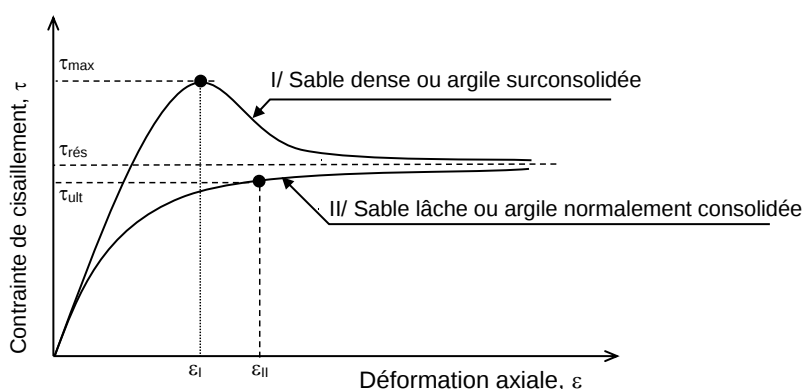


Figure 1.8 - Courbes de cisaillement types des sols

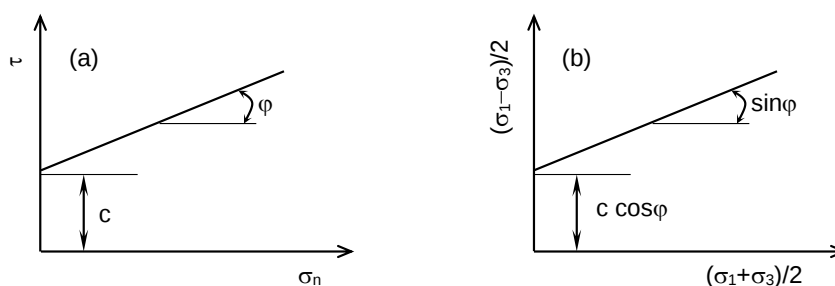


Figure 1.9 - Définition des paramètres de résistance au cisaillement des sols à partir des résultats d'essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande (a) ou d'essais de cisaillement à l'appareil triaxial (b)

b/ Concepts d'état limite et d'état critique

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., 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., 1982, Khemissa et al., 1993, etc.).

c/ Modèles de comportement associés

Les modèles de comportement associés aux concepts d'état limite et d'état critique reposent sur des approches élastoplastique 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 élastoplastique 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 (figure 1.10).

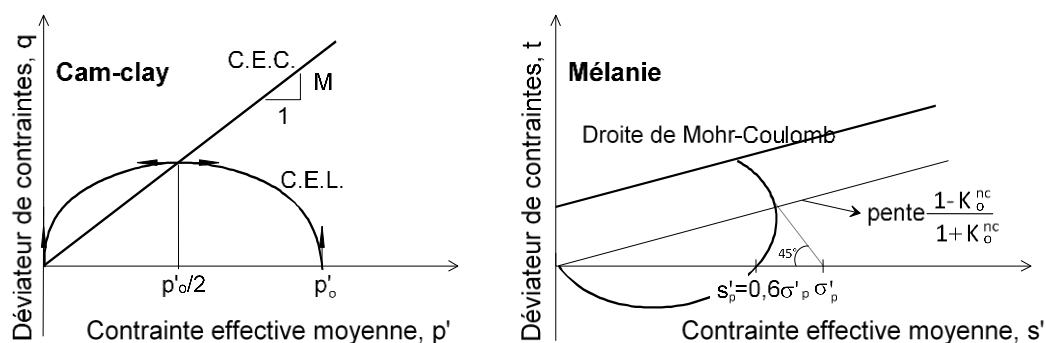


Figure 1.10 - Courbes d'état limite (C.E.L.) et d'état critique (C.E.C) des modèles Cam-clay (Roscoe et Burland, 1968) et Mélanie (Mouratidis et Magnan, 1983)

1.3.2 Comportement sous sollicitations cycliques

L'étude du mouvement sismique a mis en évidence l'importance de la nature des couches géologiques de surface sur ses caractéristiques. Ainsi, l'étude du comportement des sols sous chargement cyclique constitue une étape essentielle du génie parasismique. Une description complète du comportement des sols est obtenue si, partant d'un état

d'équilibre caractérisé par un champ de contrainte σ et un champ de déformation ε , il est possible de déterminer le nouvel état de déformation correspondant à l'application d'un incrément de contrainte $d\sigma$. La relation entre les champs de contrainte et de déformation constitue la loi de comportement (figures 1.11 et 1.12). Cette loi peut être obtenue dans le cadre d'une théorie donnée : élasticité, viscoélasticité, plasticité. Cependant, une approche plus expérimentale et plus pragmatique est souvent employée en dynamique des sols.

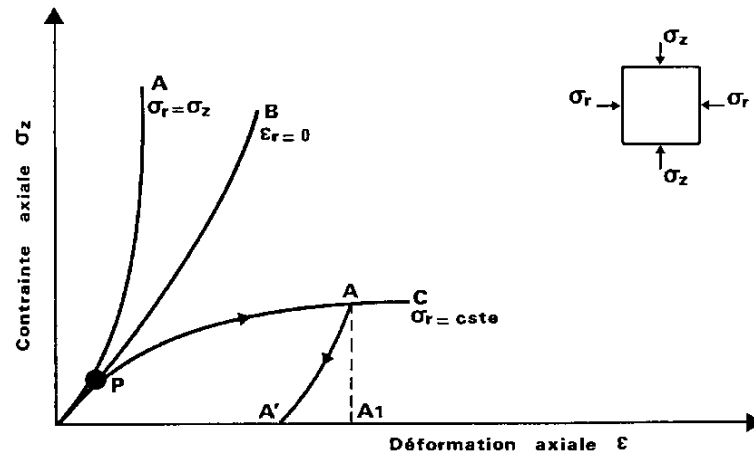


Figure 1.11 - Courbe effort-déformation type dans un essai monotone

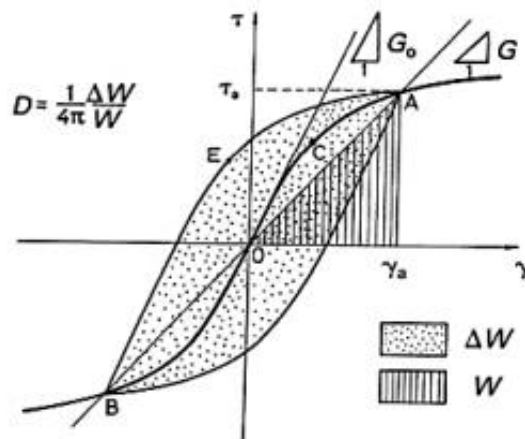


Figure 1.12 - Courbe effort-déformation type dans un essai cyclique

a/ Modèles de comportement associés

Les modèles de comportement associés sont formulés en contraintes effectives, puisque le comportement des sols est régi par ces contraintes. Leur validation est faite sur la base d'une série de tests sous des chemins de contraintes différents de ceux ayant servi à les établir. Les plus simples d'entre eux ne font intervenir qu'un nombre limité de paramètres corrélables ou directement mesurable à partir des résultats d'essais courants de laboratoire. On distingue les modèles de comportement linéaires (modèle élastique de Hooke, modèle viscoélastique linéaire de type Kelvin-Voigt) et les modèles de comportement non linéaires (modèle hyperbolique de Duncan, modèle élastoplastique d'Iwan).

b/ Caractéristiques dynamiques

On distingue :

- le module de cisaillement maximum G_{max} défini par l'une des relations suivantes :

- pour les sables (Hardin et Black, 1968) :

$$G_{max} = \begin{cases} \frac{6908(2,17 - e_o)}{1 + e_o} \sqrt{\sigma'_0} & (\text{sables roulés}) \\ \frac{3230(2,97 - e_o)}{1 + e_o} \sqrt{\sigma'_0} & (\text{sables anguleux}) \end{cases}$$

- pour les argiles (Hardin et Drnevich, 1972) :

$$G_{max} = \frac{3230(2,97 - e_o)}{1 + e_o} (OCR^K) \sqrt{\sigma'_0}$$

où σ'_0 désigne la contrainte effective moyenne du sol en place, e_o son indice des vides en place, $OCR = \sigma'_p / \sigma'_{vo}$ le rapport de surconsolidation et K une constante fonction de l'indice de plasticité (tableau 1.2) ; σ'_p et σ'_{vo} étant respectivement la pression de préconsolidation du sol et le poids des terres.

- 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 (tableau 1.3).

Tableau 1-2 - Valeurs de K en fonction de l'indice de plasticité (Hardin-Black, 1968)

Indice de plasticité, I_p (%)	0	20	40	60	80	≥ 100
K	0	0,18	0,30	0,41	0,48	0,50

Tableau 1-3 - Coefficient d'amortissement critique β_{max}

Type de sol	β_{max} (%)
Sable propre et sec	$33 - 1,5 \log N$
Sable propre et saturé	$28 - 1,5 \log N$
Argile saturée	$31 - (3 + 0,03f(\sigma_m/p_a)^{0,5} + 1,5f^{0,5} - 1,5 \log N)$

1.4 CONTEXTE GEODYNAMIQUE DE L'ALGERIE

Cette partie s'appuie beaucoup sur le rapport de l'Association française de génie parasismique, AFPS) rédigé suite au tremblement de terre de Boumerdès en 2003.

L'Algérie est divisée en deux unités tectoniques majeures séparées par la faille sud-atlasique. Le nord du pays porte l'empreinte de la tectonique alpine, tandis que le sud formé par la plate-forme saharienne est relativement stable et la tectonique y est moins prononcée. Par ailleurs, l'Algérie est située sur une limite majeure entre deux plaques tectoniques : la plaque eurasiennne et la plaque africaine. Le séisme du 21 mai 2003 est lié à un contexte tectonique compressif créé par la remontée nord-ouest de la plaque africaine

contre la plaque eurasienne. D'après le modèle global (Argus et *al.*, 1991), la vitesse de raccourcissement entre les deux plaques est estimée entre 5 et 6 mm/an dans la région d'Alger (figure 1.13). L'affrontement entre les deux plaques a donné naissance notamment à la chaîne de l'Atlas Tellien. Ce massif forme une zone complexe constituée de nappes mises en place au Miocène inférieur.

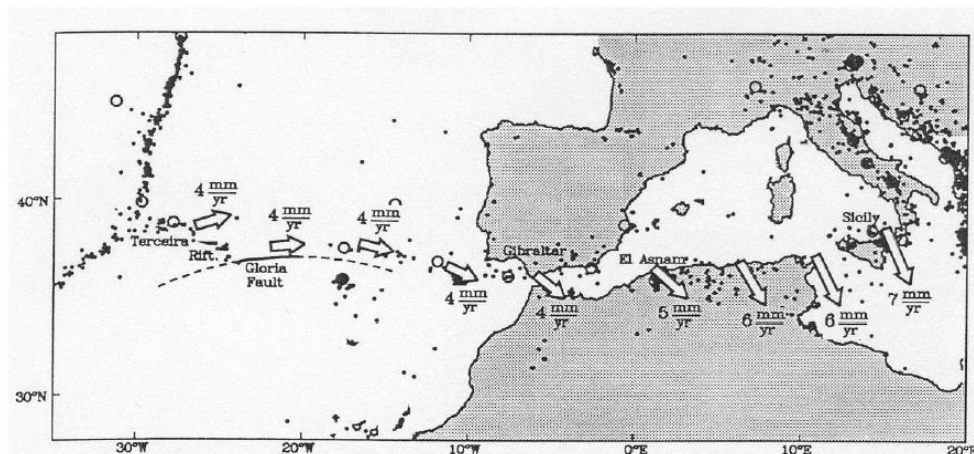


Figure 1.13 - Contexte géodynamique de la marge nord africaine (Argus et *al.*, 1991, Source : eost.u-strasbg.fr, M. Meghraoui) cité par AFPS (2003)

La tectonique est celle de la collision Afrique-Europe et le nord de l'Algérie a été victime de nombreux séismes qui sont majoritairement des séismes en faille inverse en accord avec le mouvement général de compression à la frontière des plaques tectoniques Eurasie et Afrique. Les cartes sismotectoniques disponibles pour le nord de l'Algérie font état de deux types de failles. D'une part, des failles décrochantes dont la faille de Thénia (figure 1.14.) et, d'autre part, des failles en compression avec des prolongements marins probables. Ainsi, les failles bordant la Mitidja et le Sahel se continueraient en mer au large de la côte entre Boumerdès et Dellys. La figure 1.15 rassemble les principaux séismes survenus en Algérie et les magnitudes correspondantes. La figure 1.16 cartographie les zones sismiques du nord de l'Algérie en fonction de l'intensité sismique observée. La figure 1.17 présente la carte d'aléa sismique pour une partie du nord de l'Algérie.

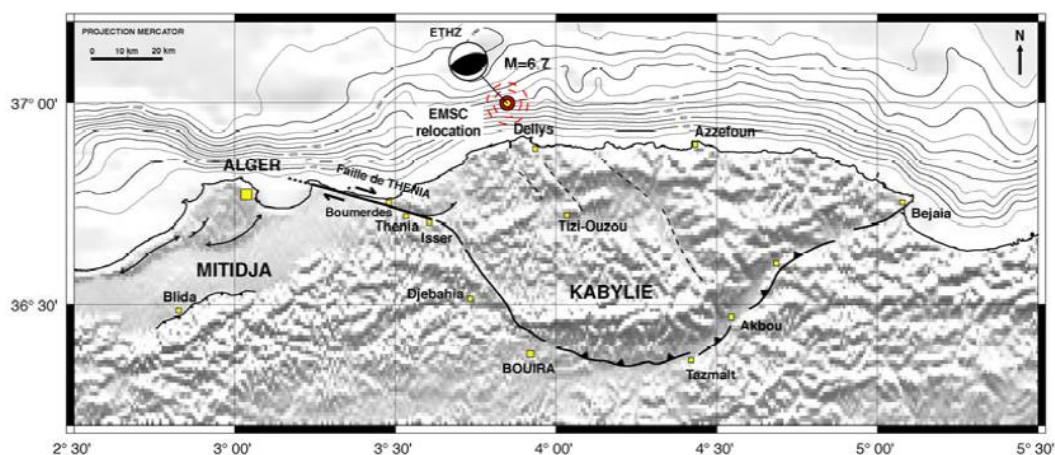


Figure 1.14 - Faille de Thénia et localisation du séisme du 21 mai 2003 (<http://eost.u-strasbourg.fr>)

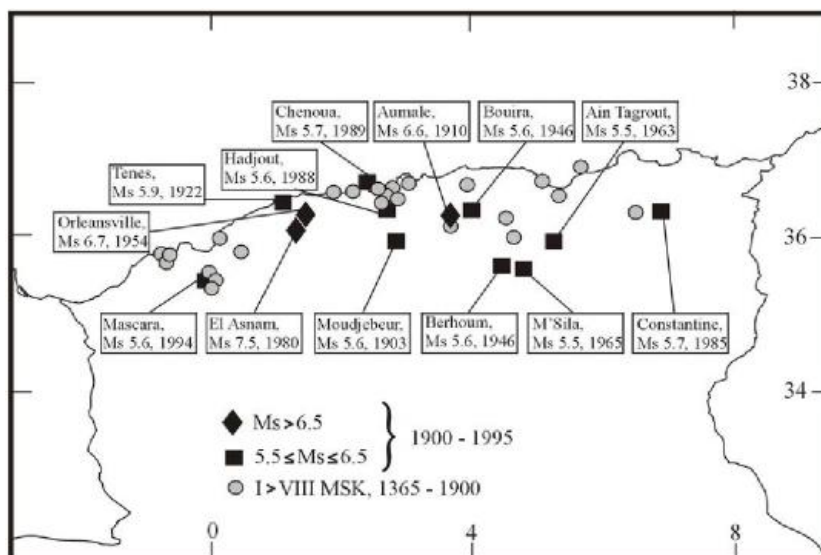


Figure 1.15 - Sismicité au XX^{ème} siècle en Algérie (AFPS, 2003)

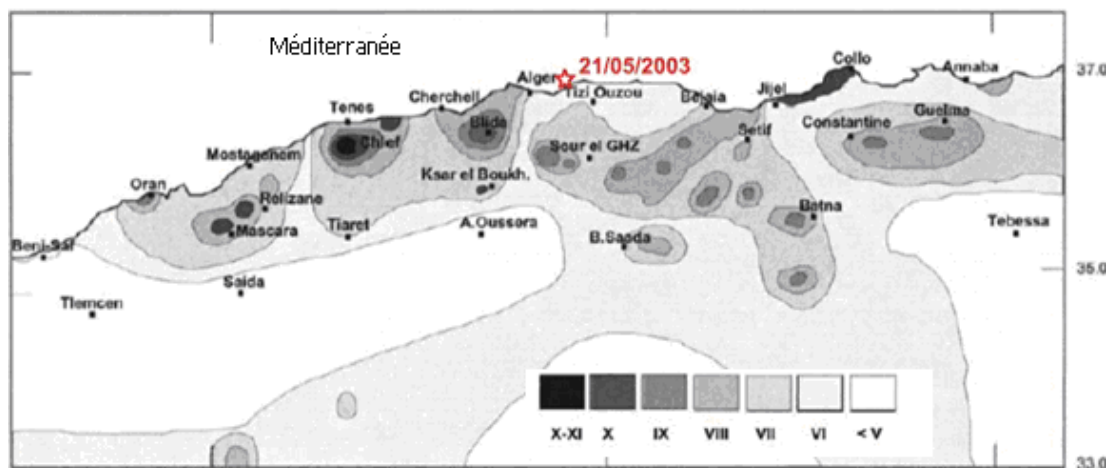


Figure 1.16 - Cartographie des zones sismiques de l'Algérie (Bezzeghoud et al., 1996) cité par AFPS (2003)

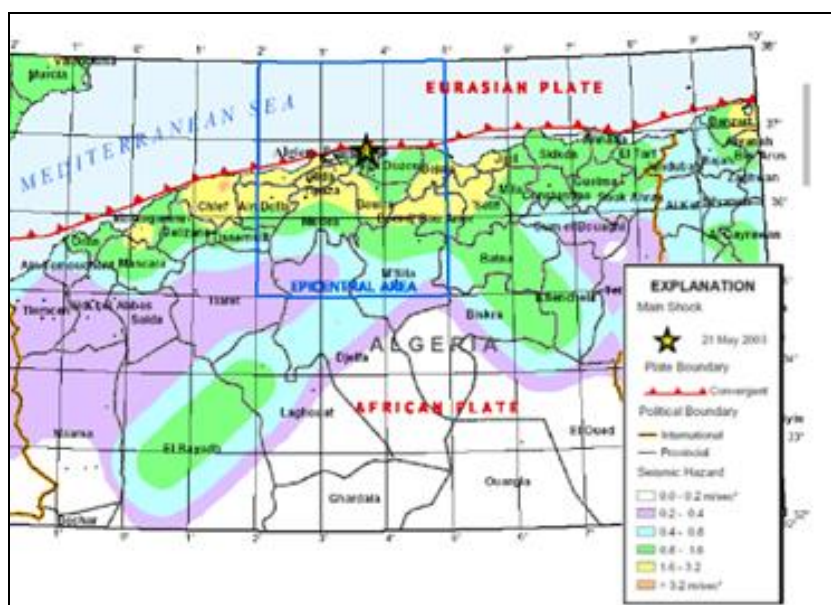


Figure 1.17 - Cartes d'aléa sismique (AFPS, 2003)

Le tableau 1.4 rassemble les valeurs des accélérations maximales enregistrées par le CGS dans la plaine de Mitidja (bassin du type intra montagneux dont la série sédimentaire s'étend du Jurassique au Miocène).

Tableau 1-4- Valeurs des accélérations maximales enregistrées par le CGS (AFPS, 2003)

Station	Distance (km)	Est-Ouest (xg)	Nord-Sud (xg)	Verticale (xg)	Fréquence dominante
Keddara 1	20	0,34	0,24	0,26	4 Hz
Keddara 2	20	0,58	0,22	0,35	
Hussein Dey	36	0,27	0,23	0,09	
Dar El Beida	29	0,52	0,46	0,16	
El Afroun	86	0,16	0,09	0,03	
Blida	72	0,046	0,038	0,028	

Les premiers enregistrements sismographiques effectués dans la région de Boumerdès (station N°1 à Keddara) lors de la réplique du 27/05/2003 de magnitude M=5.5 donnent les accélérations suivantes :

- Composante Est-Ouest : 0,29g
- Composante Verticale : 0,4g
- Composante Nord-Sud : 0,13g

où $g=9,8 \text{ m/s}^2$ désigne l'accélération de la pesanteur.

On notera une accélération verticale plus élevée que les accélérations horizontales. Ceci s'explique par le fait que la station d'enregistrement se trouve en champ proche où il est admis qu'à ce niveau la verticale peut être supérieure aux autres, dans un contexte de faille inverse.

1.5 QUELQUES CAS DE GLISSEMENTS DE TERRAINS SOUS SEISME

Les glissements de terrain constituent l'un des risques naturels les plus fréquents dans toutes les régions du monde, affectant aussi bien les pentes naturelles que les ouvrages anthropiques (remblais, digues et barrages en terre). Ils causent chaque année d'énormes pertes en vie humaine que matérielle.

1.5.1 Répartition géographique à l'échelle du globe

Les instabilités de terrains affectent toutes les régions sismiques du monde (figure 1.18). 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'instabilités, ont toutefois connu plusieurs événements de ce type (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.

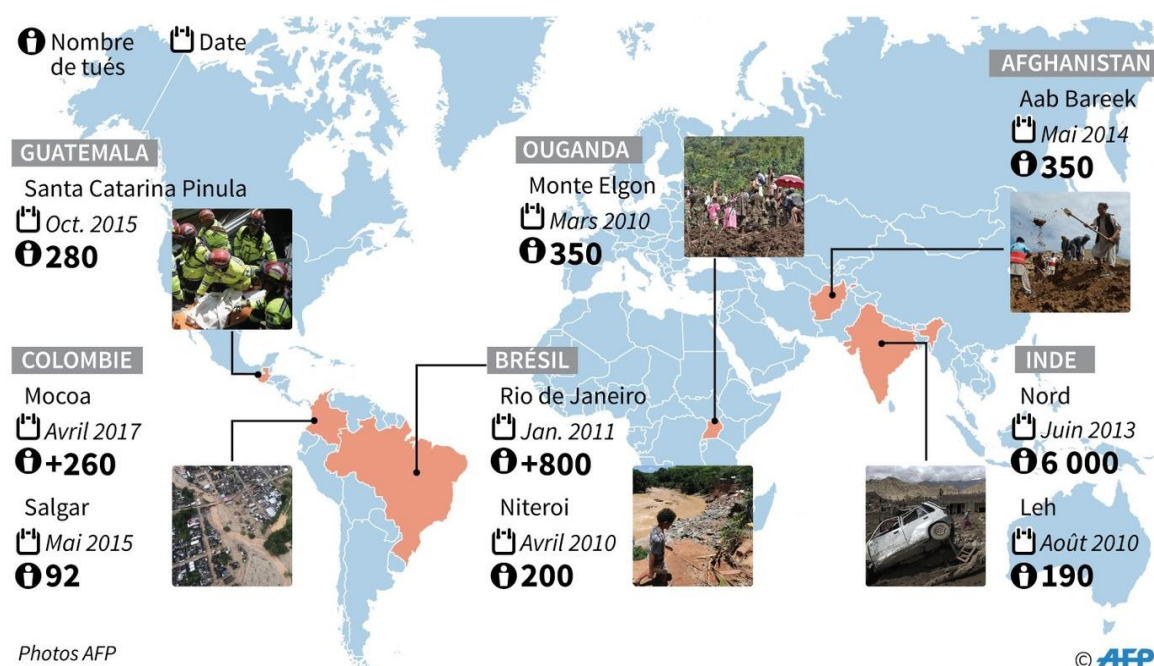


Figure 1.18 - Principaux récents glissements de terrains mortels dans le monde (AFP/Anella RETA, 2017)

1.5.2 Exemples de glissement survenus sous séisme dans le monde

On se restreint à ne décrire ci-après que quelques cas de glissements sous séisme survenus à travers le monde.

a/ Glissement de terrain d'Epagny dans la région Rhône Alpes en France (1996)

Le 15/07/1996, un séisme de magnitude $M_w=5,3$ s'est produit à Epagny. Il résulte d'une rupture sur la faille du Vuache à 5km au nord-ouest d'Annecy. Il a provoqué un glissement en surface sur une distance de 5 km (figure 1.19).



Figure 1.19 - Tracé approximatif de la faille du Vuache (source : © GEOPORTAIL 2007)

b/ Mouvement de versant de Las Colinas au Salvador (2001)

Le 13/01/2001, un fort séisme d'une magnitude $M_w=7,6$ sur l'échelle de Richter, a agité le Salvador (région des Caraïbes). Le séisme dont l'épicentre se situait à 110 km au sud-est de la capitale San Salvador, à une profondeur de l'ordre de 50 à 60 km, est associé à la subduction de la plaque Cocos. Ce tremblement de terre a entraîné également de nombreux glissements de terrain, dont celui de Las Colinas (figure 1.20), littéralement recouverte par une montagne de terre ayant enterré plus de 500 habitations et 400 maisons dans la zone résidentielle de la nouvelle San Salvador, aussi appelée Santa Tecla (USGS, 2001).



Figure 1.20 - Glissement du versant de Las Colinas au Salvador (USGS)

c/ Glissement des îles des Saintes en Guadeloupe (2004)

Le dimanche 21/11/2004, un séisme de magnitude $M_w=6,3$ a ébranlé la Guadeloupe. L'épicentre se situait au sud de l'Archipel entre les îles des Saintes et la pointe nord de la Dominique (figure 1.21). La secousse a fait une victime et des dégâts importants aux Saintes.



Fissures sur la route départementale 213 (Terre de Bas)



Chutes de bloc sur la route départementale 213 (Terre de Bas)

Figure 1.21 - Dégâts observés sur la route départementale 21 (Bureau Central Sismologique Français)

d/ Glissement de terrain dans la région du Darjeeling en Inde (2011)

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 $M_w=6,9$ (figure 1.22).



Figure 1.22 - Glissements de terrain dans la région Darjeeling, en Inde (USGS)

e/ Liquéfaction des sols de Christchurch en Nouvelle-Zélande (2011)

Le phénomène de liquéfaction des sols à Christchurch en Nouvelle Zélande en date du 21/03/2011 ne semble pas concerner que les sols sablonneux. Il a même touché les chaussées goudronnées (figure 1.23).



Figure 1.23 - Liquéfaction des sols de Christchurch en Nouvelle-Zélande

f/ Glissement de Kaikoura, New Zeland (2016)

Un glissement de terrain spectaculaire recouvre une section de la route nationale n°1 près de Kaikoura , en Nouvelle-Zélande, suite à un puissant tremblement de terre survenu le 14/11/2016 avec une magnitude $M_w=7,8$ sur l'échelle Richter.



Figure 1.24 – Glissement de terrain à Kaikoura en Nouvelle-Zélande

(Source : <https://www.abc.net.au/news/2016-11-14/a-landslide-covers-a-section-of-highway-kaikoura/8024368>)

e/ Glissement de terrain à Hokkaido au Japon (2018)

Le séisme de magnitude $M_w=6,6$ qui a frappé l'île d'Hokkaido au nord du Japon le 06/09/2018, a fait au moins 18 personnes mortes et quelques 300 blessés. Cette catastrophe a provoqué d'énormes glissements de terrain emportant des maisons dans leur passage (figure 1.25).



Figure 1.25 - Maisons emportée par le passage d'un glissement de terrain à Hokkaido au Japon (AFP, 2018)

1.5.3 Séismes et glissements de terrain en Algérie

Les dégâts importants observés dans les infrastructures et les pertes en vie humaine qui s'en suivent à cause des instabilités de terrains d'origine sismique se localisent dans les régions montagneuses à pentes raides et surpeuplées du nord du pays. Le tableau 1.5 donne la liste des séismes survenus en Algérie depuis 1954 à nos jours. On retiendra plus particulièrement les dommages causés par deux séismes majeurs : le séisme de Chlef (ex. El-Asnam) en 1980 et le séisme de Boumerdès en 2003.

Les glissements de terrain en Algérie sont très communs dans les zones épacentrales des séismes. Toutefois, leur nombre et leur importance sont fonction de la magnitude du séisme. Lors du séisme de Boumerdès de 2003, à titre d'exemple, on a observé deux types de déformations cosismiques (Bouhaddad, 2005) :

- le soulèvement de la côte entre Boumerdès et Dellys avec un maximum de 0,7 m à Zemmouri ;
- les déformations induites dont les instabilités de terrain de type glissements, éboulements rocheux, déplacements latéraux et liquéfaction, qui ont été à l'origine d'un certain nombre de désordres causés aux infrastructures routières, notamment les chaussées, mais aussi de légers désordres aux ports de Zemmouri et autres parapets à Cap-Djinet.

Tableau 1-5 - Liste de séismes survenus en Algérie depuis 1954 à nos jours
(source : CRAAG & Wikipedia)

Date	Lieu	Magnitude
09/09/1954	Chlef (ex. Orléanville)	6,7
12/02/1960	Béjaïa	5,6
21/02/1960	M'sila	5,6
01/01/1965	M'sila	5,5
24/11/1973	Mansourah	5,1
10/10/1980	Chlef (ex. El-Asnam)	7,3
27/10/1985	Constantine	5,9
31/10/1988	El-Affroun	5,4
29/10/1989	Dj. Chenoua	6,0
18/08/1994	Mascara	5,6
04/09/1996	Alger	5,7
22/12/1999	Ain-Témouchent	6,1
10/11/2000	Béni-Ourlane (Sétif)	5,7
21/05/2003	Boumerdès	6,8
27/05/2003	Alger	5,6
20/03/2006	Laâlam (Kherrata)	5,8
22/08/2007	Médéa	5,2
08/07/2007	Touggourt	5,1
14/05/2010	Béni-Ilmane (M'sila)	5,2
29/05/2016	Médéa	5,3
05/03/2017	Skikda	4,6
02/01/2018	Blida	5,0

1.6 CONCLUSION

La construction des ouvrages, résistants dans une certaine marge admissible de risque à d'éventuelles secousses sismiques est parmi les préoccupations primordiales des concepteurs. Ceci ne peut se faire sans une bonne connaissance des caractéristiques du mouvement sismique et une meilleure probabilité d'estimation du mouvement sismique et son apparition dans l'espace et le temps.

Dans ce contexte, ce chapitre constitue une synthèse des connaissances actuelles relatives au phénomène de mouvement des terrains en pente sous sollicitations sismique. Il y est notamment question de la caractérisation du mouvement sismique, des mécanismes de rupture des pentes sous séisme, du comportement des sols et des massifs de sol en pente sous sollicitations monotones et cycliques.

On conclut par une présentation de quelques cas pathologiques en relation avec les glissements de terrain suite aux tremblements de terre survenus dans le monde.

METHODES DE CALCUL DE STABILITE ET TECHNIQUES DE STABILISATION DES PENTES

2.1 CLASSIFICATION DES GLISSEMENTS DE TERRAINS

Les glissements de terrains ont des formes qui dépendent de la configuration du massif et des propriétés des sols. Néanmoins, leur étude fait appel à des concepts de base applicables à tous. Les glissements de terrains se répartissent en deux grandes classes d'études distinctes (figure 2.1) :

- *Les glissements plans* : qui se produisent par cisaillement et par translation sur un plan incliné plus ou moins régulier, où la masse en mouvement se comporte comme un monolithe dont les déformations sont très petites et très localisées au niveau de la surface de rupture.
- *Les glissements rotationnels* : qui se manifestent par un basculement de la masse de sol le long d'une surface (glissements superficiels) ou en profondeur (glissements profonds) dans un milieu homogène et isotrope.

Les causes d'instabilité peuvent être dues soit à une augmentation des sollicitations, soit à une modification des caractéristiques mécaniques (perte de résistance au cisaillement) des sols.

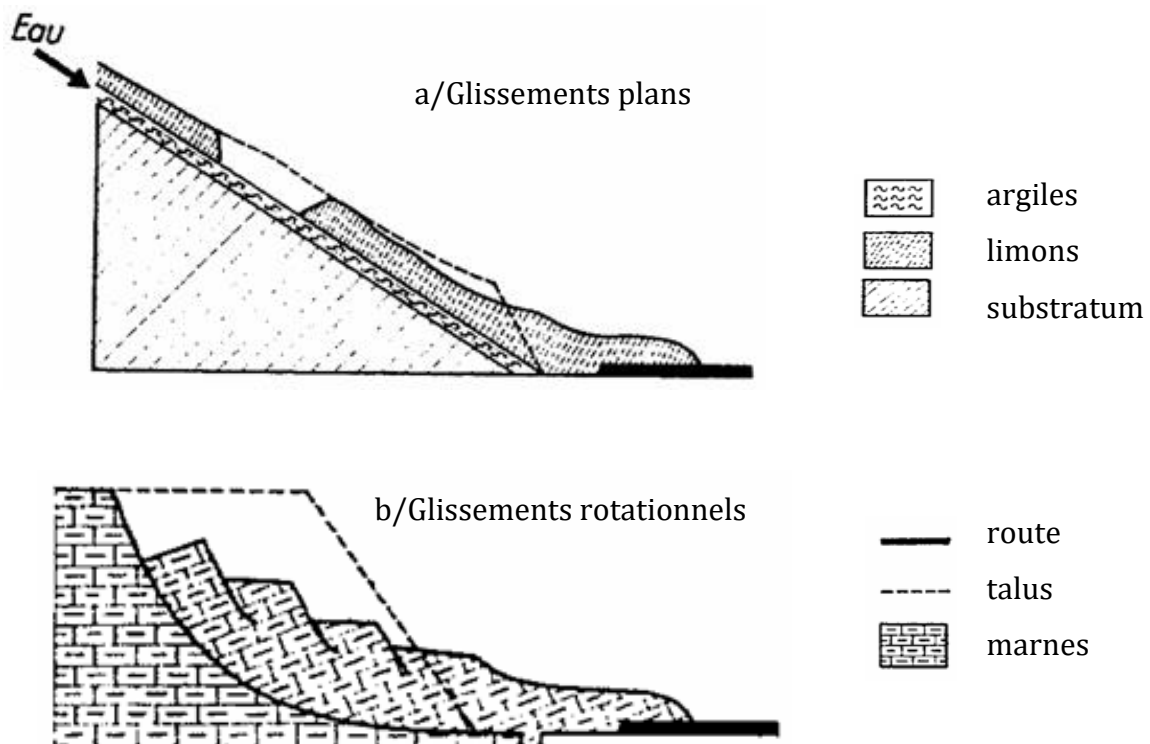


Figure 2.1 - Typologie des glissements de terrains (Pilot, 1974)

2.1.1 Glissements plans

Ce type de glissement se produit lorsque le massif de sols en pente est constitué de sols meubles reposant sur un substratum rocheux, ou lorsque le massif est constitué de plusieurs couches de caractéristique physico-chimiques et mécaniques différentes, ou encore lorsque la longueur de la surface de rupture potentielle est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain.

2.1.2 Glissements rotationnels

Ce type de glissement est très fréquent. La surface de rupture correspondante a une forme simple et peut être assimilée à un cylindre dans la plupart des cas (figure 2.2). Sa projection sur le plan transversal correspond à un arc de cercle, d'où le nom de glissement circulaire, dans le cas contraire, le glissement est non circulaire. Les glissements rotationnels ont quelques caractères communs, dont on distingue essentiellement :

- des fissures de traction apparaissant en tête ;
- un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement ;
- un bourrelet de pieds formé à la base par la masse glissée.

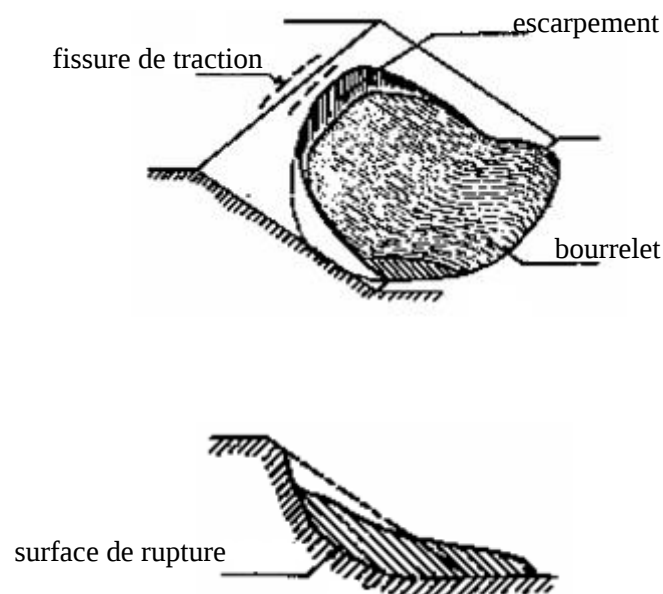


Figure 2.2 - Caractères communs aux glissements rotationnels

On rencontre souvent ce type de glissement dans le cas des talus routiers, autoroutiers et de voies ferrées. La rupture a, d'une façon générale, une allure circulaire et se produit généralement dans les sols homogènes et isotropes, c'est-à-dire des sols non affectés par des discontinuités géologiques. Dans certains cas, on assiste à des glissements rotationnels complexes résultants d'un emboîtement les uns dans les autres de glissements rotationnels simples, dont la surface de rupture globale est non circulaire (glissements par escalier, glissements épicycloïdaux, glissements régressifs) évoluant généralement dans les milieux hétérogènes et anisotropes.

2.2 RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE DES TERRAINS EN PENTE

La reconnaissance géotechnique d'un massif de sols en pente doit d'abord permettre de localiser les différentes couches qui le constituent et d'en donner la configuration générale. Elle doit ensuite permettre d'obtenir des informations sur les caractéristiques mécaniques de chaque couche à partir des résultats d'essais in-situ et de laboratoire, ainsi que sur les difficultés à atteindre du fait des terrains et la manière de les surmonter.

2.2.1 Sondages et prélèvements d'échantillons

Les sondages sont la partie la plus élevée d'une reconnaissance géotechnique. Leur nombre et leur implantation sont décidés après une étude géologique effectuée au préalable. Leur nature dépend de l'objectif fixé (les sondages à la tarière permettent de prélever des échantillons remaniés suffisants pour les identifications et les sondages carottés sont nécessaires pour la détermination des paramètres mécaniques). On s'efforce toutefois d'implanter des sondages à la périphérie du glissement de terrain, à l'intérieur de la masse de terrain en glissée et également dans la zone stable à proximité immédiate.

2.2.2 Essais de laboratoire

Ils comportent des essais d'identification (détermination des caractéristiques pondérales, analyse granulométrique, limites de consistance) et des essais de caractérisation mécaniques (essais de cisaillement à la boîte de Casagrande ou à l'appareil triaxial), ainsi qu'une analyse chimique des sols et de l'eau de la nappe éventuellement présente. Le succès considérable des essais mécaniques de laboratoire, dans lesquels les chemins de contraintes effectives (ou de déformations) simulés sont connus, tient au fait qu'ils permettent de décrire assez bien correctement le comportement des sols et qu'ils s'effectuent sur des éprouvettes de petites tailles auxquels les principes de la mécanique des milieux continus peuvent bien s'appliquer.

2.2.3 Essais in-situ

Dans la pratique, toute étude géotechnique doit commencer par une reconnaissance in-situ afin de déterminer les caractéristiques mécaniques des sols en place. Les essais in-situ (essais pénétrométriques, scissométriques, pressiométriques, piézométriques) ont été développés parallèlement aux essais de laboratoire afin de tester les sols dans leur état naturel. Ils présentent des avantages tant pratiques que théoriques. Sur le plan pratique, les essais in-situ évitent les problèmes de prélèvement d'échantillons et permettent d'étudier le comportement des sols dans un état assez proche de la réalité, réduisant ainsi les phénomènes de remaniement des carottes et l'influence des conditions expérimentales imposées en laboratoire. Sur le plan théorique, les essais in-situ peuvent simuler physiquement le comportement des sols en place sous réserve qu'ils fassent intervenir les mêmes paramètres que les ouvrages réels.

2.3 NOTION DE COEFFICIENT DE SECURITE

Le coefficient de sécurité au glissement des massifs en pente F est défini par l'expression $F = \tau_{\max} / \tau$, où $\tau_{\max}$ désigne la résistance au cisaillement du sol intéressé par le glissement et τ la contrainte de cisaillement mobilisée le long de la surface de rupture (figure 2.3).

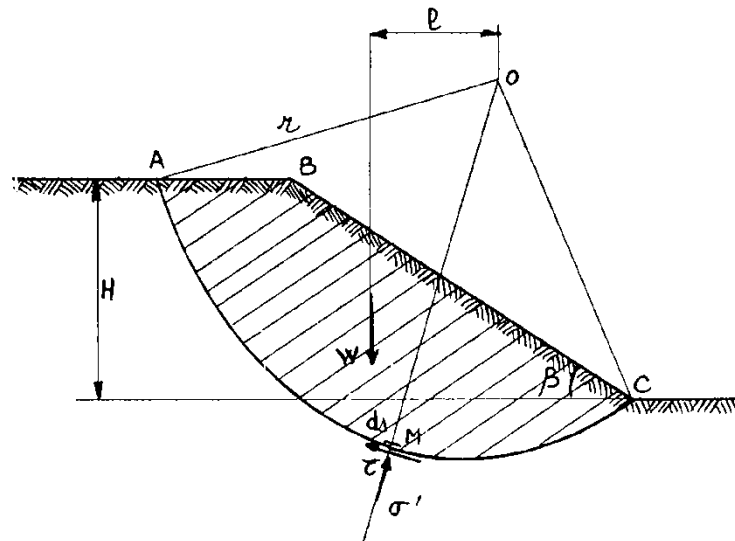


Figure 2.3 - Etat des contraintes le long de la courbe de rupture

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

L'analyse de stabilité consiste alors à rechercher la surface de rupture la plus défavorable, c'est-à-dire, dont le coefficient de sécurité est le plus faible : c'est elle qui conditionne la stabilité du talus (figure 2.4). Généralement, un coefficient de sécurité de 1,2 à 1,5 suivant les cas est recherché.

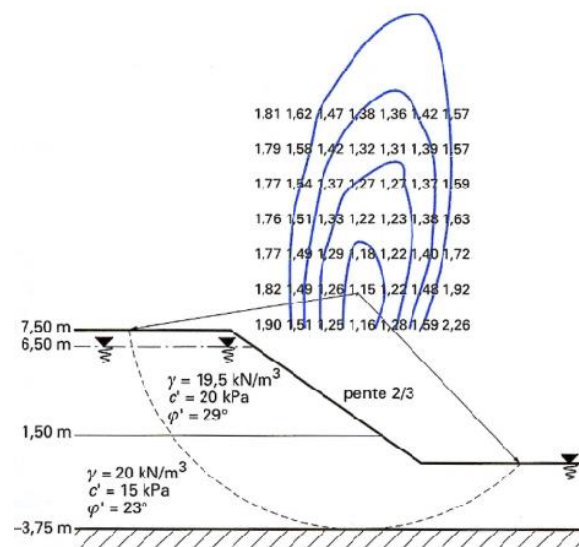


Figure 2.4 - Exemple de recherche du cercle de rupture le plus défavorable (Durville et Sève, 1996)

La résistance au cisaillement maximale est égale à :

$$\tau_{max} = \begin{cases} c_u & \text{pour les calculs à court terme (comportement non drainé)} \\ c' + \sigma' \tan(\varphi) & \text{pour les calculs à long terme (comportement drainé)} \end{cases}$$

où c_u désigne la cohésion non drainée, c' la cohésion effective et φ' l'angle de frottement interne effectif.

Les caractéristiques de résistance à utiliser sont différentes selon qu'il s'agit de glissements nouveaux ou réactivés. On retiendra, pour les glissements nouveaux, les valeurs au pic caractéristiques des argiles surconsolidées et des sables denses, et pour les glissements réactivés, les valeurs dites résiduelles caractéristiques des argiles normalement consolidées et des sables lâches ou peu denses. Le tableau 2.1 donne les valeurs au pic et résiduelles des paramètres de cisaillement de quelques sols types.

Tableau 2-1 - Valeurs indicatives des caractéristiques mécaniques de quelques sols
(Durville et Sève, 1996)

Type de sol	γ (kN/m ³)	c'_{pic} (kPa)	φ'_{pic} (°)	c'_{res} (kPa)	φ'_{res} (°)	c_u (kPa)
Vase organique	13 à 15	0 à 10	25 à 32	0	25 à 30	14 à 18
Argile molle	15 à 19	0 à 10	28 à 34	0 à 5	10 à 15	< 25
Argile raide	18 à 20	10 à 40	15 à 25	0 à 5	6 à 15	80 à 200
Limon	17 à 19	0 à 40	25 à 35	0	20 à 30	40 à 50
Sable	16 à 21	0	30 à 45 (*)	0	25 à 35	
Sables et graviers	16 à 22	0	35 à 48 (*)	0	30 à 35	
<i>γ poids volumique, c' cohésion effective, φ' angle de frottement effectif, c_u cohésion non drainée</i>						

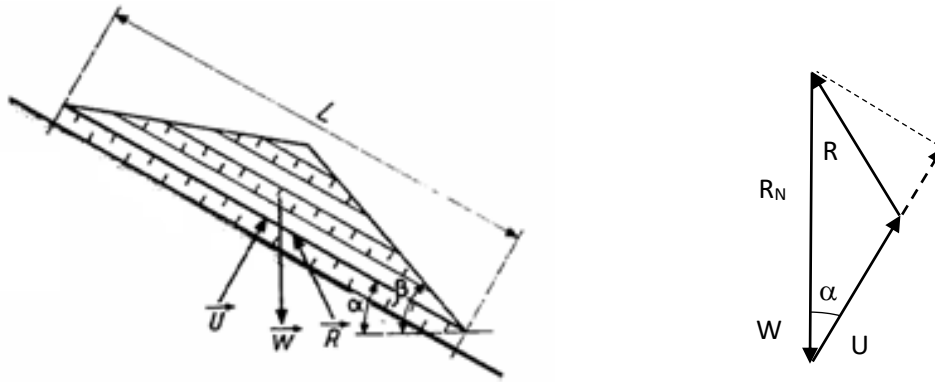
2.4 CALCULS DE STABILITE DES PENTES

L'analyse de stabilité des pentes s'effectue habituellement à la rupture à l'aide de la méthode des tranches. Cette méthode donne par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite. L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque. Dans tous les cas, les calculs de stabilité s'effectuent en contraintes totales à court terme et/ou en contraintes effectives à long terme. Le degré de précision des calculs dépendra toutefois de la qualité de détermination des paramètres de cisaillement, mais aussi des moyens de calculs mis en œuvre. Le coefficient de sécurité est déterminé par un calcul manuel ou à l'aide d'abaques (abaques de Taylor, Pilot et Moreau, etc.) dans le cas de configurations simples ou d'avant-projet sommaire et à l'aide de programmes de calcul sur ordinateur (PETAL-LCPC, TALREN, GEOSLOPE, PLAXIS, OptumG2, etc.) pour les configurations complexes ou de projets détaillés.

2.4.1 Calculs de stabilité sans séisme

a/ Cas des ruptures planes (glissements plans)

Le modèle de calcul utilisé dans le cas de glissement plan est celui d'un massif infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec éventuellement un écoulement parallèle à la pente (figure 2.5).



L longueur du talus

R réaction du massif extérieur

R_N composante normale de R

U résultante des pressions interstitielles

W poids

α inclinaison de la surface de rupture

β angle du talus

Figure 2.5 - Schéma type d'une rupture plane

Le coefficient de sécurité au glissement plan est défini par l'expression suivante :

$$F = \frac{T_{\max}}{T}$$

où $T_{\max}$ désigne l'effort de cisaillement maximum et T l'effort de cisaillement mobilisé le long de la surface de rupture. Soit après identification, l'expression du coefficient de sécurité suivante :

$$F = \frac{2}{\sin 2\beta} \frac{c}{\gamma h} + \left(1 - \frac{\gamma_w h_w}{\gamma h}\right) \frac{\tan \varphi}{\tan \beta}$$

où c et φ désignent les paramètres de cisaillement du sol, les autres paramètres étant définis sur la figure 2.5. Selon le type de matériau et les conditions hydrauliques, cette expression se simplifie :

- pour un sol purement frottant :

$$F = \begin{cases} \frac{\tan(\varphi')}{\tan(\beta)} & \text{en l'absence d'eau} \\ \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma}\right) \frac{\tan(\varphi')}{\tan(\beta)} & \text{lorsque la nappe affleure la surface} \end{cases}$$

- pour un sol purement cohérent : $F = \frac{2}{\sin 2\beta} \frac{c_u}{\gamma h}$

b/ Cas des ruptures circulaires (glissements circulaires)

Ce type de rupture est analysé par la méthode des tranches (figure 2.6).

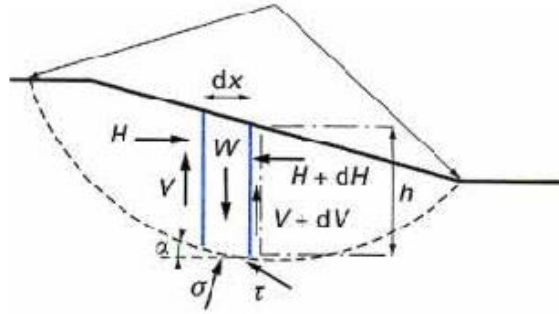


Figure 2.6 - Schéma type d'une rupture circulaire (méthode des tranches)

Le coefficient de sécurité au glissement circulaire est défini par le rapport des moments résistants et moteur selon l'expression suivante :

$$F = M_{\text{résistant}} / M_{\text{moteur}} .$$

Deux méthodes de calcul permettent de traiter ce problème :

- la méthode de Fellenius, dans laquelle on admet que les forces externes inter-tranches sont égales. D'où, l'expression suivante du coefficient de sécurité :

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

Soit après identification :

$$F_{\text{Fellenius}} = \frac{\sum [c' b + (\gamma h^2 \cos^2 \alpha - ub) \operatorname{tg} \phi'] / \cos \alpha}{\sum \gamma h \sin \alpha} ;$$

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

$$F_{\text{Bishop}} = \frac{\sum [c' b + (W - ub) \operatorname{tg} \phi'] / (\cos \alpha + \sin \alpha \operatorname{tg} \phi' / F_{\text{Fellenius}})}{\sum W \sin \alpha} .$$

Soit après identification :

$$F_{\text{Bishop}} = \frac{\sum \frac{c' b + (\gamma h - u) \operatorname{tg} \phi'}{1 + \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \phi'} \cos \alpha}{\sum \gamma h \sin \alpha} .$$

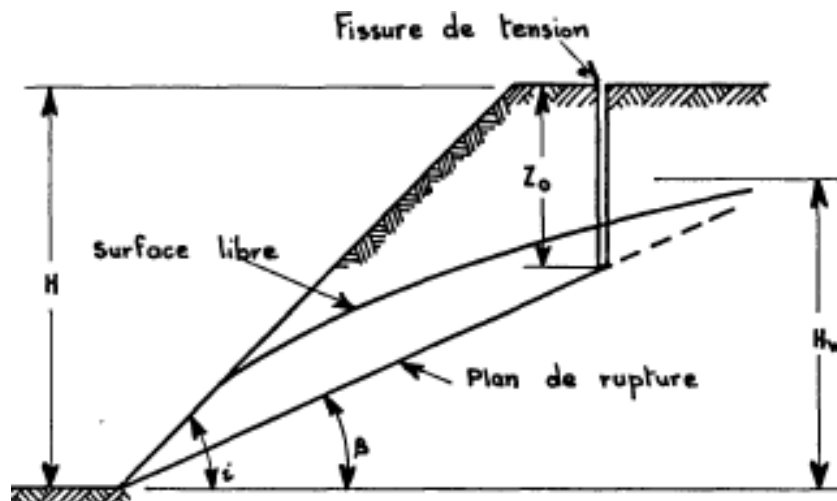
D'autres méthodes de calcul existent dans la littérature spécialisée (méthodes de Taylor-Biarez, Janbu, Spencer, Morgenstern et Price, etc.), mais elles sont d'un usage peu courant en pratique.

c/ Cas des ruptures quelconques (glissements complexes)

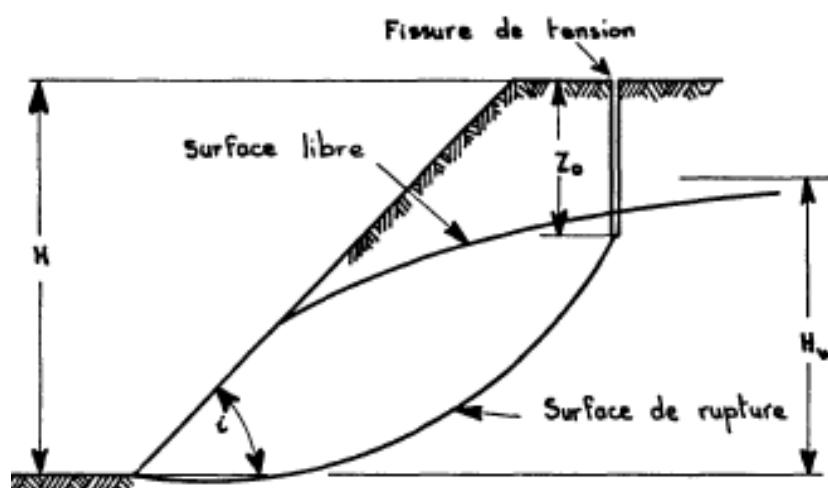
Ce type de rupture est rencontré lorsque des hétérogénéités sont manifestes. Ce problème est traité par la méthode des perturbations (Raulin et al., 1974) dans laquelle la contrainte normale n'est pas constante le long de la courbe de rupture comme c'est le cas des deux méthodes précédentes. Cette méthode est globale et applicable à une courbe de rupture quelconque envisagée. Elle est basée sur la simple résolution des équations d'équilibre statique avec ajustement automatique de la distribution de la contrainte normale obtenue par une perturbation de la contrainte normale de Fellenius le long de la courbe de rupture, d'où la valeur du coefficient de sécurité.

d/ Calcul manuel à l'aide d'abaques

Les abaques de Hoek (1970) permettant d'estimer le coefficient de sécurité au glissement des pentes fissurées et non fissurées suivant une surface de glissement plane ou circulaire (figure 2.7).



a- Rupture plane



b- Rupture circulaire

Figure 2.7 - Types de rupture pris en compte dans les abaques de Hoek (1970)

Ces abaques permettent de prendre en compte l'influence des fissures de tension soit sèches, soit remplies d'eau, au sommet du talus. Cependant on ne peut envisager un développement progressif de ces fissures ni l'existence de plus d'une fissure à la fois (Boncompain et Sauty, 1975). La figure 2.8 présente un exemple de ces abaques de stabilité, où X et Y désignent respectivement les facteurs d'angle et de hauteur du talus, définis par les expressions données dans le tableau 2.2.

Tableau 2-2 - Expressions des facteurs d'angle X et de hauteur Y du talus

Rupture	Etat de la fissure	Facteur d'angle	Facteur de hauteur
Plane	sèche	$2 \sqrt{(i - \beta) \left[\beta - \varphi \left(1 - 0,1 \left(\frac{H_w}{H} \right)^2 \right) \right]}$	$\left(1 + \frac{Z_0}{H} \right) \frac{\gamma H}{c}$
	remplie d'eau	$2 \sqrt{(i - \beta) \left[\beta - \varphi \left(1 - 0,5 \left(\frac{H_w}{H} \right)^2 \right) \right]}$	$\left(1 + \frac{3Z_0}{H} \right) \frac{\gamma H}{c}$
Circulaire	sèche	$i - \varphi \left[1,2 - 0,3 \frac{H_w}{H} \right]$	$\left[1 - \left(\frac{i - 25}{100} \right) \frac{Z_0}{H} \right] \frac{\gamma H}{c}$
	remplie d'eau	$i - \varphi \left[1,2 - 0,5 \frac{H_w}{H} \right]$	$\left[1 - \left(\frac{i - 10}{100} \right) \frac{Z_0}{H} \right] \frac{\gamma H}{c}$

γ : poids volumique du sol, c : cohésion du sol, φ : angle de frottement du sol, H_w : hauteur de la nappe, H : hauteur du talus, i : inclinaison du talus, β : angle de plan de rupture, z_0 : profondeur de la fissure

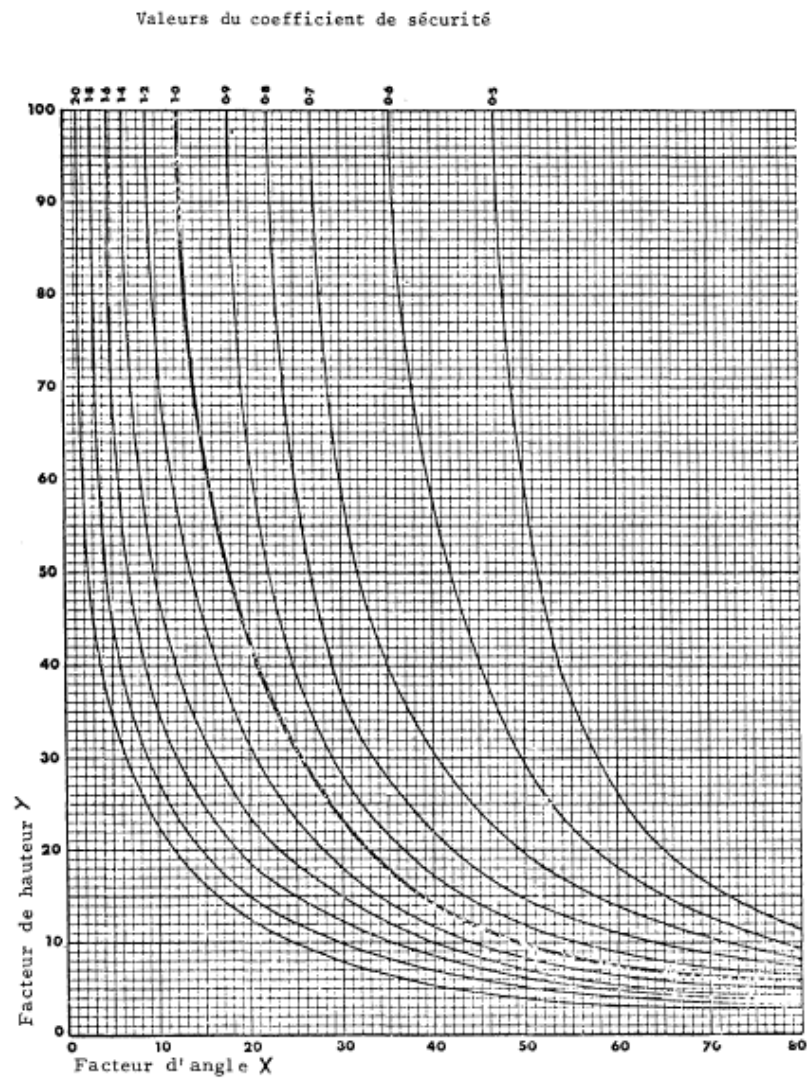
2.4.2 Calculs de stabilité sous séisme

Les calculs de stabilité sous séisme s'effectuent par l'une des deux approches suivantes :

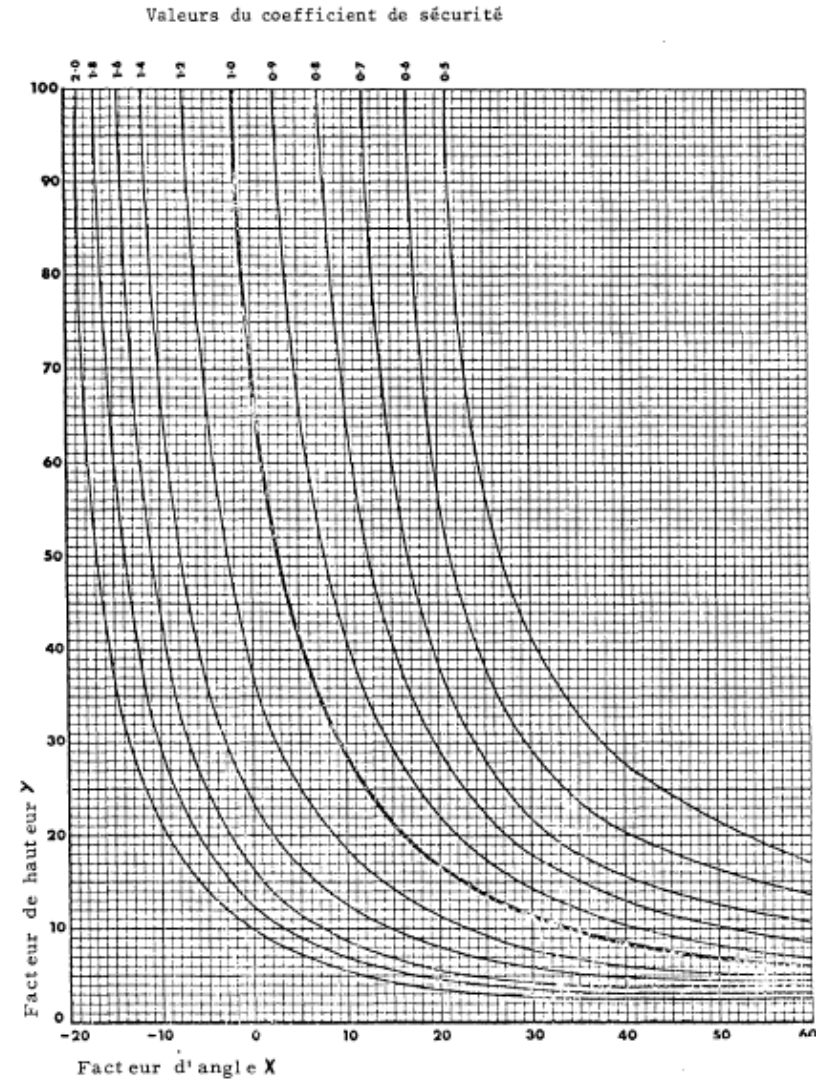
- l'approche pseudo-statique dérivant des méthodes de calcul d'équilibre limite, du calcul à la rupture ou de l'analyse limite ;
- l'approche dynamique directe basée sur des calculs à l'aide de la méthode des éléments finis (ou sur la méthode de différence finies).

Ces deux approches nécessitent l'utilisation d'ordinateur, notamment dans le cas de configurations complexes ou de projets détaillés. Tandis que, dans le cas de configurations simples, ou d'avant-projets sommaires, on peut se contenter de calculs manuels à l'aide d'abaques (abaques de Huang).

Nota : Il convient par ailleurs de noter que le phénomène de liquéfaction des sols constitue la principale caractéristique du comportement dynamique des sols. Lorsque le massif est principalement constitué de matériaux susceptibles de se liquéfier, l'analyse de stabilité des pentes par l'approche 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.



a- Rupture plane



b- Rupture circulaire

Figure 2.8 - Abaques de stabilité de Hoek (1970)

a/ Approche pseudo-statique

Cette approche repose sur un calcul d'équilibre limite ou de l'analyse limite, dans lequel 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. 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 k_v , appelés coefficients sismiques, destinés à caractériser respectivement la composante horizontale dirigée vers l'aval et la composante verticale descendante ou ascendante des forces P apportées au massif en pente (figure 2.9).

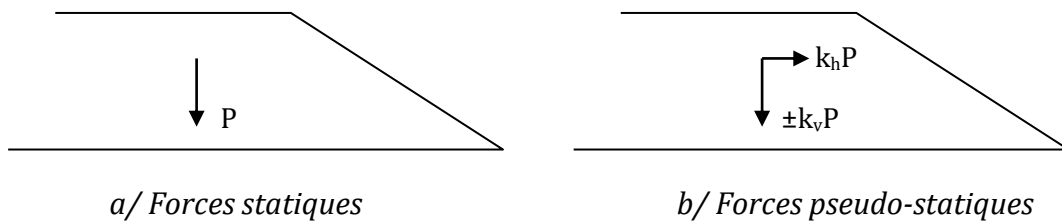


Figure 2.9 - Forces pseudo-statiques apportées à un massif en pente

Les deux coefficients k_h et k_v dépendent des formations géologiques du site. On adopte pour ces deux coefficients les expressions définies dans le RPA99 (version 2003) décrit dans ci-après.

Le coefficient de sécurité F , calculé par la méthode de Bishop, est donné par l'expression suivante :

$$F = \frac{\sum \frac{c' + (W - ub) \tan \phi'}{1 + \tan \alpha \tan \phi'} \cos \alpha}{\sum W \left[\sin \alpha + k_h \left(\cos \alpha - \frac{Y_G - Y}{R} \right) + k_v \right]}$$

soit, après identification :

$$F = \frac{\sum \frac{c' + (\gamma h - u) \tan \phi'}{1 + \tan \alpha \tan \phi'} \cos \alpha}{\sum \gamma h \left[\sin \alpha + k_H \left(\cos \alpha - \frac{Y_G - Y}{R} \right) + k_v \right]}$$

où :

- X_G et Y_G : coordonnées du centre de gravité de la tranche considérée ;
- α : inclinaison de la tranche i par rapport à la verticale passant par le centre du cercle ;
- c' et ϕ' : paramètres de cisaillement du sol au niveau de la tranche ;

- u : pression interstitielle dans la tranche ;
- k_h et k_v : coefficients d'accélération sismique ;
- R : rayon du cercle de glissement.

b/ Approche dynamique directe

Cette approche est basée sur la résolution de l'équation d'équilibre dynamique à l'aide de la méthode des éléments finis ou de la méthode des différences finies, qui prennent en compte les chemins de contraintes suivis par les différents points du massif et des lois de comportement élastique ou élastoplastique et calculent l'état des déformations correspondantes. Cette 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/ Calcul manuel à l'aide d'abaques

Le calcul manuel du coefficient de sécurité des talus sous sollicitations sismiques peut s'effectuer à l'aide des abaques de Huang. Cette méthode est basée sur l'équilibre des moments d'un massif homogène limité par un arc de cercle (le moment des forces de cisaillement le long de l'arc résulte de la somme des moments des forces gravitationnelles et des forces inertielles dues au séisme). La force de cisaillement est obtenue en calculant la moyenne des contraintes de cisaillement le long de l'arc de cercle en les supposant uniformément distribuées, c'est-à-dire proportionnelles au poids volumique et à la hauteur du talus. Dans ces conditions, le coefficient de sécurité peut se mettre sous la forme :

$$F = \frac{\frac{c'}{\gamma H} + \frac{(1-r_u) \tan \phi'}{N_f}}{\frac{1}{N_s} + \frac{C_s}{N_e}}$$

avec :

- c' et ϕ' : paramètres de cisaillement du sol,
- γ : poids volumique du sol,
- H : hauteur du talus,
- $r_u = u/\sigma'_v$: coefficient de pression interstitielle,
- C_s : coefficient d'accélération sismique,
- N_f : indice de frottement,
- N_s : indice de stabilité,
- N_e : indice de séisme.

Les trois coefficients N_f , N_s et N_e sont obtenus au moyen des abaques présentés sur la figure 2.10 ; la signification des valeurs Y et S définissant le cercle étudié étant précisée sur la figure 2.11.

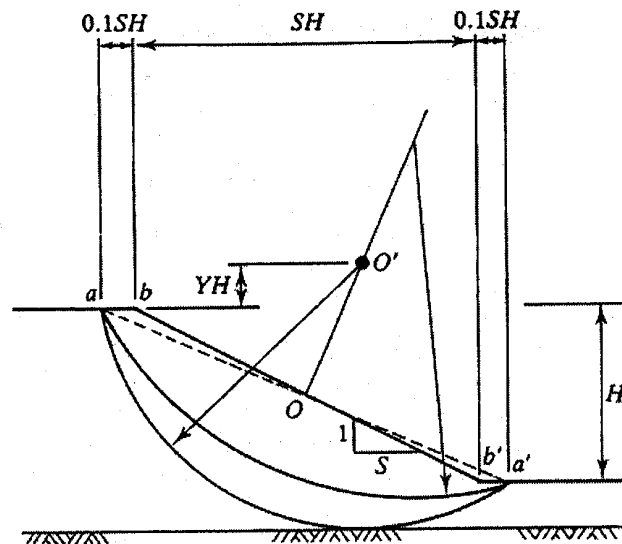


Figure 2.10 - Schéma de calcul selon la méthode de Huang (Huang et Yamasaki, 1993).

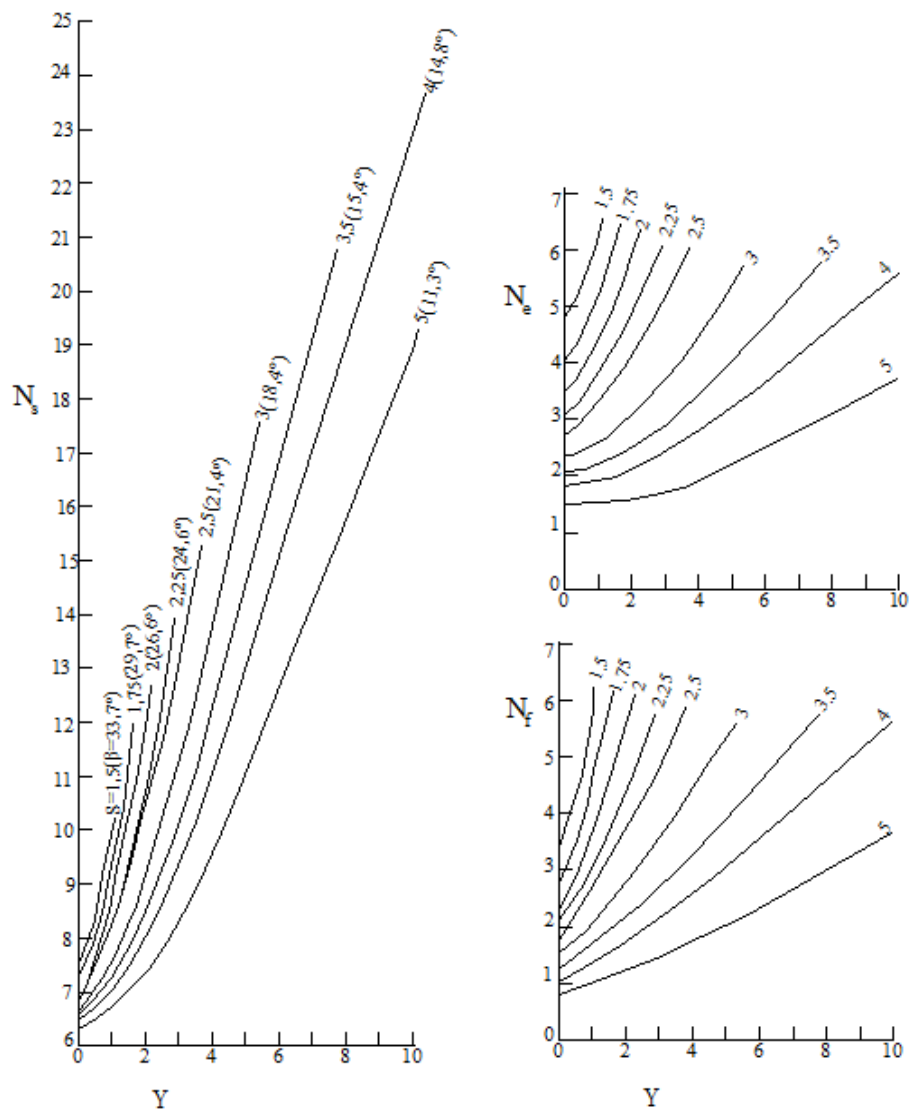


Figure 2.11 - Abaques de stabilité sous séisme selon la méthode de Huang (Huang et Yamasaki, 1993)

2.5 REGLEMENTATION PARASISMIQUE ALGERIENNE EN VIGUEUR

2.5.1 Principes fondamentaux

Le règlement parasismique algérien en vigueur (RPA99, version 2003) repose sur plusieurs éléments :

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

Cette réglementation impose que soient pris en compte certains aspects de dimensionnement des talus sous séisme liés au comportement réel des sols et du modèle (paramètres de calcul et fiabilité de l'évaluation de la sécurité). Il est cependant difficile d'avoir un avis sur l'adéquation entre les prévisions des modèles pseudo-statiques et les observations expérimentales dans la mesure où les conditions régnant lors d'un séisme (accélération sismique, résistance au cisaillement des sols, surpressions interstitielles, etc.) sont inconnues. Il est alors relativement facile de caler les paramètres de calcul de sorte que les résultats correspondent avec les observations. 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.

2.5.2 Classification sismique des zones

Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité (tableau 2.3).

Tableau 2-3 - Zones sismiques (RPA99, version 2003)

Zone	Sismicité
0	négligeable
I	faible
IIa	moyenne
IIb	moyenne
III	élevée

La figure 2.12 représente la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas. Le RPA99 (version 2003) donne la classification sismique par wilaya et par commune lorsque la wilaya est partagée entre plusieurs zones sismiques différentes.

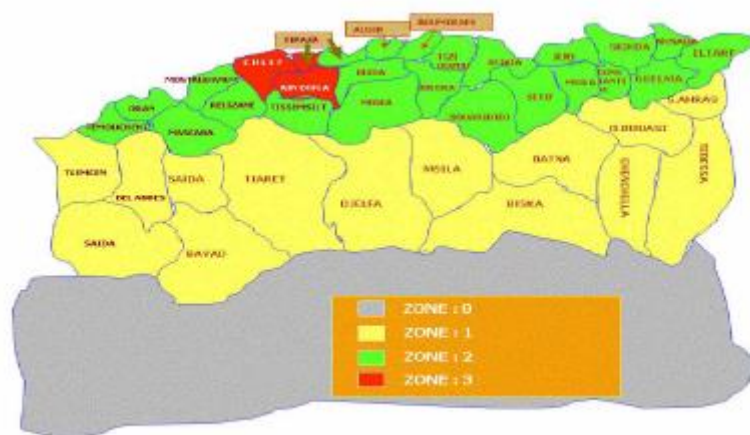


Figure 2.12 - Carte des zones sismiques de l'Algérie (RPA99, version 2003)

2.5.3 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 dans le tableau 2.4.

Tableau 2-4 - Groupes d'ouvrages selon RPA99 (version 2003)

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

2.5.4 Classification sismique des sites

Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent (tableau 2.5).

Tableau 2-5 - Catégories des sols (RPA99, version 2003)

Site	Description des sols		Vs (m/s)
S ₁	site rocheux	Roche ou autre formation géologique	≥ 800
S ₂	site ferme	Sables et graviers très denses ou argiles surconsolidées sur 10 à 20 m d'épaisseur	≥ 400
S ₃	site meuble	Sables et graviers moyennement denses ou argiles moyennement raides	≥ 200
S ₄	site très meuble	Sables lâches avec ou sans présence de couches d'argiles molles	< 200
		Dépôts d'argiles molles à moyennement raides	

2.5.5 Coefficients sismiques de calcul

Le RPA99 (version 2003) définit les coefficients pseudo-statiques horizontal k_h et vertical k_v à prendre en compte dans un calcul de stabilité sismique des pentes :

$$k_h = 0,5 A (\%g)$$

$$k_v = \pm 0,3 k_h$$

ou A désigne le coefficient d'accélération de zone (tableau 2.6).

Ces fractions représentent les forces horizontales contenues dans les plans verticaux de plus grande pente et dirigées vers l'aval et les forces verticales ascendantes ou descendantes. Le coefficient A, appelé coefficient d'accélération de zone, est fonction de la zone sismique et du groupe d'ouvrages considérés. Ce coefficient est défini dans le tableau 2.6 ci-après.

Tableau 2-6 - Valeurs du coefficient d'accélération de zone A (RPA99, version 2003)

Groupe	Coefficient de zone A			
	I	Ila	Ilb	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

2.6 TECHNIQUES DE STABILISATION DES PENTES INSTABLES

Les dispositifs utilisés pour la stabilisation des pentes instables, ou susceptibles de le devenir à cause des travaux, sont nombreux et variés. Ils peuvent être géométriques (modification de la pente du talus ou réduction de sa hauteur) ou hydrauliques (rabattement et drainage de la nappe).

D'autres techniques peuvent aussi être utilisées comme le boisement, la recharge en pied du talus (berges), le clouage à l'aide de pieux ou barrettes et le soutènement par murs gabions ou en béton armé ou à l'aide de palplanches métalliques. Le choix de l'une de ces solutions dépendra de la nature du talus à conforter (versant naturel ou artificiel), de sa géométrie (pendage, longueur et profondeur), du massif de terrain constitutif (sol meuble ou compact) et du régime hydraulique existant (niveau de la nappe).

Parmi les solutions techniquement possibles, on retiendra la moins coûteuse et la plus facile à mettre en œuvre. Le tableau 2.7 donne les valeurs recommandées du coefficient de sécurité au glissement des pentes pour chaque type de renforcement considéré.

Tableau 2-7 - Coefficients de sécurité recommandés pour les pentes renforcées

Technique de renforcement	F_{ref}
Butée de pied	1,2 à 1,3
Allègement en tête	1,2
Purge totale	1,5
Reprofilage	1,2
Substitution totale	1,5
Substitution partielle	1,2
Collecte et canalisation des eaux de surface	1,3
Tranchées drainantes	1,3
Drains subhorizontaux	1,3
Drainages profonds	1,3
Soutènements	1,2
Tirants d'ancrages	1,2
Clouage	1,2 à 1,3
Pieux	1,1 à 1,2

Les techniques de renforcement des pentes instables sont décrites ci-après.

a/ Terrassements

On distingue trois types de stabilisation des pentes par terrassement :

- *Actions sur l'équilibre des masses par allègement en tête ou remblaiement en pied* : L'allègement en tête entraîne une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. Le remblaiement en pied, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices.
- *Actions sur la géométrie de la pente par reprofilage* : La sécurité par reprofilage ou retalutage du terrain naturel agit par adoucissement de la pente moyenne.
- *Substitutions partielles ou totales de la masse instable* : La bêche est particulièrement bien adaptée aux cas de construction de remblais sur un massif de sol instable.

b/ Dispositifs de drainage

Le drainage, considéré comme solution de première urgence, a pour but de diminuer les surpressions interstitielles et, par conséquent, d'augmenter la stabilité des ouvrages. Pour se faire, on doit éviter d'alimenter le site en eau et s'efforcer d'expulser l'eau présente dans le massif instable. On distingue les dispositifs suivants :

- *Collecte et canalisation des eaux de surface* : Les eaux de surface doivent être collectées et évacuées le plus loin possible des talus à l'aide de fossés et de caniveaux, sans oublier d'étancher les fissures de surface éventuellement présentes.
- *Tranchées drainantes* : Les eaux infiltrées dans le massif doivent être rabattues à l'aide de tranchées drainantes dont le nombre, les dimensions et la disposition résultent d'une étude hydrogéologique préalable.

- *Drains subhorizontaux* : Le rabattement des nappes à l'aide de drains subhorizontaux est une solution efficace permettant de réduire les pressions interstitielles et de décharger les aquifères localisés. Le nombre de drains à mettre en oeuvre, leurs dimensions et leur disposition résultent également d'une étude hydrogéologique préalable.

c/ Ouvrages de soutènement

Les murs de soutènement rigides, les gabions, les murs cellulaires constituent une solution adéquate pour la stabilité des déblais et des remblais, mais sont moins adaptés à la stabilisation des mouvements de versants. En tout état de cause, ces ouvrages doivent être vérifiés vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chaque technique (stabilité de l'ouvrage lui-même) et vis-à-vis de la stabilité externe (stabilité d'ensemble).

d/ Tirants d'ancrage

Les tirants d'ancrage permettent de réduire les forces actives du glissement et d'accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Ils nécessitent un suivi régulier des déformations du terrain (par le biais de tubes inclinométriques) et des tensions qu'ils subissent (par le biais de cales dynamométriques).

e/ Inclusions

Les clous, pieux et micropieux sont couramment utilisés pour stabiliser les pentes instables. Ils présentent l'avantage d'être faciles et rapides à mettre en oeuvre et n'affectent pas la géométrie du site.

f/ Techniques de traitements complémentaires

On distingue les techniques de traitement complémentaires suivantes :

- *Les injections* : Les fissures de cisaillement, de retrait ou de traction favorisent la pénétration des eaux dans les massifs de sols en pente. Elles constituent donc un facteur déclenchant sinon accélérateur d'un mouvement de terrain. Pour parer au glissement des pentes fissurées, les fissures doivent être obturées par injection de coulis.
- *Le reboisement* : Les racines jouent le rôle d'ancrage et contribuent efficacement à la stabilité des pentes. Par ailleurs, la couverture végétale participe au drainage du terrain instable par évapotranspiration et lutte contre l'érosion superficielle des sols. Le reboisement est considéré comme une solution économique et souvent efficace.
- *La surveillance* : Le contrôle visuel ou instrumenté des massifs de sols en pente permet de suivre l'évolution des mouvements qu'ils subissent et amènent éventuellement à prendre les dispositions préventives adéquates.

2.7 LOGICIELS DE CALCUL UTILISES

Il existe une variété de programmes qui permettent d'analyser, entre autres problèmes géotechniques, la stabilité des pentes. Les résultats des calculs de stabilité ainsi obtenus s'expriment en termes de coefficient de sécurité minimal correspondant à la position de la surface de rupture critique. Ces logiciels sont décrits de manière détaillée dans les manuels respectifs. Aussi, n'en rappellera-t-on ci-après que les principes de base intéressant l'objet de cette thèse.

2.7.1 Talren 4 (version 2.03)

Talren 4 est un logiciel de calcul en équilibre limite de la stabilité des talus naturels ou artificiels renforcés ou non par clouage. Il utilise des méthodes conventionnelles de calcul de stabilité des pentes en ruptures circulaires (méthodes de Fellenius et Bishop) et quelconques (méthode des perturbations et méthode de calcul à la rupture). La méthode des perturbations, appelée aussi méthode RRT (Raulin et al. 1974), est une méthode globale applicable à une quelconque courbe de rupture (circulaire et non circulaire). Elle est basée sur la simple résolution des équations de l'équilibre statique avec ajustement automatique de la distribution de la contrainte normale de Fellenius obtenue par une perturbation de la contrainte normale le long de la surface de rupture. Cette méthode donne des résultats très proches de ceux de la méthode de Bishop dans le cas de rupture circulaire et ne soulève pas de difficulté de convergence. La méthode de calcul à la rupture représente une approche cinématique par l'extérieur de la charge de rupture des ouvrages (Coussy et Salençon 1979 ; Salençon 1983). L'approche cinématique par l'extérieur est faite dans le cas particulier de mouvements de corps rigides (champs de vitesse représentant le déplacement d'un bloc supposé rigide par rapport au reste du massif supposé fixe) et du critère de rupture de type Mohr-Coulomb. Elle fournit une limite supérieure pour la valeur extrême dans le cas d'un mode de chargement radial pour une rupture de type spirale logarithmique. L'intérêt de cette méthode tient à son caractère rigoureux qui fournit une appréciation de la sécurité d'un ouvrage sans autre hypothèse que le choix du critère de rupture associé aux matériaux, au fait que cette appréciation de la stabilité se fasse par enveloppe supérieure (charge de rupture définie par excès) et à sa capacité à prendre en compte des situations où les méthodes traditionnelles sont généralement en défaut (équilibre de butée, chargements inclinés).

2.7.2 Plaxis-2D (version 8.2)

Plaxis-2D est un logiciel de calcul plastique par éléments finis des ouvrages géotechniques. Il utilise l'approche de réduction des paramètres de cisaillement " ϕ -c reduction approach" (i.e. méthode de réduction de la résistance au cisaillement) pour effectuer des calculs de stabilité des pentes en déformation (calculs en plasticité). Dans cette approche, les paramètres de cisaillement c et ϕ sont successivement réduits jusqu'à ce qu'une rupture du massif se produise. Considérée comme une approche rigoureuse de la stabilité des ouvrages en terre, cette approche permet donc de définir un facteur de sécurité (i.e. valeur du multiplicateur total des charges à la rupture) par le rapport de la résistance au cisaillement critique et de la contrainte de cisaillement appliquée le long de la surface de

rupture. Le phasage des calculs comporte une phase de calcul initial (état des contraintes géostatiques), une phase de calcul en plasticité (modèle de Mohr-Coulomb) et une phase d'analyse de sécurité au glissement (ϕ -c reduction approach).

2.7.3 OptumG2 (version 2018.07.28)

OptumG2 est un logiciel d'analyse limite par éléments finis des ouvrages géotechniques. Il utilise la méthode de réduction de la résistance au cisaillement décrite ci-dessus (détermination de la résistance au cisaillement nécessaire pour éviter l'effondrement de la pente), ainsi que la théorie de l'analyse limite (détermination des bornes inférieure et supérieure qui encadrent la charge ultime) pour effectuer des calculs de stabilité des pentes. La théorie de l'analyse limite avec des solutions inférieures et supérieures rigoureuses permet une évaluation rapide de la stabilité des pentes sans avoir à effectuer une analyse élastoplastique exhaustive. Elle fournit deux bornes, l'une inférieure (déterminée par l'approche statique par l'intérieur) et l'autre supérieure (déterminée par l'approche cinématique par l'extérieur). Dans chacune de ces deux approches, des multiplicateurs de charges sont appliqués puis amplifiés jusqu'à atteindre un état de rupture franche. Le facteur de sécurité au glissement correspondant à chacune d'elles est défini par le multiplicateur de charges par lequel les charges appliquées doivent être amplifiées pour provoquer l'effondrement du talus.

2.7.4 Coefficients de sécurité correspondants

Selon l'approche de calcul adoptée et l'outil numérique utilisé, le coefficient de sécurité au glissement F est déterminé par l'une des expressions suivantes :

- pour les calculs effectués par les méthodes d'équilibre limite, le coefficient de sécurité est défini par le rapport des résistances au cisaillement :

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

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

- pour les calculs effectués par la méthode de réduction des paramètres de cisaillement (i.e. méthode de réduction de la résistance au cisaillement), le coefficient de sécurité est défini par le multiplicateur total des charges :

$$F_r = \frac{c}{c_r} = \frac{\tan(\phi)}{\tan(\phi_r)}$$

où c_r et ϕ_r désignent les valeurs réduites de la cohésion et de l'angle de frottement interne du sol correspondant à l'équilibre critique de la pente.

- pour les calculs effectués à l'aide de la méthode du calcul à la rupture selon l'approche cinématique extérieure, le coefficient de sécurité est défini par le facteur de réduction de la résistance :

$$F_r = \frac{c}{c_d \Gamma_c} = \frac{\tan(\varphi)}{\tan(\varphi_d) \Gamma_\varphi}$$

où Γ_c et Γ_φ désignent les coefficients de confiance ou de pondération définis par le rapport de la puissance des efforts résistantes P_{rm} et de la puissance des efforts extérieurs P_e : $\Gamma = P_{rm}/P_e$. Ces deux coefficients sont introduits simultanément sur les paramètres de cisaillement du sol, la cohésion c et l'angle de frottement interne φ , pour être en limite de stabilité telles que c_d et φ_d désignent leurs valeurs réduites. Si $\Gamma < 1$, l'équilibre est impossible. Si $\Gamma > 1$, l'ouvrage est potentiellement stable.

- pour les calculs effectués à l'aide de la théorie de l'analyse des limites, le coefficient de sécurité est défini par le multiplicateur de gravité :

$$F_g = \frac{g_{cr}}{g}$$

où g désigne l'accélération de la pesanteur actuelle ($=9,8 \text{ m/s}^2$ par défaut) et g_{cr} l'accélération critique de la pesanteur qui conduira à l'effondrement du massif. Cependant, comme la véritable incertitude réside dans la résistance des matériaux plutôt que dans leur poids, la définition du coefficient de sécurité basée sur la méthode de réduction de la résistance au cisaillement semble la plus raisonnable.

Si $F > 1$, il n'y a pas de rupture. Si $F < 1$, il y a rupture. Si $F = 1$, le talus est en équilibre critique.

2.8 EXEMPLES D'ETUDES DE STABILITE SISMIQUE DES PENTES FISSUREES

2.8.1 Travaux de Wang et al. (2011)

L'objectif principal de l'étude réalisée par Wang et al. (2011), est d'étudier l'influence des fissures sur la stabilité d'une pente de sol fissurée soumise à une infiltration de pluie. Les effets de la position de la fissure, de sa profondeur et de l'intensité des précipitations sur la stabilité de la pente fissurée sont explorés.

a/ Simulation numérique

a1/ Matériaux : La pente est constituée de deux types de sols : les sols fins et les sols grossiers. Le sol grossier emboîté dans la pente simule une couche faible que l'on rencontre souvent dans une pente. La fissure est traitée comme un matériau au lieu d'une limite, et ses propriétés hydrauliques sont étroitement liées à son ouverture.

a2/ Conditions aux limites : Les limites gauche et inférieure sont supposées être imperméables. La nappe phréatique initiale est une ligne droite, comme le montre la figure 1. La surface du sol est une limite de flux recevant une infiltration de précipitations. La limite à droite est une limite de gradient hydraulique unitaire. La signification physique de cette condition limite est que la quantité de flux qui passe à travers la limite à une succion donnée est égale au coefficient de perméabilité du sol correspondant à cette succion.

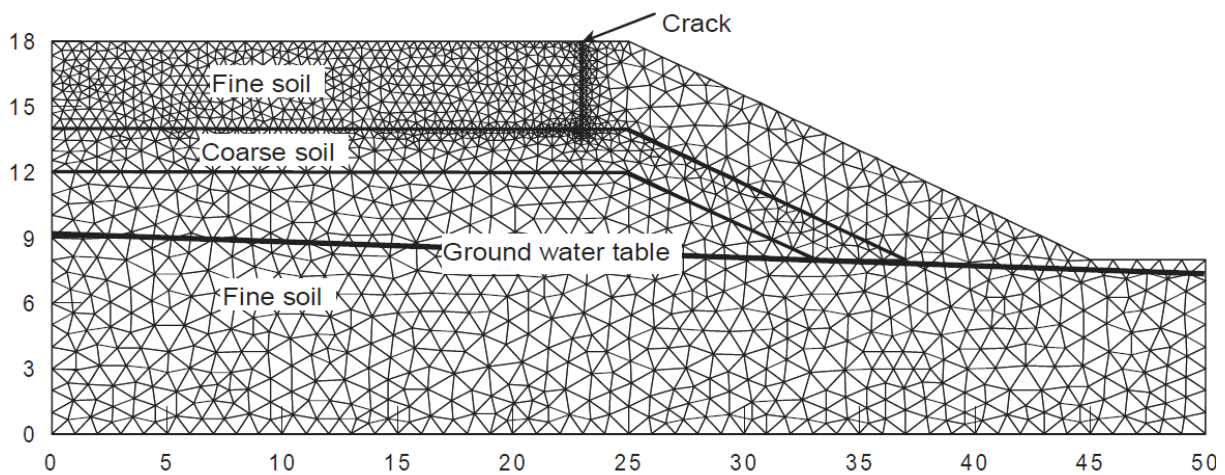


Figure 2.13 - Maillage de la pente avec une fissure de 4,5 m au sommet de la pente

b/ Méthodes de Calcul

Les analyses d'infiltration et de stabilité sont effectuées pour la pente de sol fissuré saturé et non saturé en utilisant les programmes SEEP/W et SLOPE/W du logiciel GeoStudio. Les distributions de pression interstitielle fournies par Seep sont utilisées dans l'analyse de la stabilité de la pente à l'aide du logiciel Slope.

c/ Résultats des calculs

Les résultats montrent que les distributions de pression de l'eau interstitielle dans la pente et le facteur de sécurité (FOS) de la pente sont affectées par la présence de fissures. Lorsque la fissure est peu profonde, les changements de pression d'eau dans les pores et du FOS sont faibles. Lorsque la fissure est profonde et pénètre dans une couche grossière emboîtée dans la pente, la pression de l'eau dans les pores augmente de manière significative et le FOS diminue fortement. La diminution du FOS est plus importante lorsque la fissure est située à la crête de la pente qu'au milieu de la pente. Les résultats indiquent également que la stabilité de la pente du sol fissuré est pire lorsque la durée de pluie est longue et de faible intensité que pendant une courte période de pluie torrentielle intense.

d/ Conclusion

La fissure peu profonde n'affecte que la partie superficielle de la pente. Lorsque la fissure est profonde et pénètre dans une couche grossière emboîtée dans la pente, les pressions interstitielles augmentent considérablement et le FOS diminue fortement. La diminution du FOS est plus importante lorsque la fissure est située à la crête de la pente qu'au milieu de la pente. En effet, la fissure peut faire partie de la surface de glissement lorsqu'elle se situe au sommet de la pente. Les résultats indiquent également que la stabilité de la pente du sol fissuré est pire lorsque celui-ci est soumis à une pluie longue et de faible intensité qu'à une courte période de tempête intense.

2.8.2 Travaux de Zhao et al. (2016)

L'objectif principal de l'étude réalisée par Zhao et al. (2016), était de reprendre les travaux d'Utili (2013) et Michalowski (2012, 2013), sur l'effet des fissures sur la stabilité de la pente sans prise en compte des effets des forces sismiques, et de les étendre à la condition sismique. Les forces sismiques verticales et horizontales, ainsi que les cas dans lesquels les fissures ont une profondeur connue mais une position inconnue, une position connue mais une profondeur inconnue et une profondeur et une position inconnue ont été pris en compte.

a/ Hypothèses de base

Lorsque la technique d'analyse de la limite supérieure est utilisée pour analyser la stabilité d'une pente, les hypothèses de base suivantes sont formulées :

- la masse de sol de la pente est un corps idéal parfaitement rigide et parfaitement plastique ;
- la masse de sol obéit à la règle de débit associée ;
- les conditions de déformation plane s'appliquent ;
- la contrainte principale et la déformation principale sont coaxiales.

b/ Mécanisme de rupture

Le mécanisme de rupture de spirale logarithmique adopté, la ligne de rupture passant au-dessous du pied de pente a été utilisée comme cas général pour l'analyse, dans cette étude.

Les fissures peuvent être divisées en deux types en fonction de leur position : les fissures à travers la surface supérieure d'une pente et les fissures à travers la surface de la pente, chaque mode de rupture est illustré à la figure 2.14.

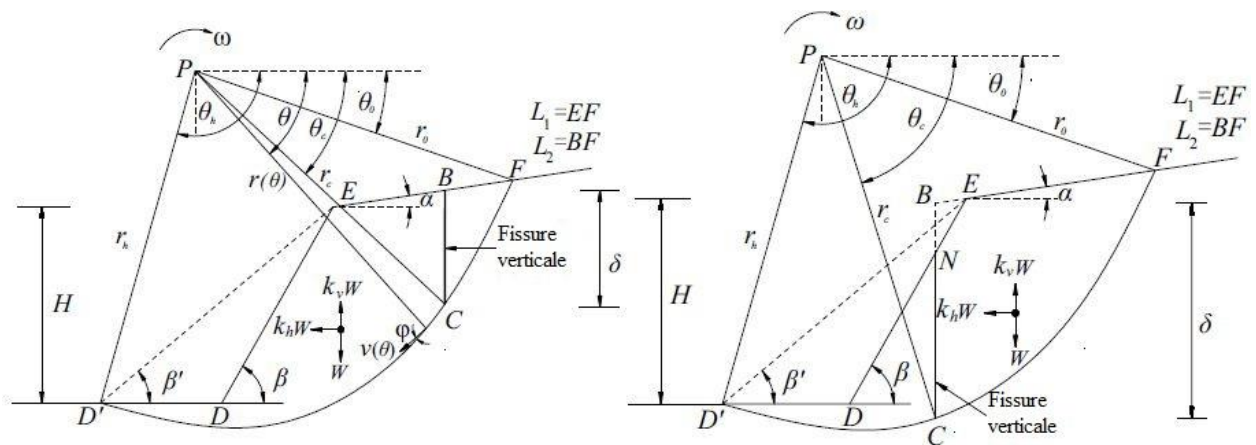


Figure 2.14 - Mode de rupture d'une pente fissurée, à gauche fissures à travers la surface supérieure, et à droite fissures à travers la surface de la pente

c/ Tableaux de stabilité pour différentes conditions

Tous les calculs présentés dans cet article concernent une pente avec une surface supérieure horizontale ($\alpha = 0$) et des coefficients d'accélération sismique satisfaisant $k_v = \lambda k_h$. Les diagrammes de stabilité pour trois conditions sont présentés :

- la position et la profondeur de la fissure sont inconnues,
- la profondeur de la fissure est connue mais sa position est inconnue et
- la position de la fissure est connue mais la profondeur est inconnue. Bien que la profondeur réelle (ou la position) des fissures ne puisse pas être déterminée, nous pourrions déterminer le nombre de stabilité et la profondeur critique (ou la position) de la fissure dans des conditions spécifiques.

d/ Effets des forces sismiques et des fissures

Des études sur les effets des forces sismiques et des fissures sur la stabilité des pentes pour différentes valeurs de φ , k_h et β , ont été envisagées. Un coefficient sans dimension appelé "stability number" ou "stability factor", permettant de décrire la diminution du nombre de stabilité est introduit afin de mieux comprendre les effets des forces sismiques et des fissures sur la stabilité des pentes. Le facteur de stabilité peut être calculé comme suit :

a/ pour le cas d'une fissure en amont :

$$\frac{\gamma h}{c} = \frac{2 \cos \varphi}{\sin \theta [(1 + \lambda k_h) \sin(\theta - \varphi) + k_h \cos(\theta - \varphi)]} \times \frac{1 - \delta/H}{\left[1 - \left(\frac{\delta}{H}\right)^2\right] \cot \theta - \cot \beta}$$

b/ pour le cas d'une fissure en aval :

$$\frac{\gamma h}{c} = \frac{2 \cos \varphi \tan \theta \cos \beta}{\left(1 - \frac{\delta}{H}\right) \sin(\beta - \theta) [(1 + \lambda k_h) \sin(\theta - \varphi) + k_h \cos(\theta - \varphi)]}$$

où $\lambda = k_h/k_v$.

e/ Conclusion

Des diagrammes de stabilité ont été développés pour des pentes homogènes avec des fissures de profondeur connue mais de position inconnue, des fissures de position connue mais de profondeur non spécifiée, et des fissures de profondeur et de position inconnues, soumises à l'action des forces sismiques utilisant la technique d'analyse de la limite supérieure et la méthode pseudo-statique. Ces graphiques peuvent être utilisés pour déterminer le nombre de stabilité (hauteur critique de la pente), la profondeur critique de la fissure et la région d'influence de la fissure sans nécessiter de procédure itérative. Ils devraient donc être utiles à l'évaluation de la stabilité de la pente (figure 2.15).

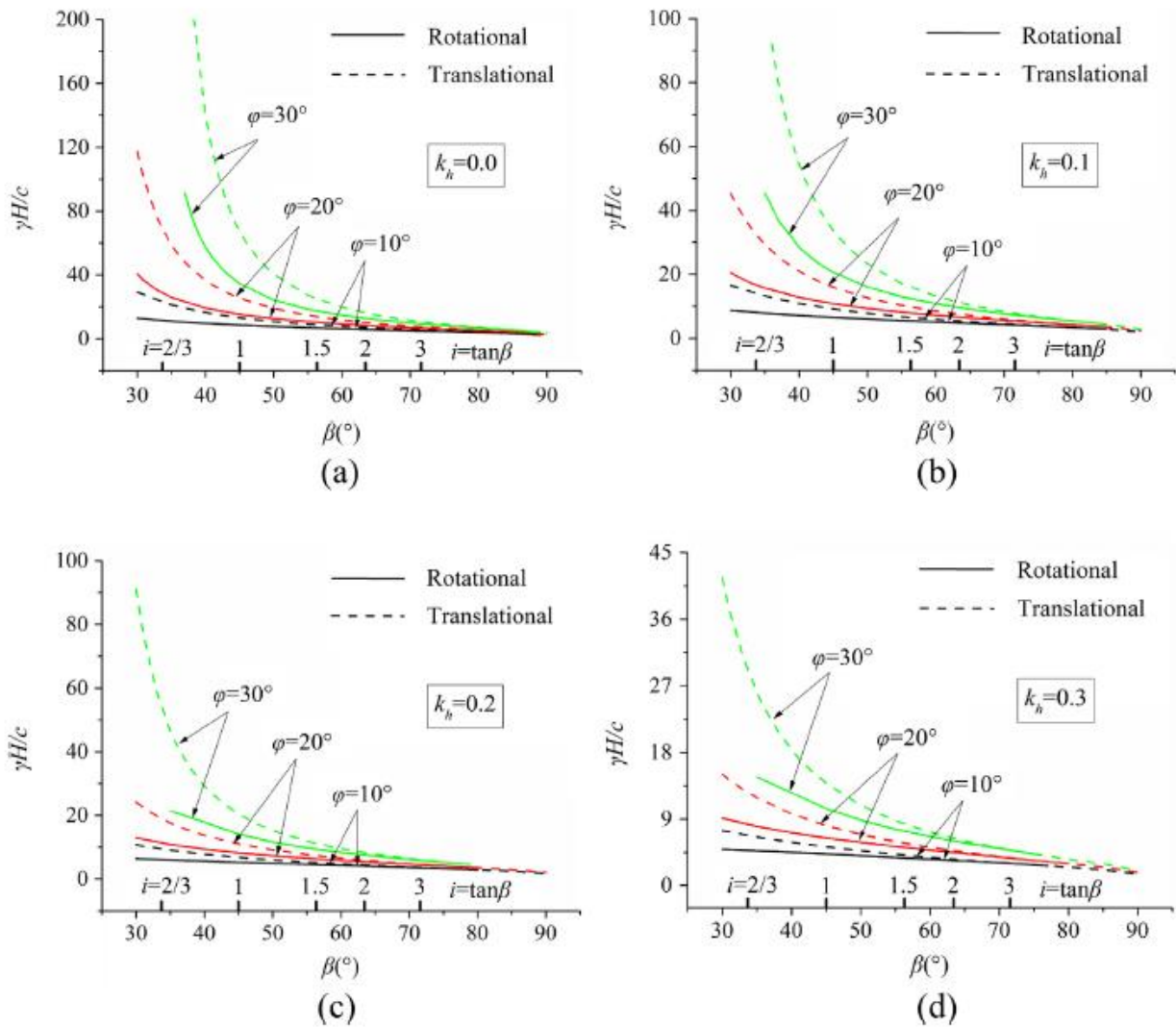


Figure 2.15 - Facteur de stabilité pour différentes valeurs de φ et k_h

Les principaux résultats de cette étude sont les suivants :

- pour les pentes homogènes fissurées, l'effet des forces sismiques sur la stabilité de la pente augmente avec l'augmentation de l'angle de frottement. Cependant, les fissures ont l'effet inverse. En outre, l'effet des forces sismiques sur la stabilité des pentes est plus important que celui des fissures pour les pentes douces.
- le coefficient d'accélération sismique verticale, k_v , a un effet mineur sur la stabilité de la pente, contrairement au coefficient d'accélération sismique horizontale, k_h . Cependant, lorsque k_v est grand, la diminution du nombre de stabilité peut dépasser 10%, ce qui est comparable à l'effet d'une fissure sur la stabilité de la pente.

2.8.3 Les travaux d'Utili et Abd (2016)

La présence de fissures dans les pentes constituées de sols cohérents (par exemple, les sols argileux) et/ou de roches en raison du développement de tensions, par exemple, est depuis longtemps reconnue comme un facteur important affectant leur stabilité depuis Terzaghi. La présence de fissures constitue un défi majeur pour l'évaluation de la stabilité de la pente

car elles introduisent une ou plusieurs discontinuités susceptibles de réduire considérablement la stabilité de la pente. Dans la littérature abondante consacrée à l'analyse des limites appliquée aux pentes sujettes à une excitation sismique, aucune disposition ne prend en compte la présence de fissures. Utili et Abd ont examiné trois situations :

- absence d'informations fiables sur la présence de fissures (ni la position ni la profondeur) ;
- présence de fissures de profondeur connue ;
- présence de fissures de position connue.

a/ Principes de la solution analytique de calcul de stabilité

En l'absence d'information sur la fissure, le "facteur de stabilité" d'une pente à la rupture instantanée, est défini par :

$$N_s = \gamma \frac{H_{cr}}{c}$$

où γ est le poids unitaire du sol, H_{cr} la hauteur critique de la pente et c la cohésion du sol.

Sur la base des solutions obtenues, des graphiques du facteur de stabilité (limite inférieure) en fonction de l'inclinaison de la pente, β , sont présentés pour toutes les valeurs présentant un intérêt technique pour les angles de frottement interne φ , et les coefficients sismiques horizontal et vertical, k_h et k_v respectivement. Toutefois, si des informations fiables sur les fissures sont disponibles, l'hypothèse prudente du scénario le plus défavorable n'est plus justifiée.

En ce qui concerne la profondeur de la fissure, selon certaines analyses de la limite inférieure (par exemple, elle peut être déterminée en fonction de la résistance à la traction du sol et de son état de contrainte. Cependant, le dépassement de la résistance à la traction du sol n'est qu'une des causes possibles de la formation de fissures, car il existe des preuves expérimentales de fissures causées et/ou approfondies par des processus tels que l'apparition de tassements différentiels, la dessiccation et congélation.

Dans la grande majorité des cas, le praticien ne dispose pas d'estimations précises de la profondeur des fissures. Par conséquent, la stabilité d'une pente doit être analysée pour une gamme de profondeurs de fissure possibles plutôt que pour une valeur unique.

Des simulations numériques par éléments finis avec d'autres méthodes, à savoir l'analyse limite (limites numériques supérieure et inférieure) et la méthode basée sur le déplacement avec une technique de réduction de la résistance des matériaux, ont été effectuées pour valider les résultats obtenus. Un très bon accord en termes de géométrie du mécanisme de rupture prédit et du coefficient sismique a été trouvé. Ensuite, une analyse de l'influence de l'accélération sismique verticale sur la stabilité des pentes est présentée pour les deux cas de pentes intactes et fissurées. Des graphiques addimensionnels montrant les cas les plus critiques pour la stabilité des pentes sont fournis pour différents

combinaisons de β et K_h . En outre, des cartes montrant les zones où les fissures n'ont pas d'effet négatif sur la stabilité de la pente sont fournies pour diverses combinaisons d'accélération horizontales et verticales.

Enfin, l'approche de Newmark, également appelée «procédure de glissement en bloc», a été utilisée pour calculer les déplacements induits par les séismes. Les accélérations horizontales ont été calculées pour toute combinaison de valeurs de β , φ , λ et de la cohésion normalisée, $c/\gamma H$, d'intérêt technique, ayant présumé la présence de la fissure la plus défavorable de la pente. Dans l'analyse présentée ici, contrairement à la formulation originale de Newmark qui suppose des mécanismes de rupture translationnel, des mécanismes rotationnels ont été utilisés, car ils sont plus critiques pour la stabilité des pentes. Les coefficients de déplacement sismique ont été calculés en fonction des caractéristiques de la pente (φ et β). Enfin, l'influence de la profondeur de la fissure sur les déplacements induits par un séisme a été étudiée.

b/ Dérivation de la solution analytique

Les mécanismes de rupture supposés dans cette analyse sont des mécanismes de rupture rotationnelle rigide bidimensionnelle à simple coin (voir figure 2.16). Le coin de rupture E-D-C-B tourne de manière rigide autour du point P, le sol se trouvant à droite de la spirale logarithmique D-C et de la fissure verticale préexistante C-B restant au repos. La limite supérieure est obtenue en imposant un bilan énergétique pour le coin déformant E-D-C-B.

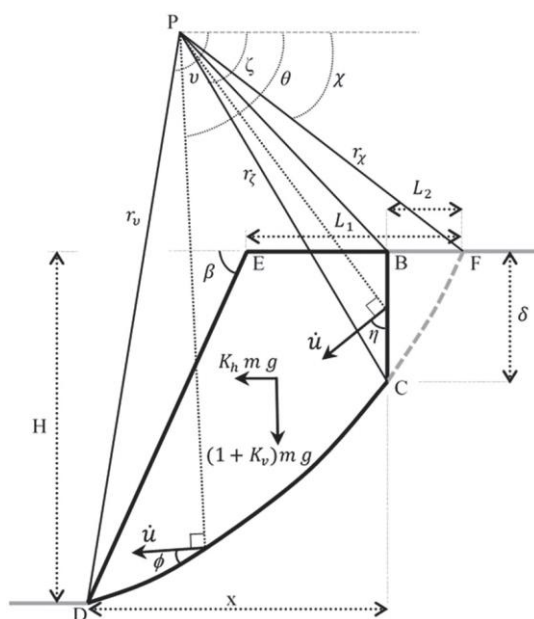


Figure 2.16 - Mécanisme de rupture utilisé

c/ Facteur de stabilité

Les limites supérieures du facteur de stabilité de la pente en présence d'une fissure défavorable sont représentées graphiquement, en fonction de l'inclinaison de la face de la pente, β , pour différentes valeurs de l'angle de frottement φ , et en variant le coefficient sismique horizontal K_h (figure 2.17).

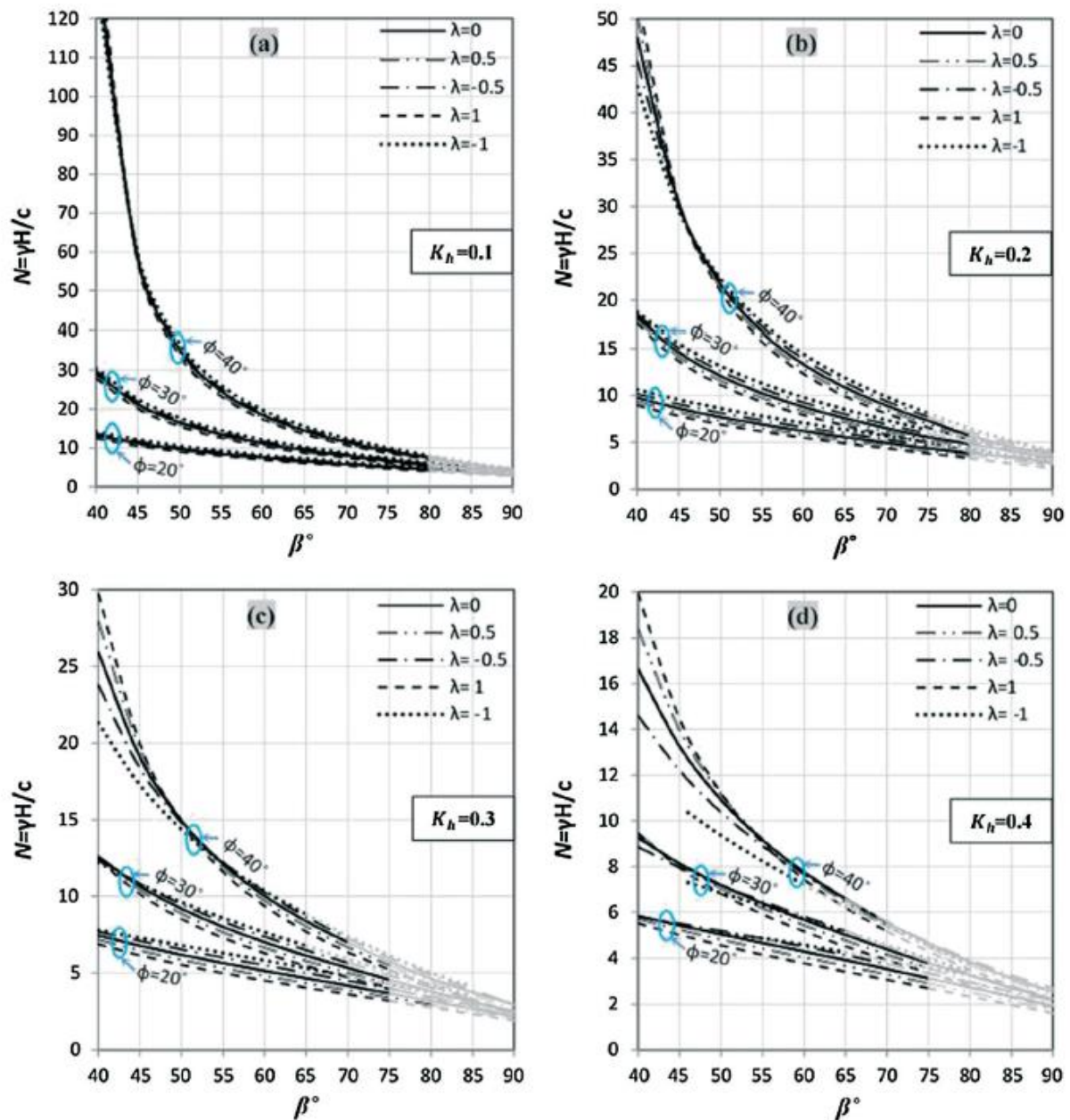


Figure 2.17 - Evaluation du facteur de stabilité en fonction de la pente pour différentes valeurs de l'angle de frottement du sol et des coefficients d'accélération sismique horizontal et vertical

Ces graphiques sont utiles aux praticiens pour obtenir une estimation immédiate, approximative, de la stabilité d'une pente fissurée soumise à une excitation sismique lorsqu'aucune donnée concernant la profondeur ou la position des fissures existantes n'est disponible.

d/ Conclusion

Une analyse paramétrique complète a été réalisée pour étudier l'effet de l'action sismique sur les pentes fissurées en utilisant la méthode d'analyse de la limite supérieure ainsi que

l'approche pseudo statique. Une solution analytique a été dérivée en supposant des pentes avec des fissures verticales de géométrie connue ou inconnue.

Des graphiques fournissant le facteur de stabilité pour les pentes fissurées soumises à des accélérations tant horizontales que verticales et des graphiques fournissant le coefficient sismique de rendement pour toute combinaison de c , φ et d'inclinaison de la pente ont été produits en supposant l'existence dans la pente de la fissure la plus défavorable.

Il a été constaté que les fissures peuvent réduire considérablement le facteur de stabilité et permettre une accélération jusqu'à 30% par rapport au cas d'une pente non fissurée. La réduction est plus grande pour les fortes pentes à faible angle de frottement soumises à de fortes accélérations, tandis que pour les pentes douces ayant un grand angle de frottement, soumise à des séismes modérés, elle est négligeable.

Contrairement à la formulation originale de Newmark, les mécanismes de rupture rotationnelle, sont plus critiques.

Les déplacements induits pour une pente fissurée peuvent être considérablement plus importants, jusqu'à cinq fois, que dans le cas d'une pente intacte en fonction des caractéristiques de la pente.

2.9 CONCLUSION

Les causes d'instabilité des massifs de sols en pente peuvent être multiples (contexte morphologique, composition lithologique, actions naturelles et/ou anthropiques, etc.). La synthèse présentée dans ce chapitre montre la complexité d'un tel phénomène. Une reconnaissance géotechnique s'impose afin de localiser et d'identifier les différentes couches constituant les massifs de sols en pente potentiellement instables. Elle s'en suivra par une analyse de stabilité à l'aide de l'une des méthodes de calculs disponibles en fonction du type de sollicitations envisagés conformément à la réglementation parasismique en vigueur. Si besoin était, une solution confortative techniquement et économiquement adéquate devra être proposée.

2^{ème} PARTIE

SIMULATION NUMERIQUE

ANALYSE DES FACTEURS D'INSTABILITE DU VERSANT D'AOMAR (WILAYA DE BOUIRA, ALGERIE)

Ce chapitre présente et analyse les résultats d'une série de calculs de stabilité sous séisme du versant d'Aomar (wilaya de Bouira, Algérie) dont l'effondrement a provoqué d'importants désordres au talus lui-même et aux ouvrages qui l'entourent. Les calculs visent à analyser les causes probables de rupture du versant afin de chercher une solution confortative adéquate. Les causes d'instabilités du versant peuvent être multiples et les fissures présentes en amont de celui-ci en ont probablement servi de catalyseur. Les résultats obtenus confirment les observations faites sur le terrain et montrent que c'est l'action conjuguée de plusieurs facteurs négatifs liés aux propriétés géotechniques des sols et au régime hydraulique du site qui sont amplifiés probablement par une secousse sismique peu ressentie qui ont déclenché le glissement. Ces résultats ont fait l'objet des publications suivantes :

1. *Seddiki A., Khemissa M. (2019). Seismic stability analysis of a pre-cracked natural slope: a case study of Aomar slope in Algeria. Geomechanics and Geoengineering: An International Journal, Taylor and Francis. <https://www.tandfonline.com/doi/full/10.1080/17486025.2019.1648880>.*
2. *Seddiki A., Khemissa M. (2013). Seismic stability analysis of an urbanized natural slope. Proceeding of the International Congress on Geotechnical and Engineering, ICGE'13, Hammamet, Tunisia, February 21-23, 2013, Bouassida et al Editors, ISSN 978-9973-2-6, pp. 869-877.*
3. *Seddiki A., Khemissa M. (2013). Seismic stability analysis of an urbanized natural slope. International Congress on Materials & Structural Stability, CMSS Rabat 2013, Rabat, Morocco, 27-30 November 2013.*

3.1 Introduction

La ville d'Aomar est située à la jonction de deux routes nationales RN45 et RN25, à 20 km au nord-ouest de Bouira (figure 3.1). Cette ville s'étale sur une superficie de 6970 ha et se compose d'environ 50% de montagnes, 35% de collines et 15% de plaines.

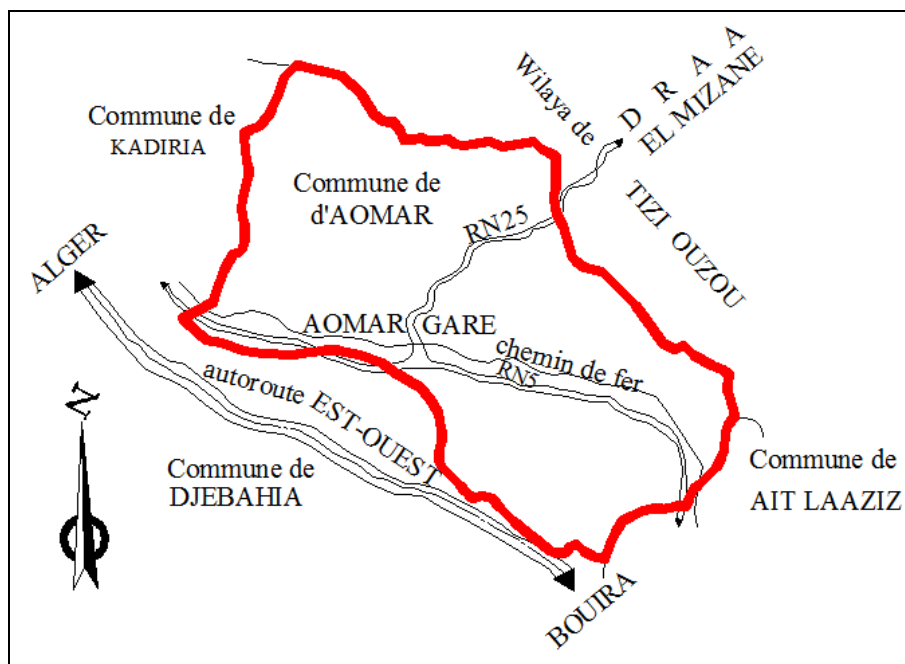


Figure 3.1 - Plan de situation de la commune d'Aomar

Les mouvements de terrains apparus dans cette ville concernent un versant situé à proximité de la RN25 en contre-bas du Technicum d'Aomar.

3.2 DESCRIPTION SOMMAIRE DU VERSANT D'AOMAR

3.2.1 Instabilités observées et dommages induits

Les mouvements de terrains apparus dans cette ville dans le versant mentionné ci-dessus ont causé des dégradations importantes dans le Technicum et dans la soute à mazout situés en amont du versant. L'enquête effectuée par le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction (LNHC, antenne de Bouira) mentionne les désordres suivants (figure 3.2) :

- écartement des joints de dilatation des blocs ;
- rupture du sol d'assise à proximité immédiate de la couronne (soute à mazout) ;
- escarpement du terrain et apparition de bourrelets en aval du versant ;
- léger affaissement de la chaussée et apparition de fissures.

Ces observations in-situ laissent penser que la forme de la surface de glissement critique est vraisemblablement rotationnelle ou, à défaut, polygonale (combinaison de plusieurs lignes droites).

Photo 1 - Vue générale du glissement du terrain au voisinage du Technicum



Photo 2 - Fissuration du mur de clôture du Technicum et déchaussement de la soute à mazout



Photo 3 - Vue de l'intérieur du joint de dilatation ouvert



Photo 4 - Affaissement près du mur de clôture du Technicum

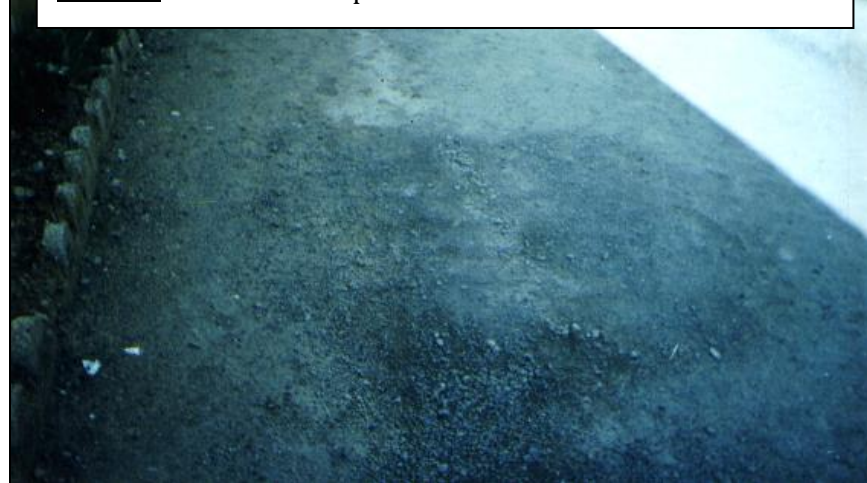


Figure 3.2 - Aperçu des principaux dommages causés par le glissement d'Aomar

3.2.2 Contexte géologique et géomorphologique du site

Le versant d'Aomar est situé au milieu d'une cuvette formée d'un ensemble 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.

La campagne de reconnaissance effectuée par le laboratoire National de l'Habitat et de la Construction (LNHC, Antenne de Bouira) comporte la réalisation de trois sondages et de dix essais au pénétromètre statique (figure 3.3).

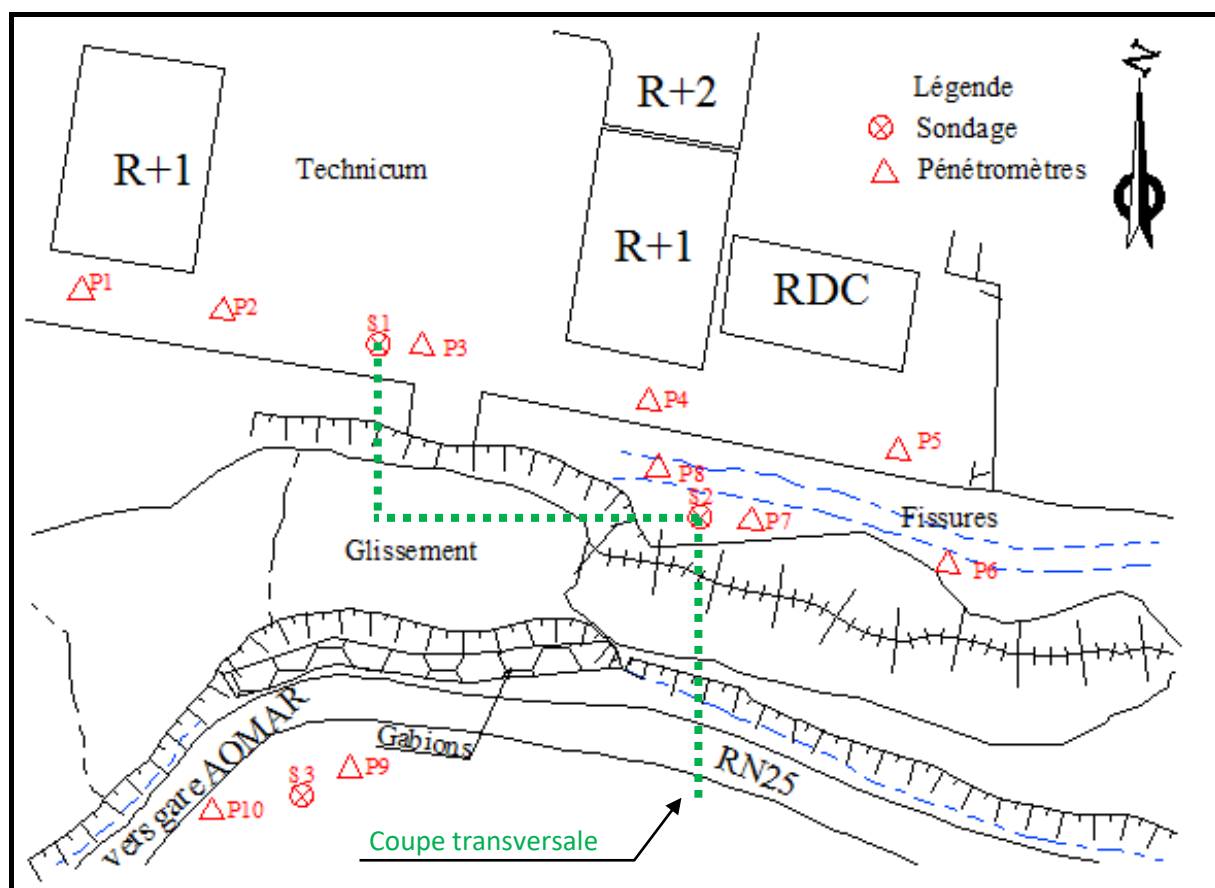


Figure 3.3 - Plan schématique d'implantation des essais in situ

Les trois sondages S1, S2 et S3 effectués jusqu'à 30 m de profondeur à l'aide d'un carottier de 100 mm de diamètre révèlent l'existence de trois couches de sols d'épaisseurs variables d'un sondage à l'autre. A l'emplacement de ces sondages, on rencontre de haut en bas (figure 3.4) :

- une couche d'argile limoneuse entre 0 et 3 m de profondeur ;
- une couche d'argile marneuse altérée entre 3 et 7m de profondeur ;
- une couche de marne compacte à partir de 7 m de profondeur.

On notera, par ailleurs, que les observations faites sur le terrain semblent situer la surface de rupture dans la couche de marne altérée. Il convient également de mentionner l'existence de fissures situées en amont à quatre mètres de la crête du versant.

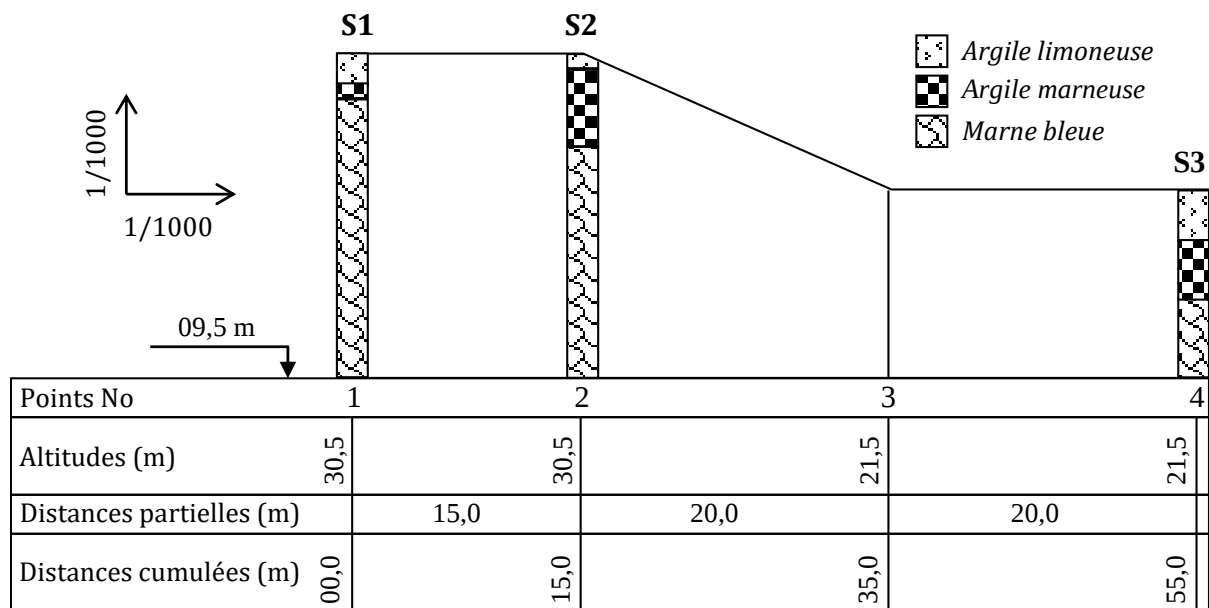


Figure 3.4 - Coupe transversale passant par les trois sondages S1, S2 et S3

3.2.3 Caractéristiques géotechniques des sols

La figure 3.5 montre l'évolution des principaux paramètres géotechniques avec la profondeur pour les échantillons de sol testés.

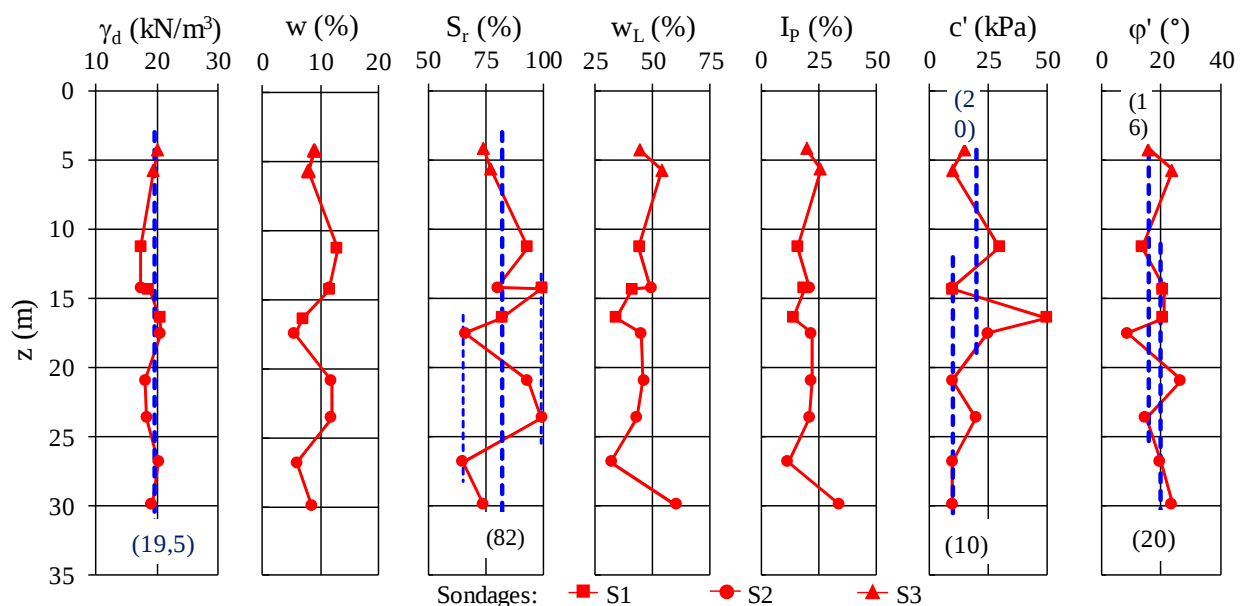


Figure 3.5 - Profil géotechnique du versant d'Aomar

On notera que les paramètres varient avec la profondeur et l'on distingue deux zones de variations pour les paramètres de cisaillement (la cohésion c' et l'angle de frottement interne ϕ') et pour le degré de saturation. On notera aussi que le massif est quasi-saturé (degré de saturation moyen $S_r=82\%$). On notera en outre que les faibles valeurs de ces deux paramètres s'expliquent principalement par l'effet de remaniement des échantillons prélevés à de grandes profondeurs. Malgré leur fréquence dans le monde,

les essais triaxiaux et oedométriques présentent certaines limites liées au remaniement du sol en raison du processus d'échantillonnage et des procédures expérimentales mises en œuvre. Ces limitations contribuent à diminuer les propriétés mécaniques de résistance et de déformabilité des sols, qui conditionnent les états limites et critiques de leur comportement (Khemissa 2016). Ces faibles valeurs s'expliquent aussi par le fait que les sondages ont été réalisés après le glissement du versant d'Aomar, c'est-à-dire après que les couches constituant le massif en pente aient déjà été endommagées.

Les logiciels utilisés permettent de faire des calculs de stabilité soit en contraintes totales (calculs à court terme) soit en contraintes effectives (calculs à long terme). Les valeurs des paramètres de cisaillement des sols à prendre en compte sont ensuite données soit en valeurs totales (à partir des résultats d'essais de cisaillement non drainés), soit en valeurs effectives (à partir des résultats d'essais de cisaillement drainés), permettant ainsi des analyses à court terme et/ou à long terme. Les calculs de stabilité du versant d'Aomar ont été effectués en se référant aux contraintes effectives afin de vérifier la stabilité en service de celui-ci. Le tableau 3.1 donne les valeurs moyennes des paramètres géotechniques pris en compte dans l'analyse de la stabilité du versant.

Tableau 3-1 - Caractéristiques moyennes de cisaillement des couches de sol

Couche	γ_d (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Argile limoneuse	19,5	20	16
Argile marneuse	19,5	20	16
Marne bleue	19,5	10	20

3.2.4 Régime hydraulique de la zone du site

La ville d'Aomar est située dans la wilaya de Bouira avec un climat méditerranéen caractérisé par des étés chauds et secs et des hivers pluvieux et humides. La figure 3.6 présente les précipitations annuelles moyennes pour cette wilaya entre 1991 et 2011. Il convient de noter que l'année 2003 a été la plus pluvieuse, avec une moyenne annuelle d'environ 900 mm de précipitations.

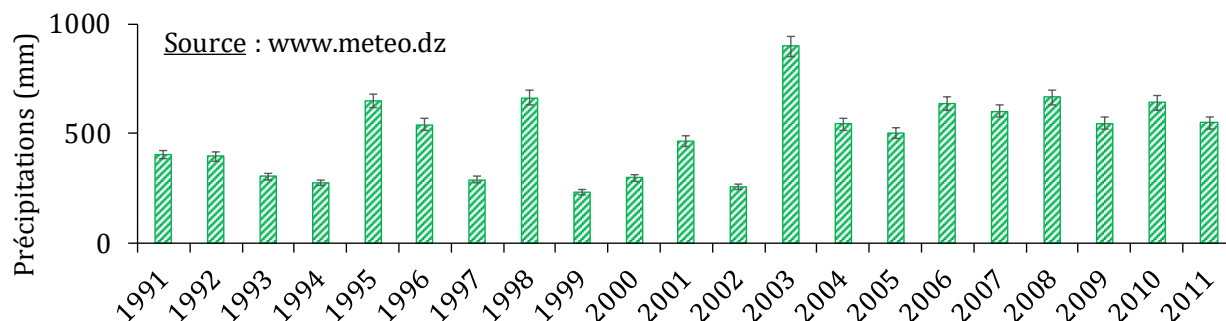


Figure 3.6 - Précipitations moyennes annuelles dans la wilaya de Bouira

Les trois sondages mentionnés ci-dessus n'ont pas révélé la présence d'eau souterraine. Cependant, les valeurs du degré de saturation déterminées sur les échantillons prélevés

dans ces trois sondages sont comprises entre 65% et 99%, avec une moyenne de 82%. Cette quasi-saturation ne peut résulter que de l'infiltration des eaux de pluie tombées au cours de cette période pluvieuse. On peut donc supposer que l'eau a joué un rôle majeur dans le déclenchement du glissement du versant. Toutefois, le glissement n'étant pas directement lié aux pics des précipitations, les eaux de pluie ne suffisent pas à elles seules à expliquer les causes du glissement de terrain. La présence de fissures suggère que l'infiltration des eaux de pluie dans le massif, entre autres facteurs, a joué un rôle important dans l'instabilité du versant d'Aomar.

3.2.5 Caractéristiques sismiques de la zone d'étude

La position géographique de la ville d'Aomar et son relief font craindre une activité sismique comparable à celles des villes voisines qui connaissent une activité sismique intense (figure 3.7), en raison des dommages observés aux infrastructures à cause des instabilités sismiques notamment dans les zones montagneuses avec des pentes raides.

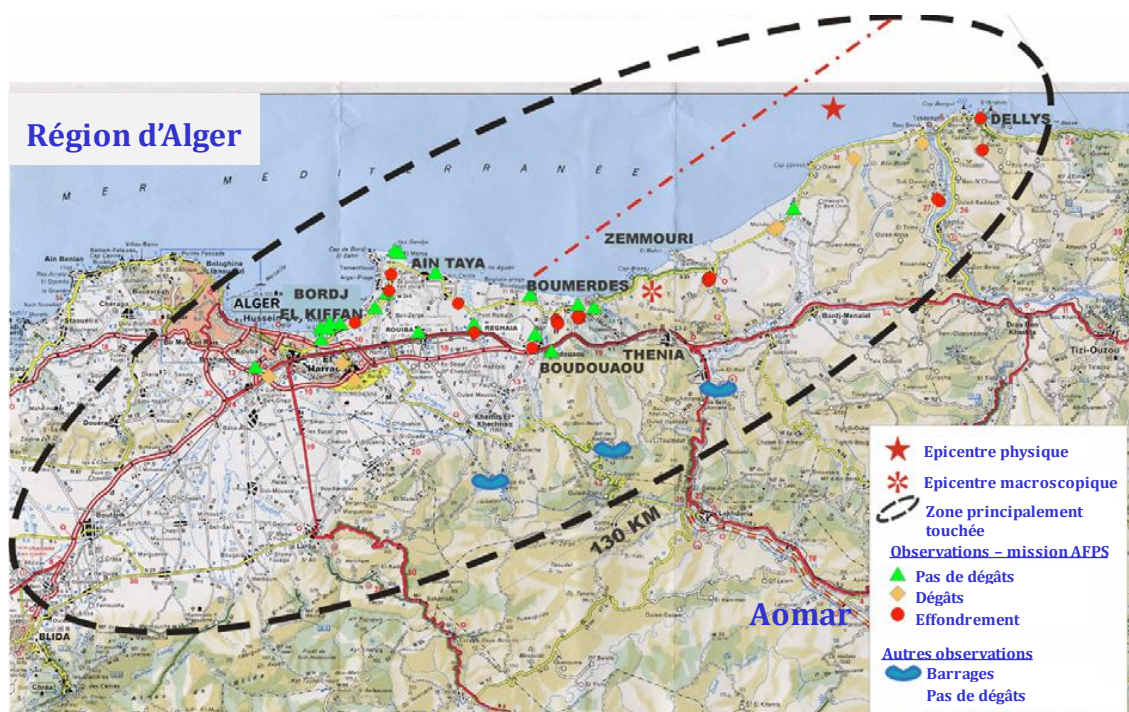


Figure 3.7 – Position du site par rapport au séisme du 21/05/2003 (AFPS 2003)

La ville d'Aomar est classée dans la zone IIa, zone de moyenne sismicité, d'après le règlement parasismique algérien en vigueur (RPA99, version 2003), dont les valeurs d'accélération de zone sont définies dans le tableau 3.2.

Tableau 3-2- Valeurs des coefficients d'accélération de zone

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

Les coefficients pseudo-statiques horizontal et vertical, k_h et k_v , pris en compte dans les calculs de stabilité des pentes sont donnés dans le tableau 3.3 en fonction du groupe d'usage pour la zone considérée.

Tableau 3-3 - Valeurs des coefficients pseudo-statiques horizontal et vertical considérées

Zone	Groupe d'usage	A	$k_h (\times g)$	$k_v (\times g)$
IIa	1A	0,25	0,1250	0,0375
	1B	0,20	0,1000	0,0300
	2	0,15	0,0750	0,0225
	3	0,10	0,0500	0,0150

3.3 CALCULS DE STABILITE EFFECTUES

3.3.1 Outils numériques utilisés

Les calculs de stabilité du versant d'Aomar ont été effectués par la méthode pseudo-statique à l'aide des logiciels suivants :

- Talren4 pour les calculs en équilibre limite (méthodes de Fellenius, Bishop et RRT) et à la rupture ;
- Plaxis 8.2 pour les calculs en plasticité par la méthode " ϕ -c reduction" ;
- OptumG2 pour les calculs en plasticité par la méthode de réduction de la résistance au cisaillement (SSR) et en analyse limite (bornes supérieure et inférieure).

Les valeurs des coefficients de sécurité correspondantes ont été confrontées entre eux et avec celles obtenues par un calcul manuel à l'aide d'abaques (abaques de Hoek décrites ci avant).

3.3.2 Modèle de calcul considéré

Les figures 3.8 et 3.9 présentent respectivement les profils de calcul de stabilité typiques considérés pour le versant d'Aomar non fissuré et fissuré. Ces profils, dont les cotations sont données dans la figure 3.4, se composent de segments délimitant les couches constituant le massif. Chacun d'eux est composé de trois couches : une couche d'argile limoneuse reposant sur une couche d'argile marneuse qui elle-même, repose sur une couche de marne bleue compacte.

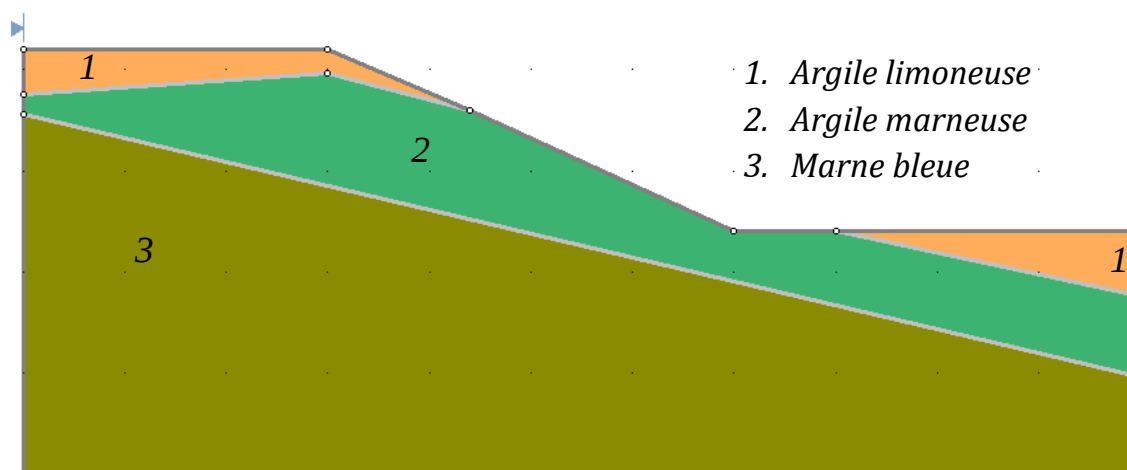


Figure 3.8 - Profil géométrique considéré pour le versant non fissuré d'Aomar

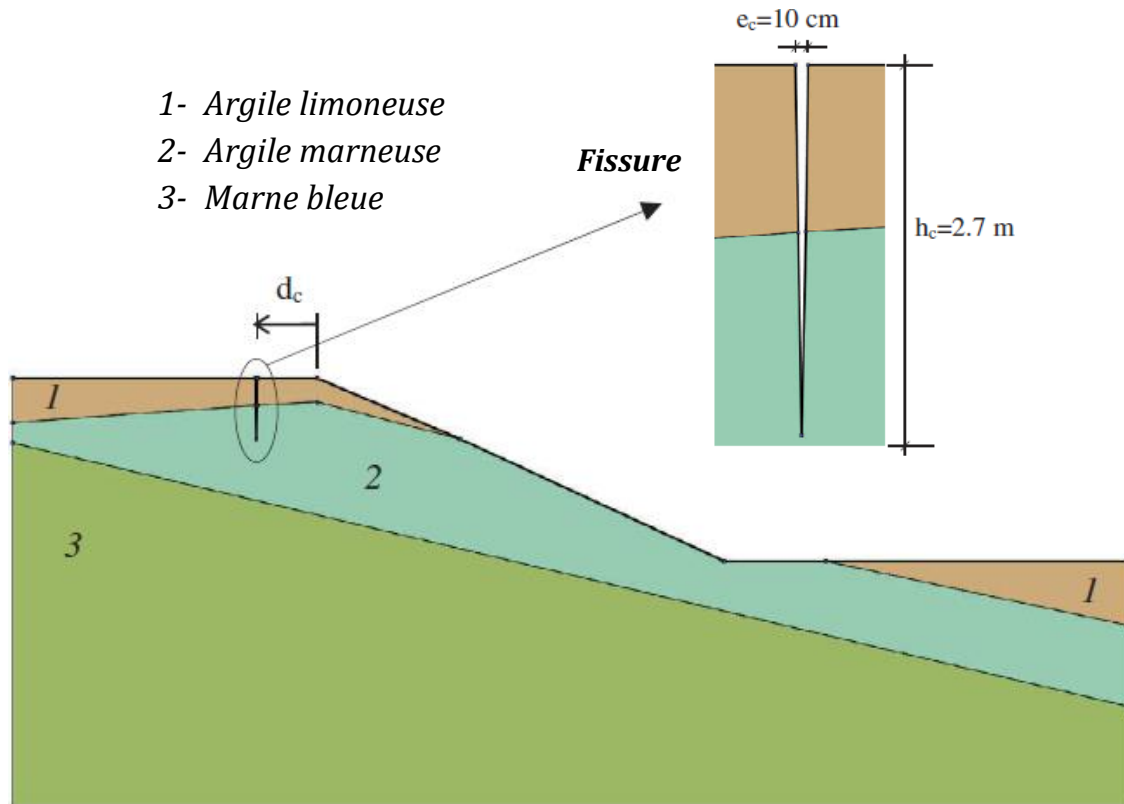


Figure 3.9 - Profil géométrique considéré pour le versant fissuré d'Aomar

La fissure est située à environ 4 m de la crête de la pente ($d_c = 4$ m). Elle est supposée verticale et de forme triangulaire de $e_c = 10$ cm d'épaisseur, schématisant un vide traversant les deux couches supérieures jusqu'à une profondeur $h_c = 2,7$ m ; la profondeur de la fissure étant déterminée par la relation suivante basée sur la théorie de l'analyse limite (Baker 1981, Spencer 1967, Chowdhury 1991, Chowdhury et Zhang 2015, Michalowski 2013) :

$$h_c = \frac{2c}{\gamma} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

où γ , c et φ désignent le poids volumique, la cohésion et l'angle de frottement interne du sol.

Les calculs de la stabilité ont été effectués pour les deux cas du versant non fissuré et fissuré par différentes méthodes de calcul, à savoir :

- la méthode d'équilibre limite (Fellenius, Bishop et RRT), pour différentes forme de surface de rupture ;
- la méthode du calcul à la rupture :
- la méthode basée sur la méthode " φ -c reduction" en utilisant des éléments finis de type 6 et 15 nœuds :
- la méthode basée sur la théorie dite de réduction de la résistance au cisaillement des sols "SSR" en utilisant des éléments finis de type inférieur et supérieur ;

- la théorie d'analyse limite par approche statique intérieure (borne inférieure) et approche cinématique extérieure (borne supérieure) ;
- le calcul manuel à partir des abaques de Hoek.

3.4 RESULTATS DES CALCULS ET DISCUSSION

3.4.1 Localisation de la surface de rupture potentielle

Les observations faites sur le site d'Aomar et les sondages effectués sur le terrain montrent qu'il s'agit bien d'un glissement rotationnel dû à un balancement de la masse de sol sur une surface sensiblement circulaire. Les calculs de vérification de la stabilité du versant ont été effectués sous chargement gravitaire (c'est-à-dire sous son poids propre) sans effet sismique ($k_h = 0$) et sans présence de nappe phréatique ($h_w = 0$) par diverses méthodes implémentées dans les logiciels décrits ci-avant. Les résultats de ces calculs sont regroupés dans le tableau 3.4. Ils appellent les commentaires suivants :

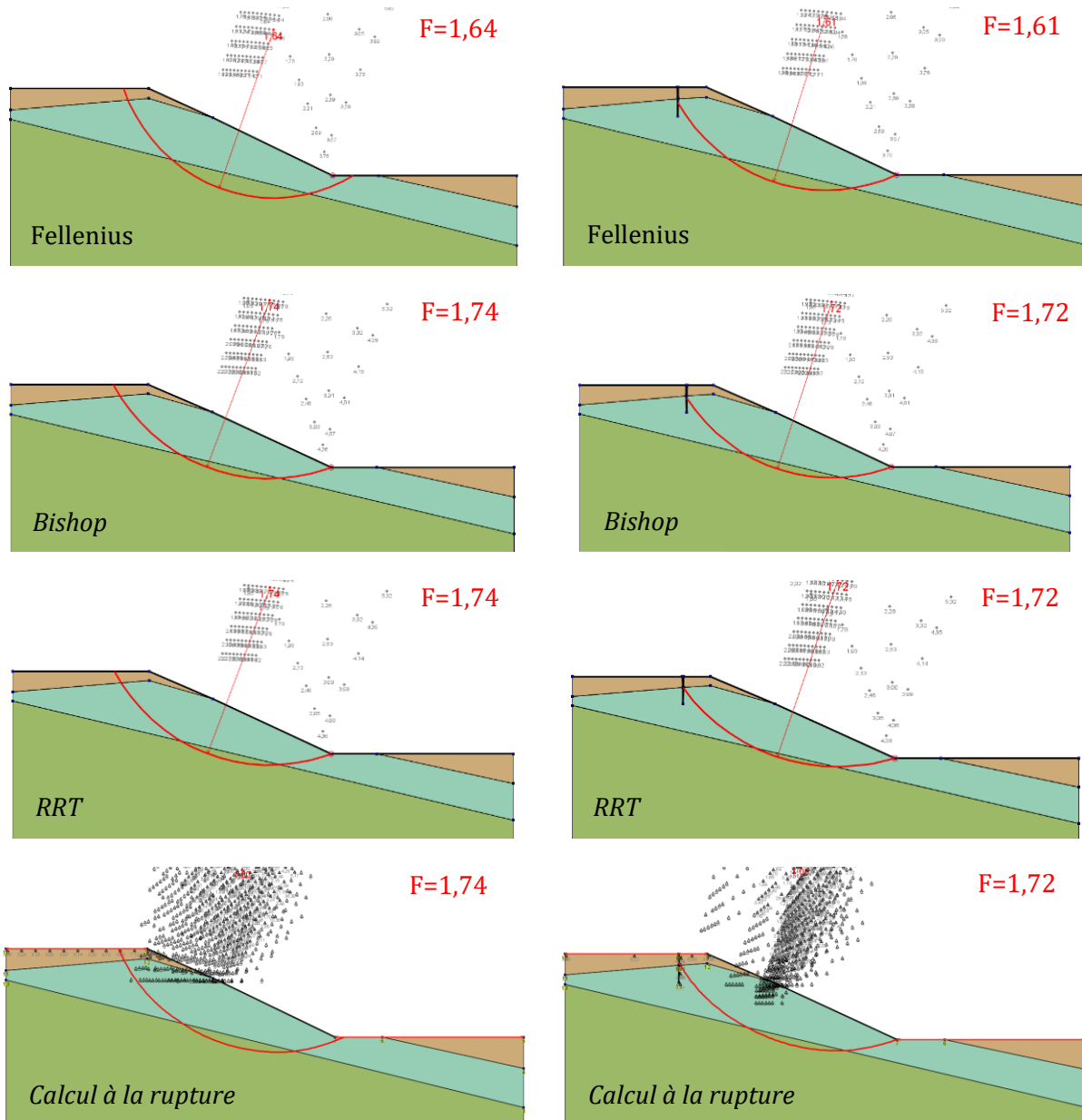
Tableau 3-4 - Valeurs du coefficient de sécurité au glissement du versant d'Aomar sous chargement gravitaire seul

Outils et méthodes de calcul		F	
		<i>non-fissuré</i>	<i>fissuré</i>
Talren 4			
Equilibre limite	Fellenius (surface de rupture circulaire)	1,64	1,61
	Bishop (surface de rupture circulaire)	1,74	1,72
	RRT (surface de rupture log-spirale)	1,74	1,72
	RRT (surface de tupture polygonale)	1,79	1,77
Calcul à la rupture		1,74	1,72
Plaxis-2D			
ϕ-c reduction	Eléments finis à 6 nœuds de Gauss	1,72	0,94 (*)
	Eléments finis à 15 nœuds de Gauss	1,69	1,10 (*)
OptumG2			
Shear Strength Reduction (SSR)	Eléments finis à 6 nœuds de Gauss	1,73	1,70 (*)
	Eléments finis à 15 nœuds de Gauss	1,73	1,60 (*)
	Eléments finis de type inférieur	1,71	1,51 (*)
	Eléments finis de type supérieur	1,74	1,72
Analyse limite	Borne inférieure (approche statique)	4,62	1,66 (*)
	Borne supérieure (approche cinématique)	4,90	1,83 (*)
Abaques			
Abaques de Hoek		1,82	1,65

(*) Effondrement local du versant autour de la fissure

a/ Calcul à l'aide du logiciel Talren4

Les résultats des calculs effectués par la méthode d'équilibre limite (méthodes de Fellenius, Bishop et RRT) et par la théorie du calcul à la rupture (dans l'hypothèse d'une rupture rotationnelle) à l'aide du logiciel Talren 4 confirment les observations de terrain pour l'hypothèse du versant non fissuré et fissuré (figure 3.10).



a/ Versant non fissuré

b/ Versant fissuré

Figure 3.10 - Position de la surface de glissement critique à l'aide du logiciel Talren 4

Il convient en outre de noter que :

- les calculs préliminaires rejettent l'idée d'une surface de glissement polygonale, auquel cas les valeurs du facteur de sécurité sont plus élevées que dans le cas d'une surface de glissement de forme log-spirale ;

- la surface de glissement est limitée en amont par la fissure du versant ;
- la surface de glissement critique s'étend verticalement lorsqu'elle croise la ligne de fissure de tension où les contraintes normales sont négatives.

La méthode d'équilibre limite, ainsi que la théorie du calcul à la rupture, sont donc des outils d'analyse pratiques pour analyser la stabilité des versants fissurés et non fissurés.

b/ Calculs à l'aide du logiciel Plaxis

Les résultats des calculs effectués par la méthode de réduction des paramètres de cisaillement dite " ϕ -c reduction" à l'aide de Plaxis-2D confirment les observations faites sur le terrain dans le cas du versant supposé non-fissuré seulement (figure 3.11).

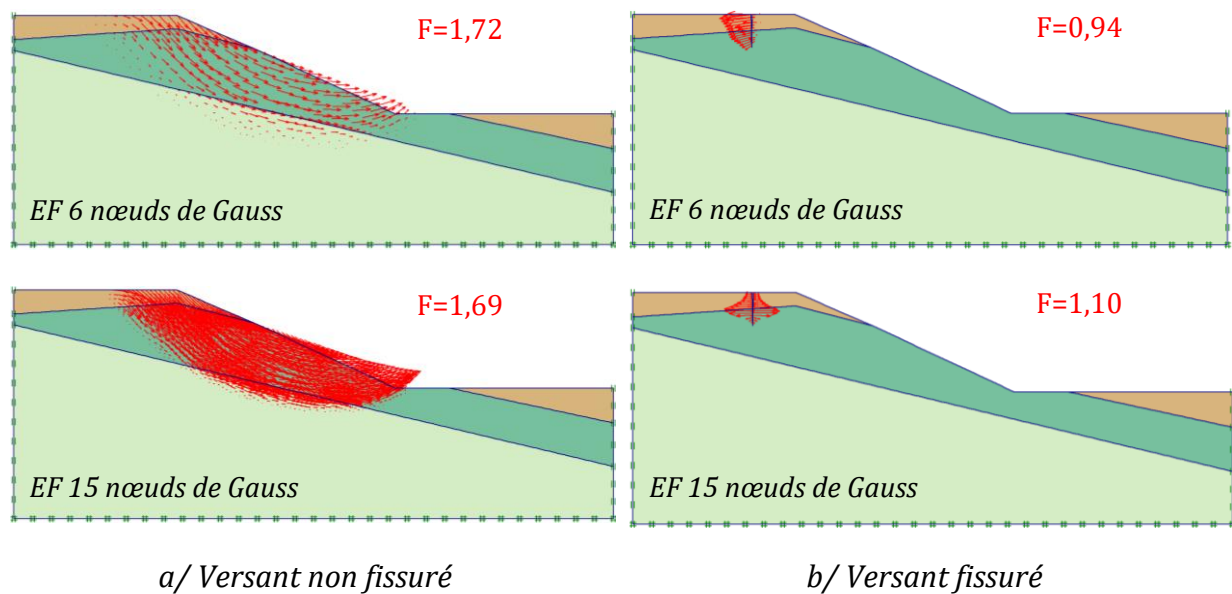


Figure 3.11 - Position de la surface de glissement critique à l'aide du logiciel Plaxis 2D

Lorsque la fissure est prise en compte, les résultats des calculs effectués par ladite méthode basée sur des éléments finis de type 6 ou 15 nœuds de Gauss indiquent une rupture locale de forme quelconque localisée autour de la fissure.

Il convient de noter que cet effondrement local se produit par l'espacement des lèvres de la fissure du versant. Ce dernier résultat n'est pas vérifié sur le terrain où une rupture globale a été observée.

Il convient donc de noter que dans le cas précis du versant fissuré, l'approche du calcul en plasticité ne semble pas donner de résultats probants.

c/ Calculs à l'aide du logiciel OptumG2

Les résultats des calculs effectués par la méthode de réduction de la résistance au cisaillement (figure 3.12) et par la théorie de l'analyse limite (figure 3.13) à l'aide du logiciel OptumG2 confirment également les observations faites sur le terrain pour un versant supposé non-fissuré.

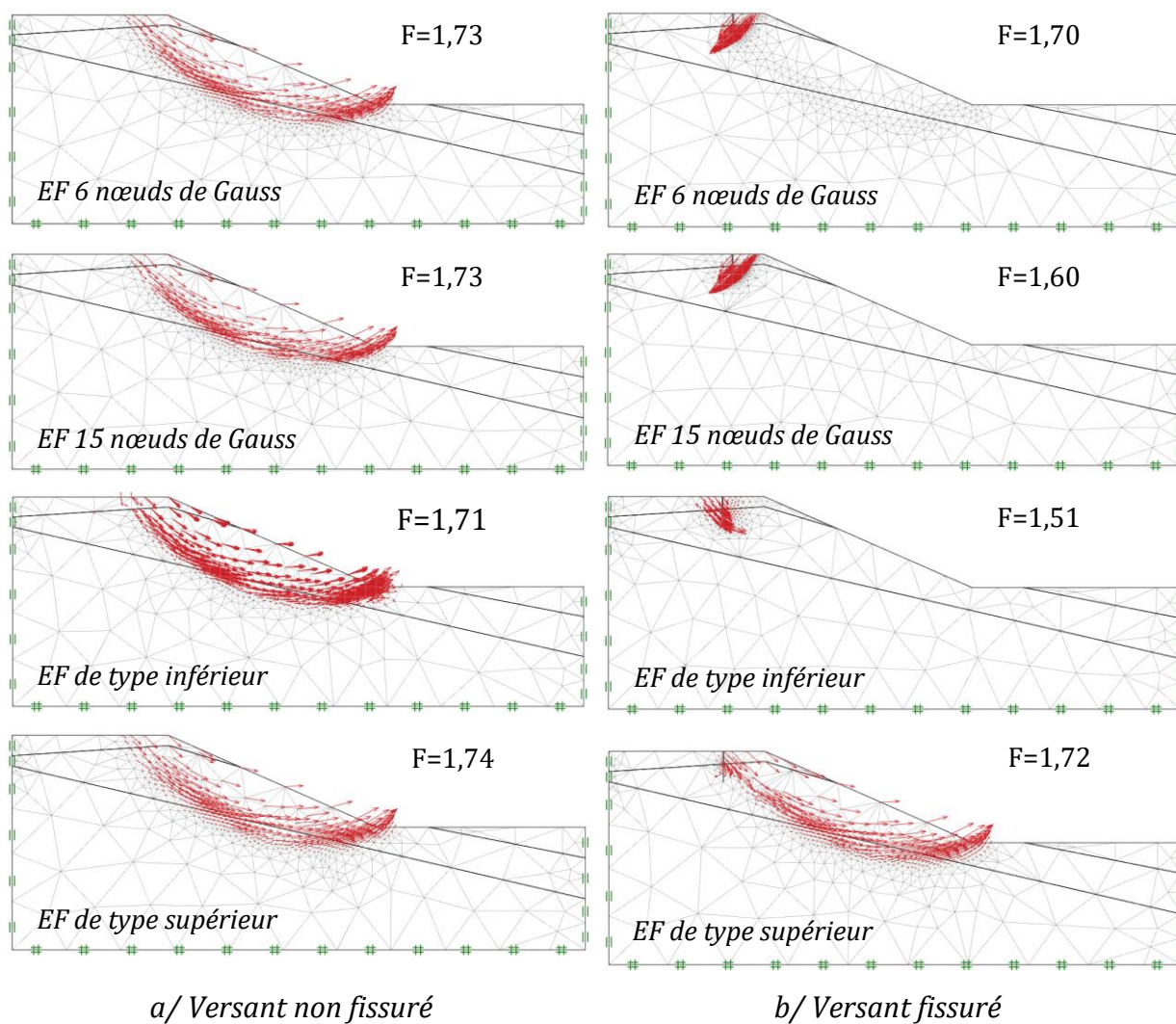


Figure 3.12 - de la surface de glissement critique déterminée par la méthode de réduction de la résistance au cisaillement à l'aide du logiciel OptumG2

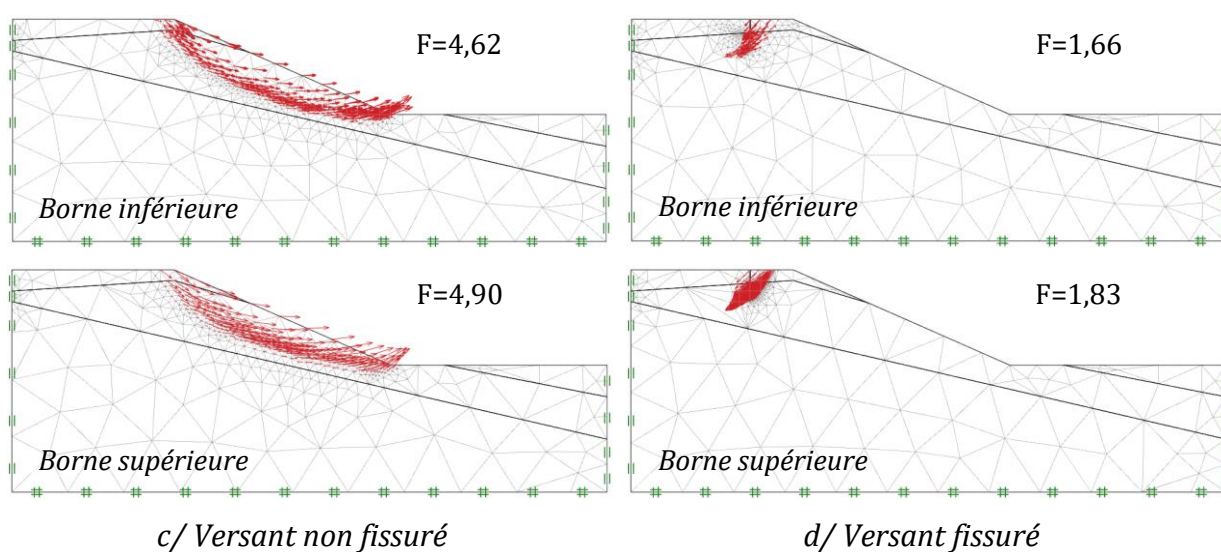


Figure 3.13 - Position de la surface de glissement critique déterminée par la théorie de l'analyse limite à l'aide du logiciel OptumG2

Il convient en outre de noter que :

- lorsque la fissure est prise en compte, seule la méthode de réduction de la résistance au cisaillement basée sur les éléments finis de type limite supérieure semble confirmer la rupture globale du versant ;
- la surface de glissement critique s'étend là aussi verticalement lorsqu'elle coupe la ligne de fissure sous tension ;
- les calculs effectués par la méthode de réduction de la résistance au cisaillement basée sur des éléments finis de type inférieur ou sur des éléments finis de type 6 et 15 nœuds de Gauss indique une rupture locale de forme quelconque située autour de la fissure.

Par conséquent, seule la méthode de réduction de la résistance au cisaillement basée sur des éléments finis de type supérieur peut être considérée comme pratique pour ce type d'analyse. Les calculs effectués par la théorie de l'analyse limite donnent des résultats approximatifs, notamment dans le cas du versant supposé non-fissuré.

d/ Calculs à l'aide d'abaques

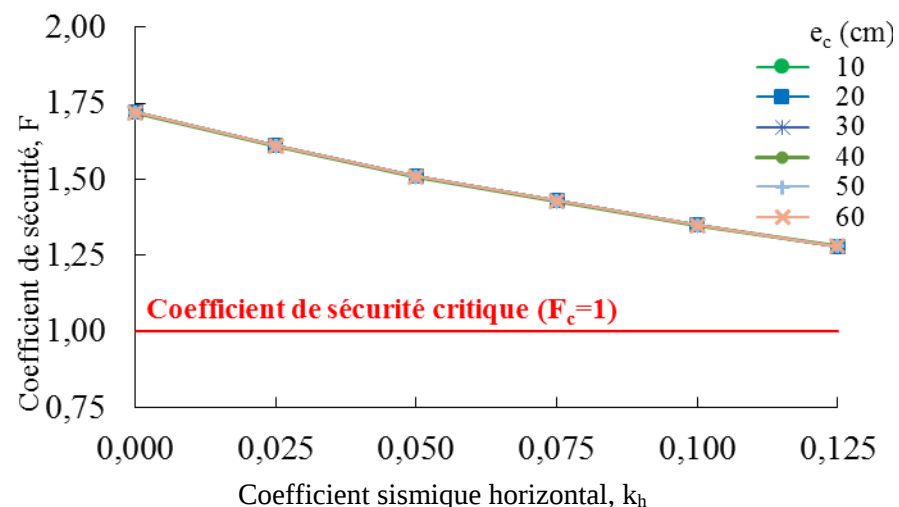
Les résultats des calculs du coefficient de sécurité effectués à l'aide des abaques de Hoek sont *grosso-modo* acceptables aussi bien dans le cas du versant supposé non-fissuré que fissuré, mais moins précis que ceux données par les méthodes de calcul classiques.

e/ Synthèse

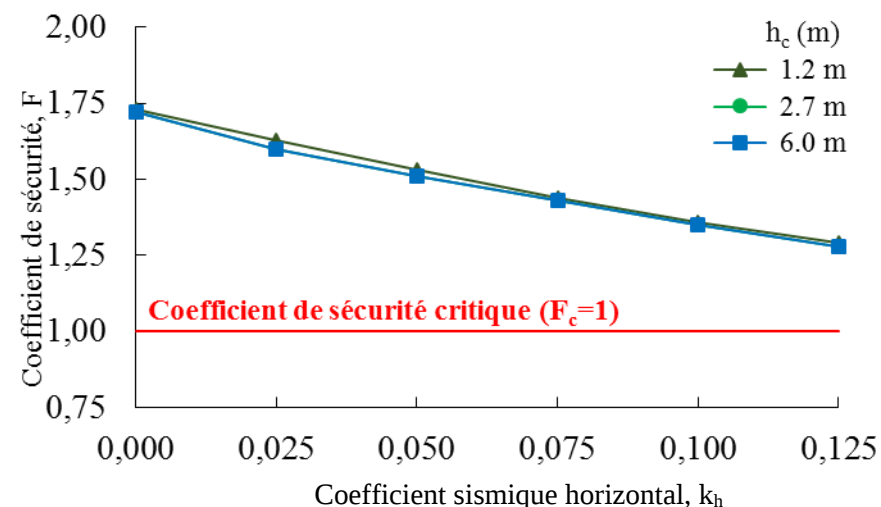
Les valeurs du coefficient de sécurité au glissement déterminées ci-dessus semblent indiquer que le versant d'Aomar, fissuré ou non, est stable sous son poids propre. Cependant, la rupture de ce versant s'est réellement produite. Par conséquent, ce glissement de terrain résulte de la combinaison de plusieurs facteurs géomécaniques et hydrauliques possibles associés à une action sismique probable. Il convient de noter également que la méthode de réduction de la résistance au cisaillement basée sur les éléments finis de type supérieur et la théorie du calcul à la rupture, ainsi que les méthodes RRT et Bishop, donnent des résultats comparables lorsque le versant est supposé non-fissuré et fissuré. Aussi, seule la méthode RRT implémentée dans le logiciel Talren 4 sera utilisée ci-après. Le choix de cette méthode est justifié par la commodité d'utilisation du logiciel Talren 4 et la facilité d'exploitation des résultats des calculs fournis par celui-ci.

3.4.2 Propriétés du modèle de fissure considéré

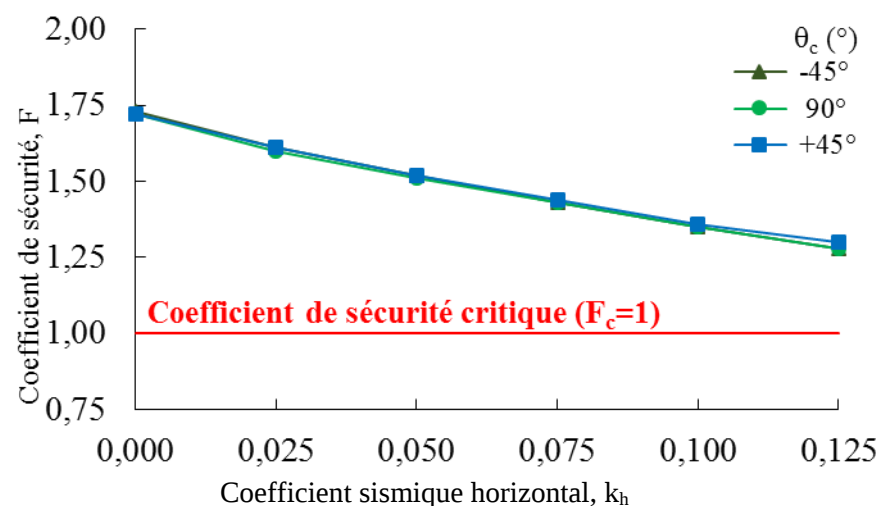
La figure 3.14 montre les résultats des calculs traitant des effets des caractéristiques géométriques liées au modèle de fissure considéré dans cette étude ; lequel modèle est supposé représenter les fissures observées sur le terrain. L'analyse de sensibilité réalisée pour différentes accélérations sismiques probables montre que la taille de la fissure (a), sa profondeur (b) et sa direction (c) n'affectent pas davantage la stabilité du versant, mais sa présence peut être génératrice d'instabilité éventuelle.



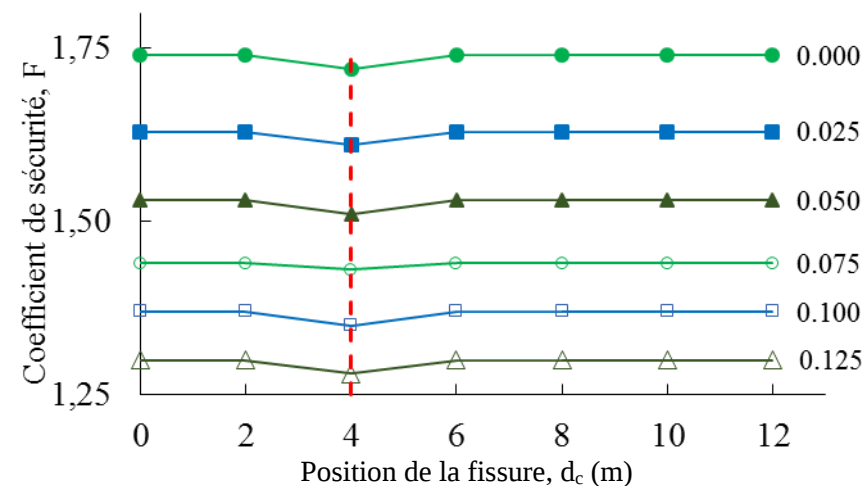
a/ Effet de la taille de la fissure



b/ Effet de la profondeur de la fissure



c/ Effet de la direction de la fissure



d/ Effet de la position de la fissure

Figure 3.14 - Effet des caractéristiques géométriques liées au modèle de fissure

Cette analyse montre en outre que la position optimale de la fissure présumée est celle trouvée sur le site, c'est-à-dire que la distance $d_c = 4\text{m}$ de la crête du versant (d). Par ailleurs, on y a déduit que, lorsque la fissure intercepte la surface de rupture potentielle du versant, elle contribue à son instabilité. En revanche, lorsque la fissure est située dans la masse de sol en mouvement ou dans la masse de sol stable, le coefficient de sécurité au glissement du versant ne semble pas être affecté. Par conséquent, l'influence de celle-ci ne semble pas évidente.

3.4.3 Evaluation des paramètres de cisaillement résiduels

Les calculs de stabilité du versant d'Aomar sous son poids propre semblent indiquer que la surface de rupture est localisée dans la couche de marne altérée. L'effondrement du versant serait ainsi inévitable (i.e. coefficient de sécurité critique $F_c = 1$) lorsque les paramètres de cisaillement effectifs du sol constituant cette couche atteignent leurs valeurs résiduelles, à savoir une cohésion effective critique $c'_c = 0\text{ kPa}$ et un angle de frottement interne effectif critique $\varphi'_c = 25^\circ$.

Les calculs de stabilité permettant d'obtenir un coefficient de sécurité critique confirment les valeurs résiduelles des paramètres de cisaillement du sol et laissent penser qu'il s'agit, *a priori*, d'un glissement réactivé. Cependant, l'enquête effectuée sur place auprès des riverains et la consultation des archives locales disponibles ne mentionnent aucun indice direct ou indirect qui va dans ce sens. Au contraire, tout porte à croire qu'il s'agit d'un nouveau glissement de terrain.

Aussi, doit-on chercher ci-après d'autres causes ayant probablement conduit à la rupture du versant.

3.5 ANALYSE DES CAUSES PROBABLES DE RUPTURE DU VERSANT

Les calculs effectués ci-dessus montrent que les causes d'instabilité du versant d'Aomar, fissuré ou non, sont multiples. Elles peuvent être dues soit à une augmentation des sollicitations (surcharge, suppression de la butée de pied, tremblement de terre et autres sources de vibration), soit à une modification des caractéristiques mécaniques du sol (perte de résistance par remaniement) ou hydraulique (apparition d'un écoulement : eaux de pluie, ruissellement, etc.) du site. En revanche, la rupture du versant sous séisme, fissuré ou non, peut se produire sous l'action conjuguée de l'une ou l'autre des causes suivantes ou de leur combinaison.

3.5.1 Effet d'une chute de résistance au cisaillement des sols

a/ Effet de la cohésion

La variation de la cohésion effective de $\pm 25\%$ par rapport à la valeur de référence donnée dans le tableau 3.1 fait varier la valeur du facteur de sécurité de 9 à 11% (figure 3.15).

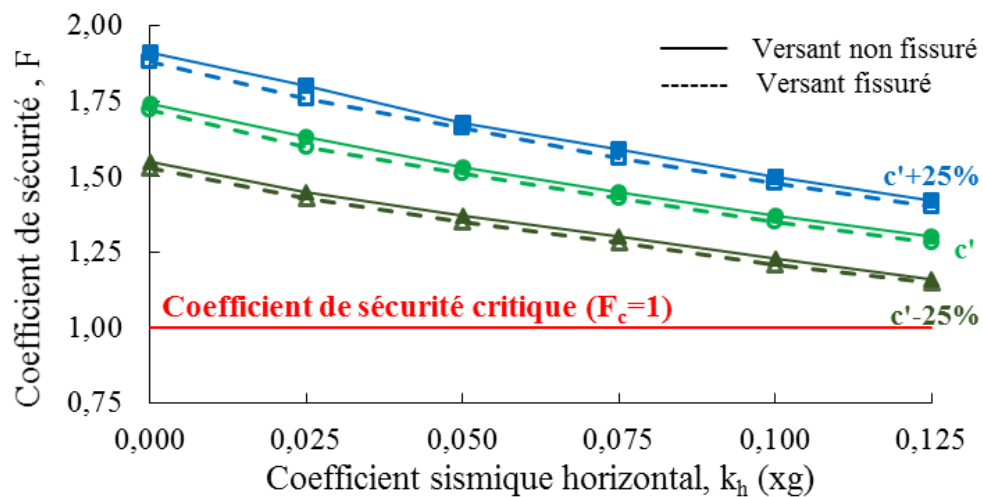


Figure 3.15 - Effet de la cohésion sur la stabilité du versant

b/ Effet de l'angle de frottement

La variation de l'angle de frottement interne effectif de $\pm 25\%$ par rapport à la valeur de référence donnée dans le tableau 3.1 fait varier la valeur du facteur de sécurité de 15 à 17% (figure 3.16).

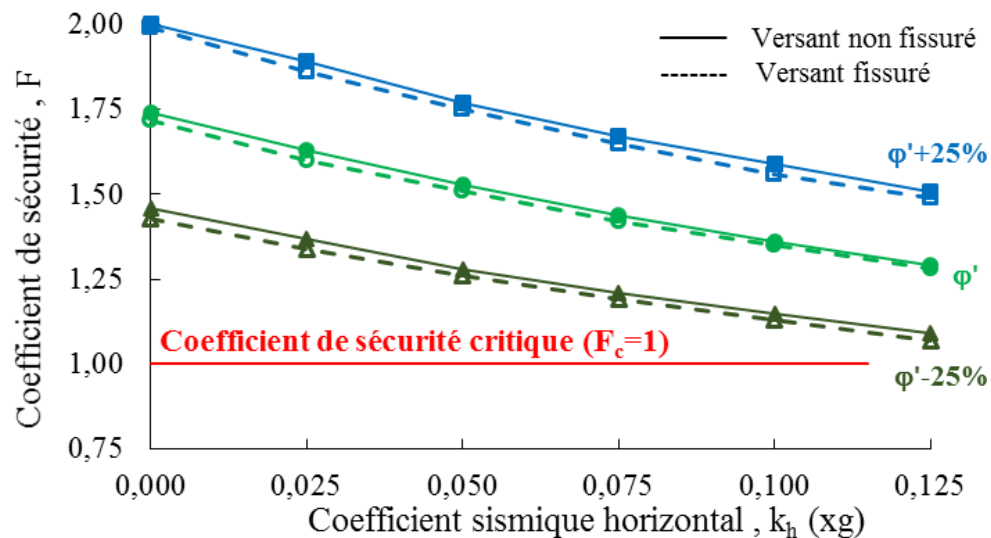


Figure 3.16 - Effet de l'angle de frottement interne sur la stabilité du versant

Le versant supposé aussi bien non-fissuré que fissuré reste quasi stable, même pour une valeur maximale du coefficient sismique horizontal caractérisant le site. Une perte de résistance au cisaillement de la masse de sol, à elle seule, ne déstabilise pas le versant.

3.5.2 Effet d'éventuelles surpressions interstitielles

Des études géotechniques approfondies effectuées après le glissement du versant indiquent que les sols étaient saturés d'eau, d'où l'effet d'éventuelles surpressions interstitielles générées par les fluctuations de la nappe phréatique. Cependant, aucune mesure piézométrique n'a été effectuée pour localiser le niveau phréatique. Toutefois, en

raison des variations saisonnières dues aux phénomènes d'évapotranspiration en surface et de drainage par infiltration vers le pied du versant, les calculs de stabilité du versant supposé non-fissuré comme fissuré ont été réalisés en prenant en compte les fluctuations de la nappe entre l'état sec ($h_w = 0$ m) et l'état saturé parallèle au versant pour divers coefficients sismiques horizontaux.

On notera que (figure 3.17) :

- à l'état sec, le versant non-fissuré comme fissuré est stable même en cas de séisme ;
- à l'état humide, il devient instable et s'effondre lorsque le niveau phréatique dépasse 20,5 m d'altitude pour un coefficient sismique horizontal $k_h = 0,05g$.

L'eau, comme tous les fluides, ne développe pas de résistance au cisaillement. Au contraire, sa présence dans la fissure de crête génère des surpressions qui amplifient les contraintes normales négatives (fissure de tension). La fissure de tension réduit donc le coefficient de sécurité du versant et davantage lorsqu'elle est remplie d'eau (la fissure de tension remplie d'eau représente le pire des scénarios : elle donnera le coefficient de sécurité le plus faible).

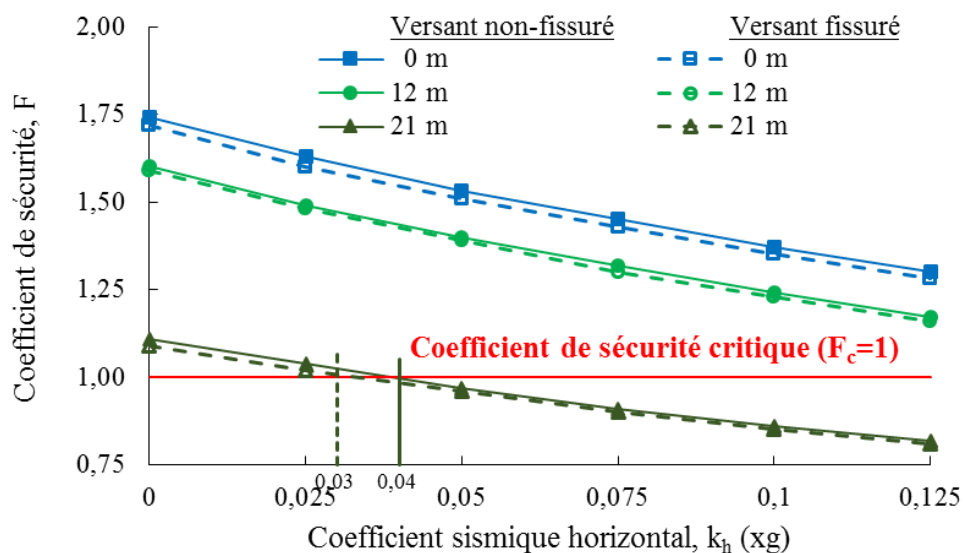


Figure 3.17 - Effets des fluctuations du niveau phréatique sur la stabilité du versant

3.5.3 Effet d'un chargement excessif en amont du versant

Le Technicum est situé en amont près de la crête du versant. Son poids ou, tout simplement, celui du camion-citerne qui alimente la soute à mazout aurait probablement contribué à l'effondrement du versant. En général, les surcharges appliquées en amont du versant ont une influence négative sur sa stabilité. Mais, dans ce cas précis, on peut noter que le versant reste quasi-stable sous une charge uniforme $q=50$ kPa, même pour une valeur maximale du coefficient sismique horizontal caractérisant le site (figure 3.18). On peut également noter qu'une variation de $\pm 25\%$ de cette surcharge fait varier le facteur de sécurité de 2 à 5% pour un versant fissuré comme pour un versant non-fissuré.

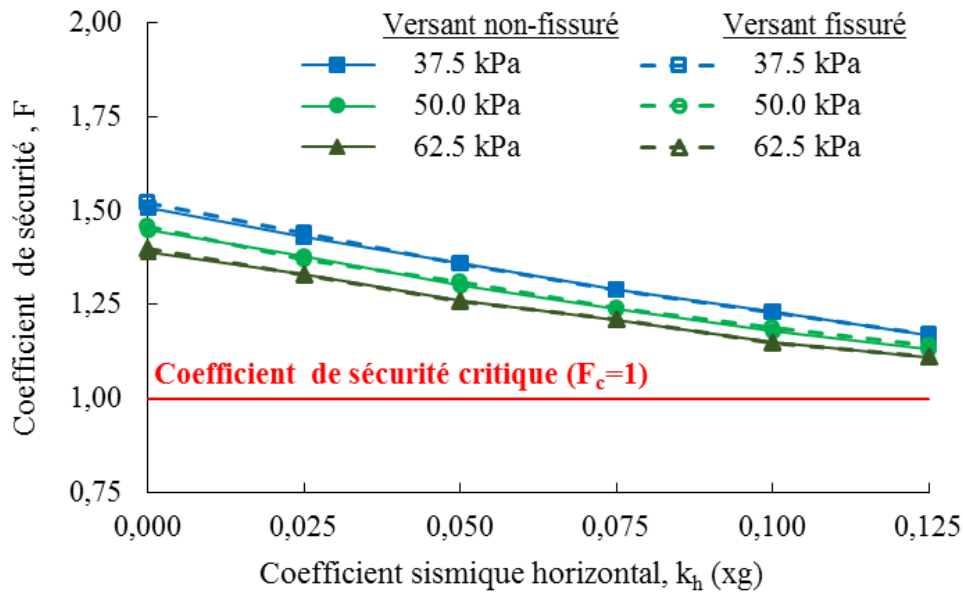


Figure 3.18 - Effet d'un chargement excessif en amont sur la stabilité du versant

3.5.4 Effet d'un déchargement possible en aval du versant

Le versant d'Aomar est limité en aval par la route nationale RN25. Toute excavation à cet endroit constitue un déchargement suffisant pour déstabiliser le versant. On notera que le versant fissuré ou non reste stable après le creusement d'un fossé, même pour une valeur maximale du coefficient sismique horizontal caractérisant le site (figure 3.19).

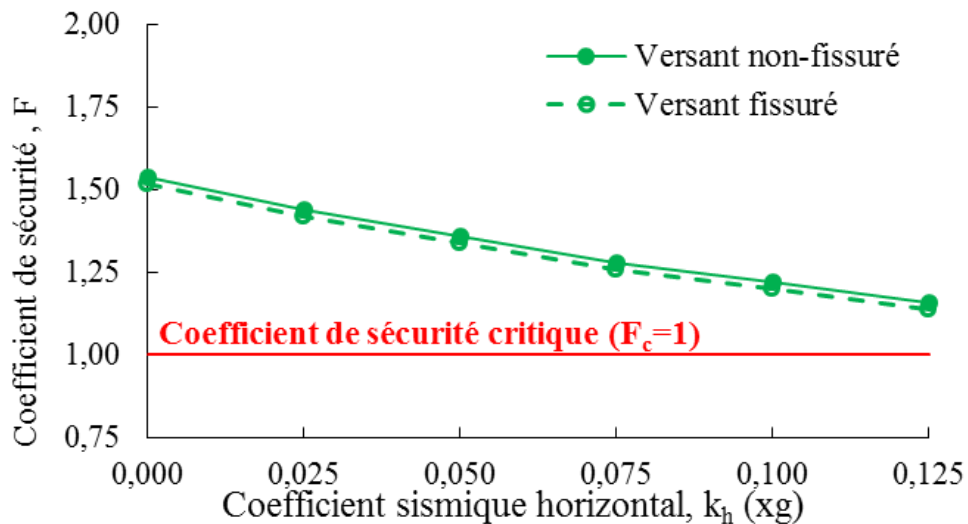


Figure 3.19 - Effet d'un déchargement possible en aval sur la stabilité du versant

3.5.5 Effets combinés

Le tableau 3.5 résume les résultats des calculs de stabilité effectués sur le versant supposé non-fissuré et fissuré pour les combinaisons d'actions possibles considérées dans cette étude, conformément au règlement parasismique algérien en vigueur (RPA 99, 2003).

Tableau 3-5 - Valeurs du coefficient de sécurité pour différentes actions possibles

Actions	Versant	Coefficient sismique horizontal k_h (xg)									
		0,000	0,025	0,050	0,075	0,100	0,125				
CG	non fissuré	1,74	1,63	1,54	1,46	1,38	1,31				
	fissuré	1,72	1,61	1,52	1,44	1,36	1,29				
CG + CA	non fissuré	1,45	1,38	1,31	1,25	1,19	1,15				
	fissuré	1,46	1,38	1,31	1,25	1,19	1,15				
CG + DA	non fissuré	1,54	1,45	1,36	1,29	1,22	1,16				
	fissuré	1,52	1,42	1,34	1,27	1,20	1,14				
CG + CA + DA	non fissuré	1,33	1,26	1,20	1,14	1,09	1,04				
	fissuré	1,33	1,26	1,20	1,14	1,09	1,04				
CG + N	non fissuré	1,11	1,04	F<1							
	fissuré	1,09	1,03								
CG + CA + N	non fissuré	F<1									
	fissuré										
CG + DA + N	non fissuré										
	fissuré										
CG + CA + DA + N	non fissuré										
	fissuré										

CG - Chargement Gravitaire

CA - Chargement en amont

DA - Déchargement en aval

N - Nappe

Les valeurs de coefficient de sécurité obtenues montrent qu'une action isolée ne suffit pas à déstabiliser le versant. Pour certaines combinaisons, le calcul du coefficient de sécurité montre que le versant est instable. On retiendra surtout que l'équilibre du versant, fissuré ou non, devient critique sous l'effet combiné de la gravité, des surpressions interstitielles par remontée de la nappe phréatique et de l'accélération sismique horizontale $a_{\max} = 0,05g$.

3.6 CONCLUSION

Les résultats des calculs préliminaires effectués montrent que les méthodes usuelles de Bishop et des perturbations (basées toutes les deux sur la méthode d'équilibre limite), ainsi que le calcul à la rupture tout comme le calcul en plasticité basé sur la méthode de réduction de la résistance au cisaillement utilisant des éléments finis de type supérieur, donnent des valeurs comparables du coefficient de sécurité au glissement aussi bien pour le versant supposé non fissuré que fissuré. Les résultats des calculs proposent des mécanismes de rupture globale de forme rotationnelle semblable à celle observée sur le terrain. Cependant, les résultats des calculs effectués sur le versant fissuré par la théorie de l'analyse-limite et par la méthode de réduction de la résistance de cisaillement basée sur des éléments finis de type 6 et 15 nœuds de Gauss proposent des mécanismes de rupture locale de forme quelconque autour de la fissure qui ne sont pas vérifiés sur le terrain. Il en résulte donc que c'est l'approche classique d'équilibre limite implémentée dans le logiciel Talren 4 qui semble la mieux appropriée dans la présente étude.

Les calculs de stabilité effectués sur le versant supposé non-fissuré comme fissuré montrent que la rupture s'est produite dans la partie altérée de la couche de marne. Ceci a

été confirmé par les observations in-situ et l'analyse des sondages qui ont permis de localiser la surface de glissement critique à ce niveau. Les résultats obtenus montrent qu'une action isolée n'est pas suffisante pour déstabiliser le versant. On peut noter que, pour certaines combinaisons, le calcul du coefficient de sécurité montre que le versant est instable. Ainsi, les causes d'instabilité de ce versant naturel peuvent être multiples. Cependant, on peut penser qu'elles proviennent pour l'essentiel de l'une des deux causes suivantes ou de leur combinaison :

- une modification notable des caractéristiques mécaniques de la masse du sol (perte de résistance au cisaillement des sols par effet de remaniement) ;
- une modification des contraintes due à une surcharge excessive en amont ou à la suppression de la butée en aval du versant associée à une modification des caractéristiques hydrauliques du sol sous un séisme léger (ou sous une autre source de vibration indéterminée).

Cependant, il va sans dire que dans tous les cas, l'effondrement du versant provient essentiellement de la nature minéralogique des formations alluviales. Les marnes étant des roches évolutives, leur comportement change en présence d'eau et devient très plastique. Ainsi, le glissement du versant d'Aomar peut être attribué à une perte de résistance au cisaillement des sols, sans oublier, bien sûr, les conditions hydrauliques probablement combinées à des actions sismiques défavorables.

**ANALYSE DE STABILITE ET STABILISATION DU VERSANT
POTENTIELLEMENT INSTABLE DE TIZI-N'BECHAR
(WILAYA DE SETIF, ALGERIE)**

Ce chapitre présente et analyse les résultats d'une série de calculs de stabilité effectués sur le versant urbanisé de Tizi-N'Béchar (wilaya de Sétif, Algérie) et propose une solution pour son confortement. Les calculs de stabilité montrent que le versant est en équilibre critique, donc potentiellement instable. Parmi les solutions de confortement possibles, l'allègement en tête de ce versant et son remblaiement en pied apparaissent comme la technique la mieux adaptée, mais insuffisante sous l'action d'une légère secousse sismique associée à une nappe phréatique affleurant le terrain naturel. Aussi, le renforcement du versant par inclusions de type clouage en tête combinés éventuellement à un soutènement en contre-bas du versant s'impose. Ces résultats ont fait l'objet des publications suivantes :

- 1. Khemissa M., Seddiki A. (2017). Seismic stability analysis and stabilization of an unstable slope. Proceeding of the Euro-Mediterranean Conference for Environmental Integration (EMCEI-1), Sousse, Tunisia, A. Kallel et al.(eds), Springer, pp.1881-1882. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-70548-4543>.*
- 2. Seddiki A., Khemissa M. (2015). Analyse de stabilité et stabilisation du versant urbanisé de Tizi-N'Béchar (wilaya de Sétif, Algérie). Proceeding of the 16th African Regional Conference on Soils Mechanics and Geotechnical Engineering (ARC'16): Innovative Geotechnics for Africa, Hammamet, Tunisia, April 27-30, 2015, Bouassida et al. Edition, ISSN: 978-9938-12-936-6, pp.445-450.*

4.1 INTRODUCTION

La commune de Tizi-N'Béchar est située dans la wilaya de Sétif aux coordonnées géographiques 36° 25' 52" Nord et 5° 21' 36" Est. Elle s'étale sur une superficie de 71,65 km² (figure 4.1). Cette commune connaît de nos jours une urbanisation sans cesse croissante dictée par une démographie galopante, d'où son extension vers des terrains moins favorables que ceux déjà urbanisés. Le versant urbanisé se trouvant à proximité de la RN9 en est l'exemple type. Des instabilités de terrains sont à craindre à cet endroit en raison de son contexte géologique et géomorphologique en plus des conditions climatiques et géophysiques caractérisant l'Atlas tellien dans le nord de l'Algérie.

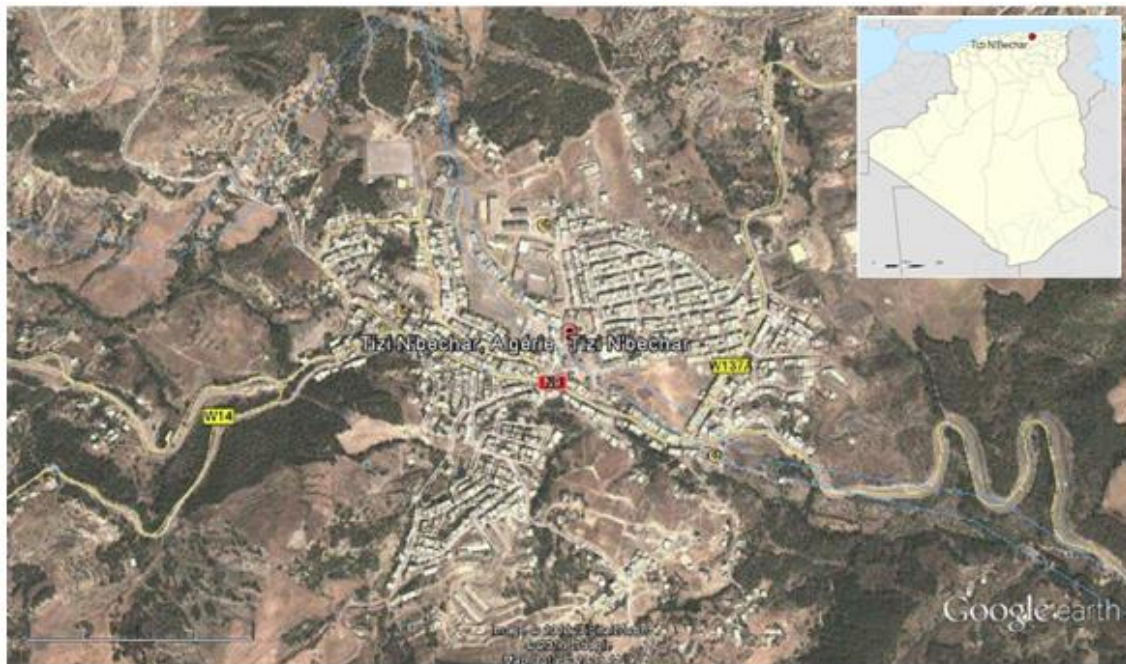


Figure 4.1 - Plan de situation de la ville de Tizi-N'Béchar (wilaya de Sétif, Algérie)

4.2 DESCRIPTION SOMMAIRE DU VERSANT DE TIZI-N'BECHAR

4.2.1 Contexte géologique et géomorphologique

La commune de Tizi-N'Béchar est caractérisée par un relief accidenté constitué essentiellement de montagnes et de quelques collines. Le site étudié est caractérisé par une déclivité raide en amont (30°) et moyennement raide en aval (10°) à proximité d'un talweg. D'après la carte géologique du secteur étudié, les formations géologiques des terrains sont constituées d'alluvions du quaternaire et de formations telliennes représentées par des schistes noirs durs. Cette commune a connu par le passé des séismes modérés à violents, mais leur intensité n'était pas connue à l'époque.

La campagne de reconnaissance effectuée par le laboratoire GEOSOL révèle l'existence de trois couches de sols d'épaisseurs variables d'un sondage à l'autre. A l'emplacement des trois sondages effectués, on rencontre des sols hétérogènes comportant de haut en bas :

- une couche de limon entre 0 et 3 m de profondeur ;
- une couche d'argile limoneuse entre 1,5 et 3,5 m de profondeur ;
- une couche de marne compacte entre 2 et 8 m de profondeur.

Le niveau de la nappe phréatique varie selon la saison entre le niveau du terrain naturel en hiver et à quelques dizaines de mètres en profondeur en été.

4.2.2 Caractéristiques géotechniques des sols

Les valeurs des teneurs en eau déterminées sur les échantillons limono-argileux à débris schisteux varient de 15 à 17% avec un degré de saturation variant de 87 à 95%. Par contre, les valeurs des teneurs en eau déterminés sur les échantillons marneux varient de 4 à 5% avec des degrés de saturation variant de 70 à 80%. L'analyse granulométrique fait ressortir des sols composés essentiellement de fines. Le tableau 4.1 donne les valeurs des paramètres mécaniques retenues dans les calculs de stabilité du versant.

Tableau 4-1 - Valeurs considérées des paramètres de calcul

Couches de sol	γ_d (kN/m ³)	γ_h (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Limon	16	18	10	15
Argile limoneuse	17	19	13	20
Marne compacte	18	20	30	7

4.2.3 Régime hydraulique de la zone du site

La ville de Tizi-N'Béchar est située dans la wilaya de Sétif caractérisée par un climat méditerranéen qui se distingue par des étés chauds et secs et des hivers pluvieux et humides. La figure 4.2 présente les précipitations annuelles pour cette wilaya entre 2006 et 2016.

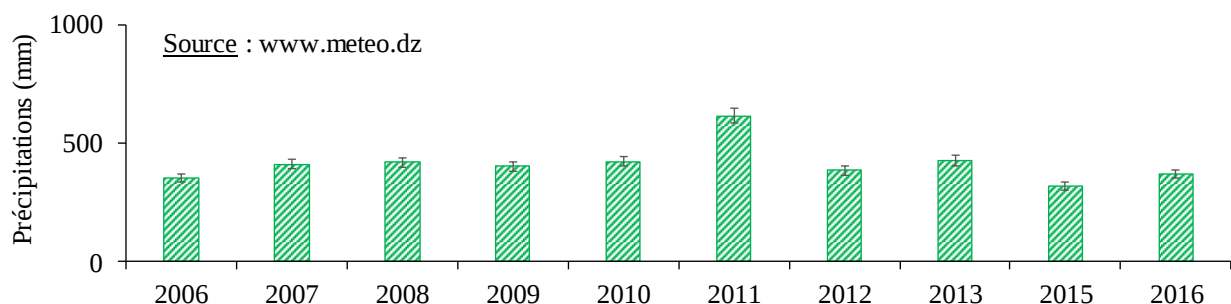


Figure 4.2 - Précipitations annuelles dans la wilaya de Sétif entre 2006 et 2016

4.2.4. Caractéristiques sismiques considérées

La commune de Tizi-N'Béchar est classée par le règlement parasismique algérien en vigueur (RPA99, version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa). Toutefois, la position géographique de cette ville laisse craindre une activité sismique comparable à celle des villes du nord de l'Algérie qui connaissent une activité sismique intense (AFPS, 2003). Le tableau 4.2 donne les valeurs du coefficient d'accélération de zone.

Tableau 4-2 - Valeurs du coefficient d'accélération de zone

Zone	Groupe	Description	A
IIa	1A	Ouvrages d'importance vitale (sécurité, hôpitaux)	0,25
	1B	Ouvrages de grande importance (bâtiments scolaires, mosquées)	0,20
	2	Ouvrages courants (logements, bureaux)	0,15
	3	Ouvrages de faible importance (hangars)	0,10

Les valeurs des coefficients pseudo-statiques horizontal et vertical, k_h et k_v , pris en compte dans les calculs de stabilité sont données dans le tableau 4.3.

Tableau 4-3 - Valeurs des coefficients pseudo-statiques horizontal et vertical considérées

Groupe	1A	1B	2	3
A	0,25	0,20	0,15	0,10
k_h (xg)	0,125	0,100	0,075	0,050
k_v (xg)	$\pm 0,0375$	$\pm 0,0300$	$\pm 0,0225$	$\pm 0,0150$

4.3 CALCULS DE STABILITE

4.3.1 Outils numériques utilisés

Les calculs de stabilité et de stabilisation du versant de Tizi-N'Béchar ont été effectués par la méthode pseudo-statique à l'aide des deux logiciels suivants :

- Talren 4 pour les calculs de stabilité et de stabilisation par la méthode d'équilibre limite ;
- Plaxis8.2 pour les calculs de stabilité et de stabilisation en plasticité par la méthode "φ-c reduction" ;

4.3.2 Profil géométrique considéré

Le profil du versant de Tizi-N'Béchar est composé de segments délimitant les couches des sols constituant le massif. Le massif est constitué de trois couches de sols comportant une couche de limon reposant sur une couche d'argile limoneuse qui elle-même repose sur une couche de marne compacte. Les conditions aux limites sont choisies par défaut : déplacements libres sur les deux côtés verticaux et bloqués à la base (substratum).

4.3.3 Localisation de la zone de rupture potentielle du versant

Les calculs effectués en équilibre limite à l'aide du programme TALREN sous l'effet du chargement gravitaire seul montre que la ligne de rupture du versant est localisée dans la couche d'argile limoneuse (figure 4.3). Le coefficient de sécurité correspondant au cercle critique est égal à $F_s=1,02$. Ce résultat permet de conclure que le versant est en équilibre critique, donc potentiellement instable.

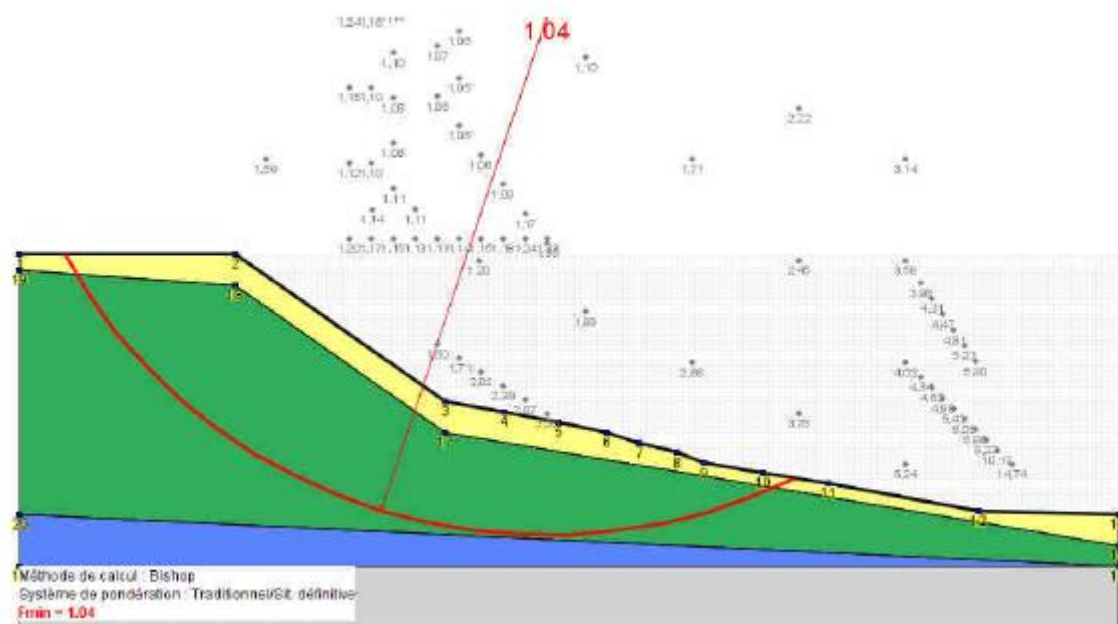


Figure 4.3 - Localisation de la ligne de rupture potentielle du versant.

Les calculs effectués en plasticité suivant un modèle de rupture de type Mohr-Coulomb à l'aide du code Plaxis sous l'effet du chargement gravitaire seul donnent un facteur de sécurité $F=1,01$. Ils s'accordent avec l'hypothèse d'une rupture rotationnelle du versant et confirment les résultats des calculs obtenus en équilibre limite (figure 4.4).

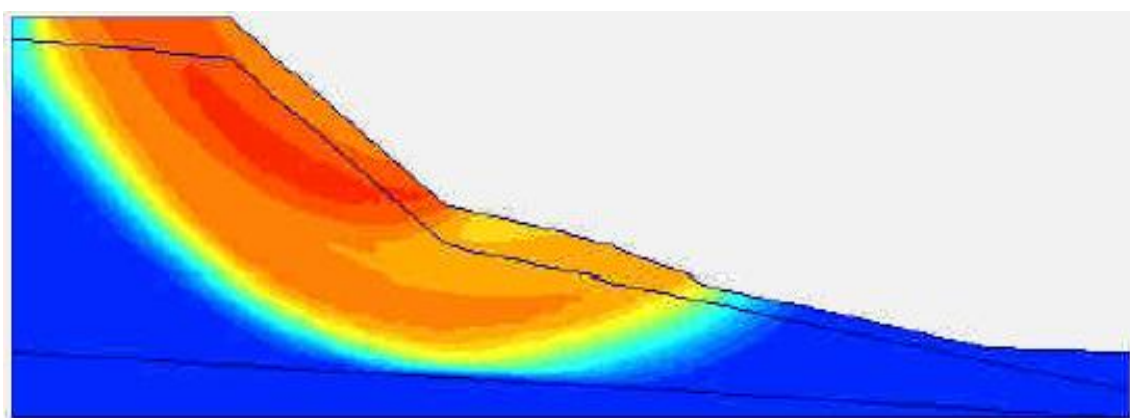


Figure 4.4 - Localisation de la zone de plastification des sols en mouvement

4.4 RECHERCHE D'UNE SOLUTION CONFORTATIVE DU VERSANT

Parmi les solutions de confortement possibles du versant de Tizi-N'Béchar, seules celles qui semblent durables, réalisables et économiquement acceptables ont été envisagées dans cette étude. Pour se faire, on se restreint à ne présenter ci-après que les résultats liés à la position de la ligne de rupture du versant et la valeur du coefficient de sécurité correspondant déterminés à l'aide du programme Talren 4; les résultats des calculs obtenus à l'aide du code Plaxis étant semblables.

4.4.1 Confortement par les terrassements

Le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On a retenu trois procédés de stabilisation à savoir l'allègement en tête, le remblai en pied et leur combinaison.

a/ Allègement en tête du versant

Les figures 4.5a et 4.6a présentent le profil du versant allégé en tête, la position de la ligne de rupture et la zone de plastification correspondante sous chargement gravitaire seul. On notera une légère amélioration de la stabilité du versant à laquelle correspond une valeur critique du coefficient de sécurité $F_c=1,23$ selon Talren 4 et $F_c=1,22$ selon Plaxis.

b/ Remblaiement en pied du versant

Les figures 4.5b et 4.6b présentent le profil du versant remblayé en pied, la position de la ligne de rupture et la zone de plastification correspondante sous chargement gravitaire seule. On notera une légère amélioration de la stabilité du versant à laquelle correspond une valeur critique du coefficient de sécurité $F_c=1,21$ selon Talren 4 et $F_c=1,19$ selon Plaxis.

c/ Solution combinée : allègement en tête et remblaiement en pied

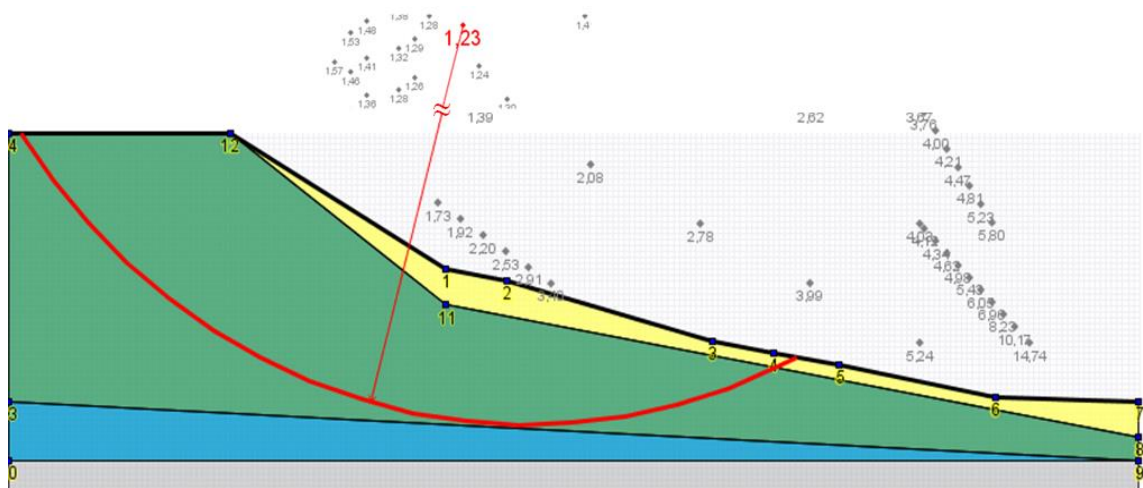
Les figures 4.5c et 4.6c présentent le profil du versant allégé en tête et remblayé en pied, la position de la ligne de rupture et la zone de plastification correspondante sous chargement gravitaire seul. On notera une amélioration très sensible de la stabilité du versant à laquelle correspond une valeur critique du coefficient de sécurité $F_c=1,45$ selon Talren 4 et $F_c=1,42$ selon Plaxis.

Sous l'effet d'une nappe phréatique affleurant le terrain naturel, les calculs de stabilité montrent que le versant demeure en équilibre critique auquel correspond un coefficient de sécurité $F=1,03$ (figure 4.7).

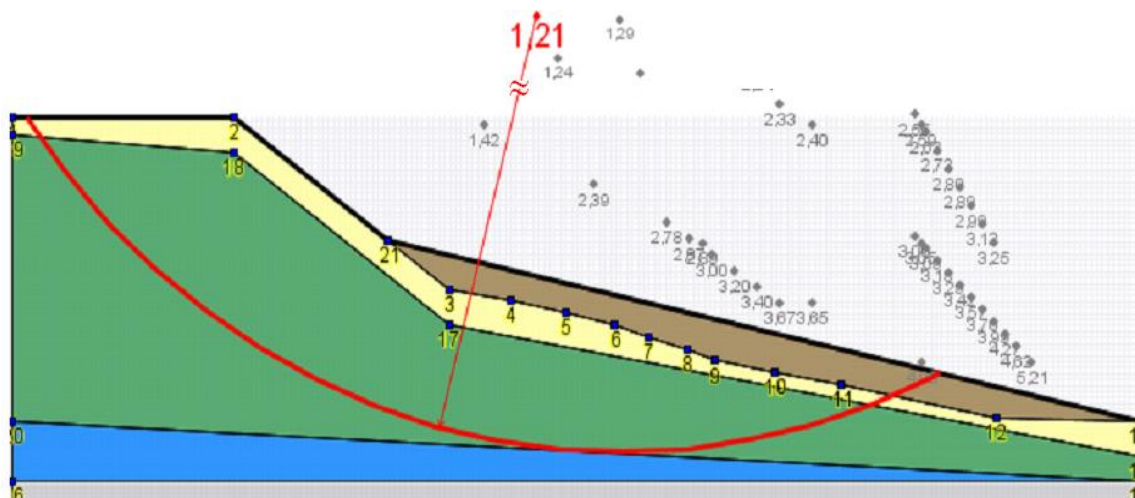
Toutefois, les calculs de stabilité effectués sous l'effet d'une forte secousse sismique ou d'un séisme correspondant aux ouvrages d'importance vitale de la zone IIa ($k_h=0,125g$) montre que le versant s'effondre auquel correspond un coefficient de sécurité $F=0,96$ (figure 4.8).

Les calculs de stabilité effectués sous l'effet combiné d'une nappe et d'une légère secousse sismique correspondant aux ouvrages courants de la zone Iia ($k_h=0,075g$) montre que le versant s'effondre auquel correspond un coefficient de sécurité $F=0,95$ (figure 4.9).

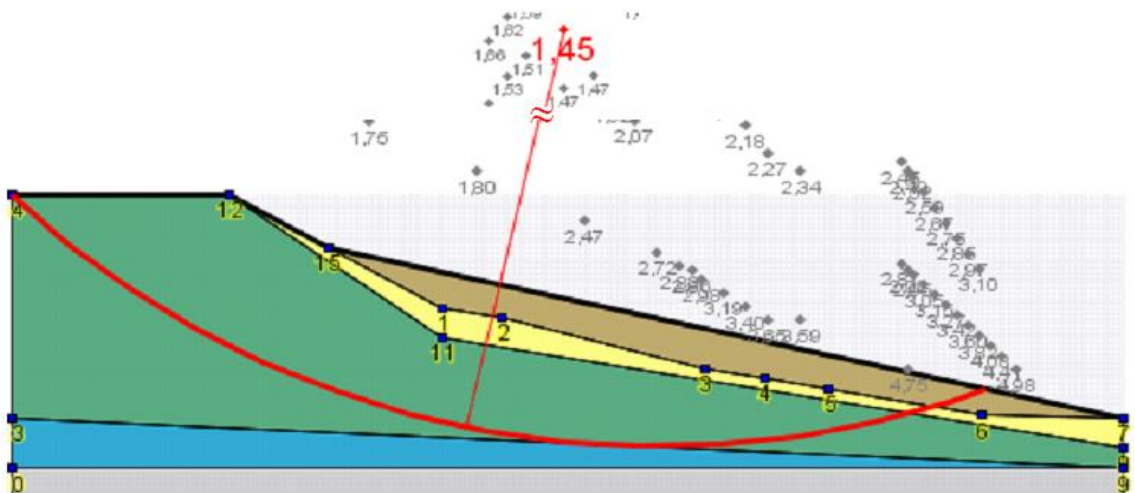
Aussi, la recherche d'une solution confortative par clouage s'impose.



a/ Allègement en tête du versant

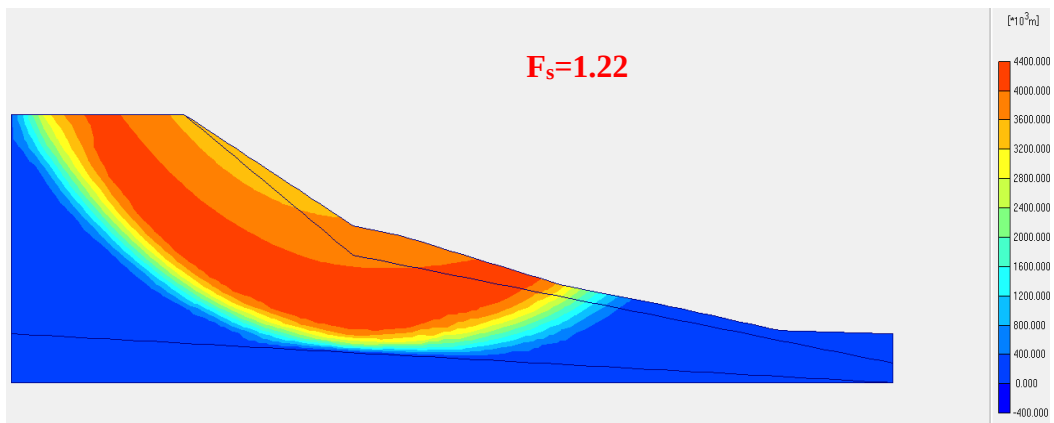


b/ Remblaiement en pied du versant

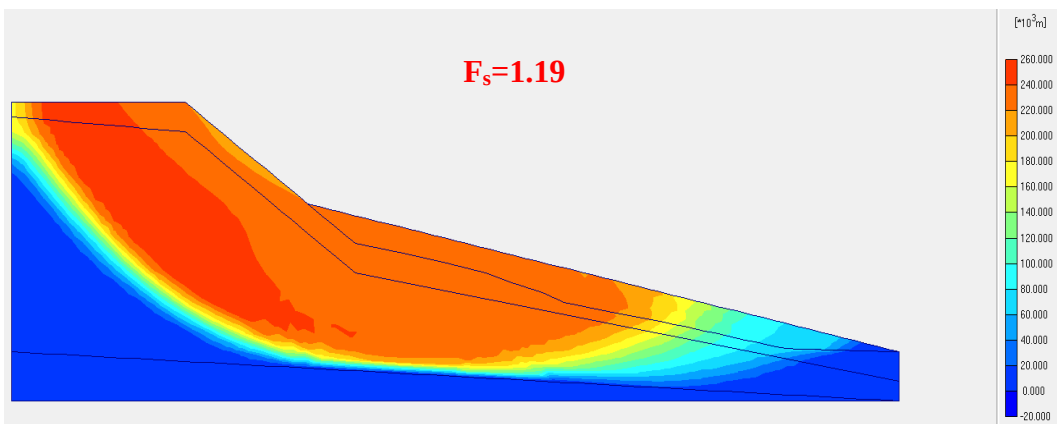


c. Allègement en tête et remblaiement en pied du versant

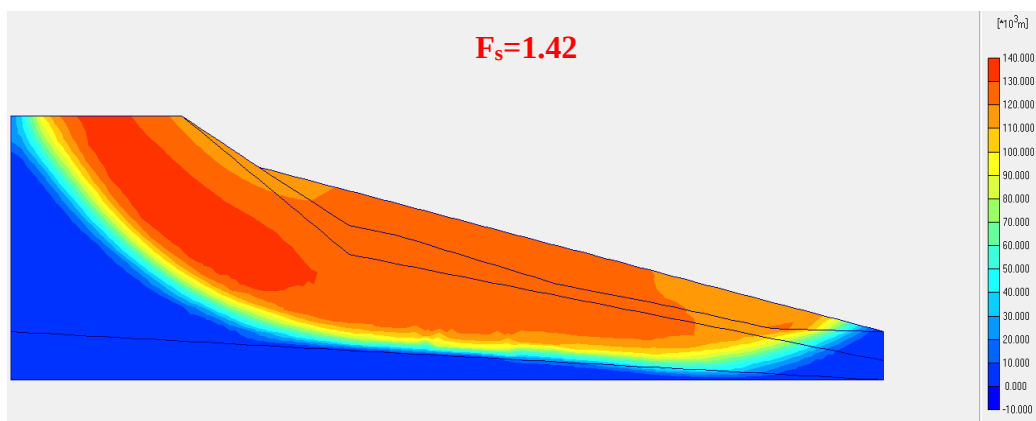
Figure 4.5 - Localisation de la ligne de rupture du versant conforté par la méthode douce (calculs à l'aide du programme Talren 4)



a/ Allègement en tête du versant



b/ Remblaiement en pied du versant



c/ Allègement en tête et remblaiement en pied du versant

Figure 4.6 - Localisation de la zone de plastification des sols en mouvement par la méthode douce (calculs à l'aide du code Plaxis 8.2)

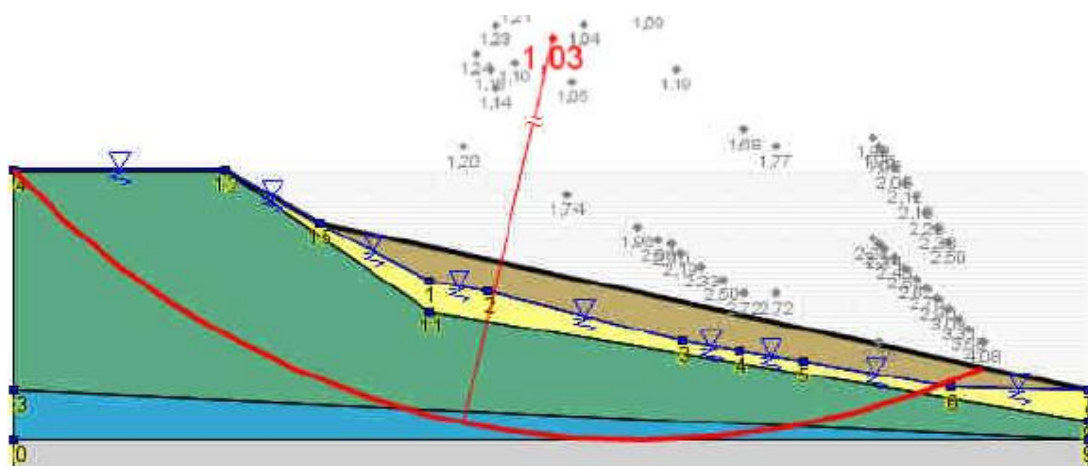


Figure 4.7 - Profil du versant conforté et position de la ligne de rupture correspondant à une nappe phréatique affleurant le terrain naturel

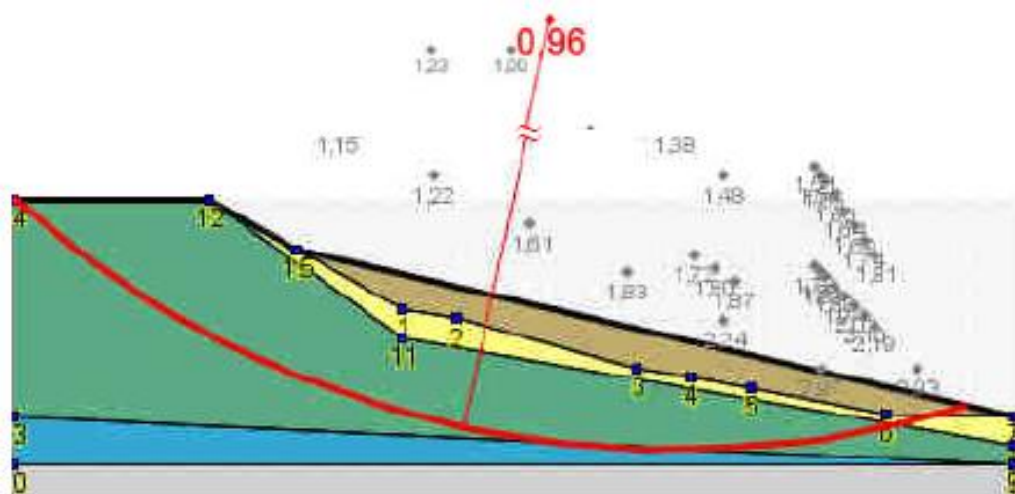


Figure 4.8 - Profil du versant conforté et position de la ligne de rupture correspondant à l'effet du séisme pour des ouvrages d'importance vitale

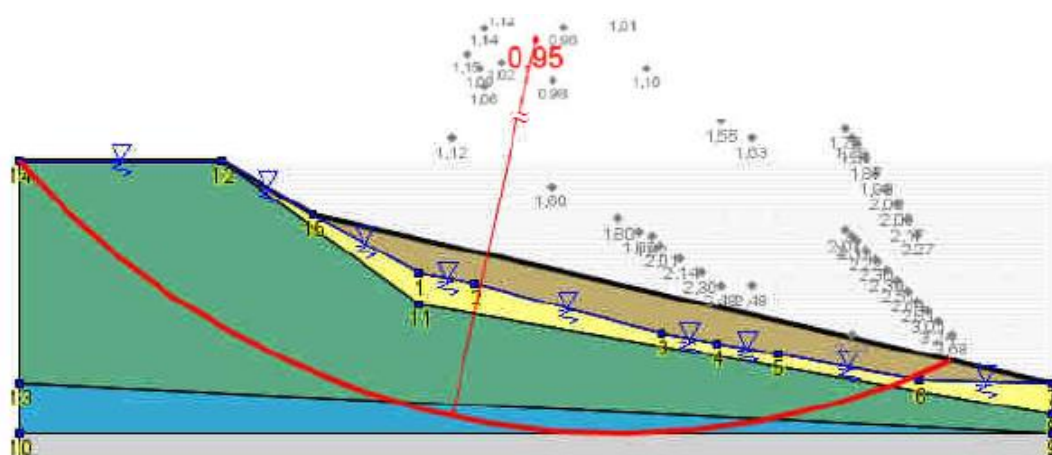


Figure 4.9 - Profil du versant conforté et position de la ligne de rupture correspondant à un effet combiné : séisme et nappe phréatique

4.4.2 Confortement par clouage

Le renforcement des talus par inclusions (clous, micropieux, pieux et barrettes) est largement utilisé comme une technique de stabilisation des pentes instables. Ce type de confortement est aisé et rapide à mettre en œuvre, sans pour autant affecter la géométrie du site. Le renforcement par clouage a été retenu dans cette étude en raison de son coût et de la facilité de sa mise en œuvre. Le tableau 4.4 récapitule les caractéristiques des clous considérés.

Tableau 4.4- Caractéristiques des clous utilisés

Longueur L(m)	20
Espacement horizontal (m)	2
Inclinaison/horizontal (°)	45
Diamètre φ (m)	0,04
Limite d'élasticité σ_e (MPa)	500

Les figures 4.10 et 4.11 présentent le profil du versant renforcé par des clous disposés de façon inclinée en amont du versant, la ligne de rupture et la zone de plastification correspondante sous chargement gravitaire seul. On notera une certaine amélioration de la stabilité du versant à laquelle correspond un coefficient de sécurité $F_s=1,35$ pour un renforcement avec trois clous (figure 4.10), et davantage $F_s=1,38$ avec cinq et sept clous selon les calculs effectués par le logiciel Talren 4.

Les mêmes calculs effectués par le logiciel Plaxis ont donnés un facteur de sécurité $F_s=1,17$ avec cinq clous, et une amélioration de la stabilité du versant à laquelle correspond un coefficient de sécurité $F_s=1,23$ pour sept clous (figure 4.10).

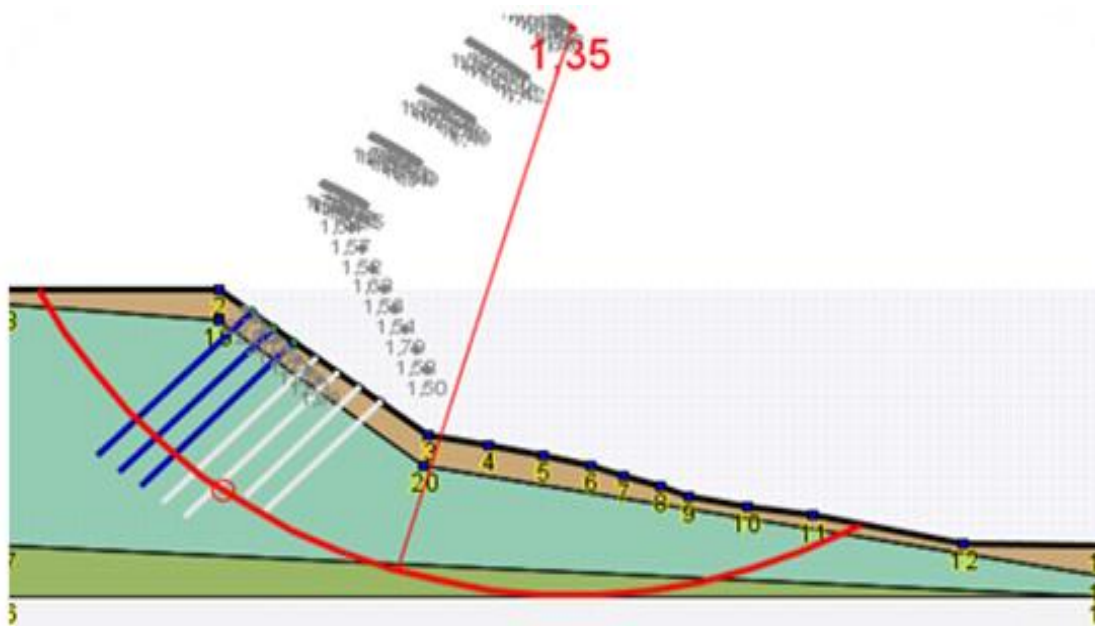


Figure 4.10 - Profil du versant renforcé par trois clous et valeur du coefficient de sécurité correspondante selon Talren

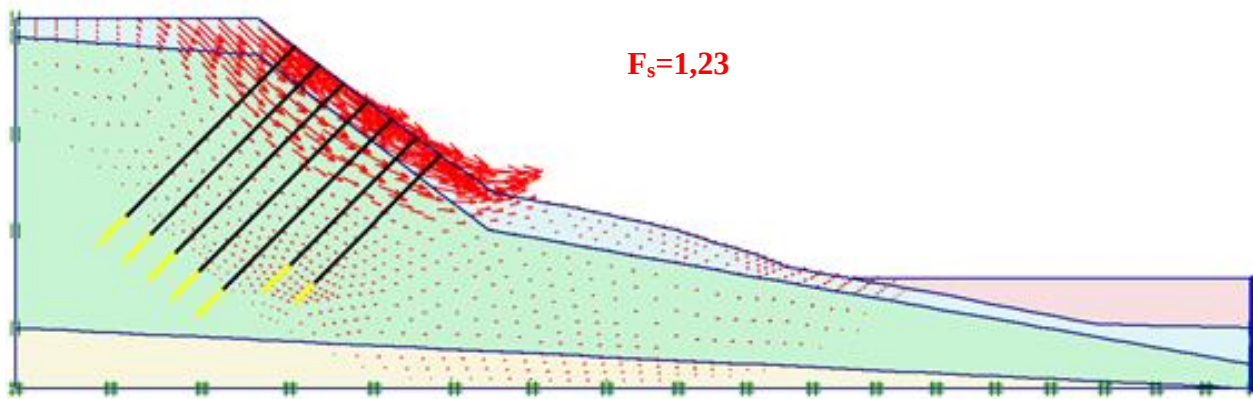


Figure 4.11 - Localisation de la zone plastification du versant renforcé par sept clous et valeur du coefficient de sécurité correspondante selon Plaxis

Toutefois, les calculs de stabilité effectués sous l'effet d'une forte secousse sismique ou d'un séisme correspondant aux ouvrages d'importances vitales de la zone IIa ($k_h=0,125g$) montre que le versant s'effondre ($F_s < 1$).

Sous l'effet d'une nappe phréatique affleurant le terrain naturel, les calculs de stabilité montrent que le versant conforté demeure en équilibre critique ($F_s \approx 1$). Cependant, sous l'effet combiné d'une légère secousse sismique ou d'un séisme correspondant aux ouvrages courants ($k_h=0,075g$) associé à une nappe phréatique située à mi-hauteur du versant, les calculs de stabilité montrent que le versant conforté s'effondre. Aussi, une solution alternative s'impose en renforçant le versant au moyen d'inclusions de type clouage en amont et pieux en aval avec nécessairement un soutènement en contre-bas du versant.

4.4.3 Solution alternative : clouage et soutènement

La figure 4.11 présente le profil du versant conforté au moyen de clous inclinés en amont, de pieux (sous les fondations des locaux commerciaux) et de soutènement avec tirants en contre-bas du versant. On notera que le remblaiement du contre-bas du talus effectué dans le cadre de l'aménagement du versant n'affectera pas la stabilité de celui-ci.

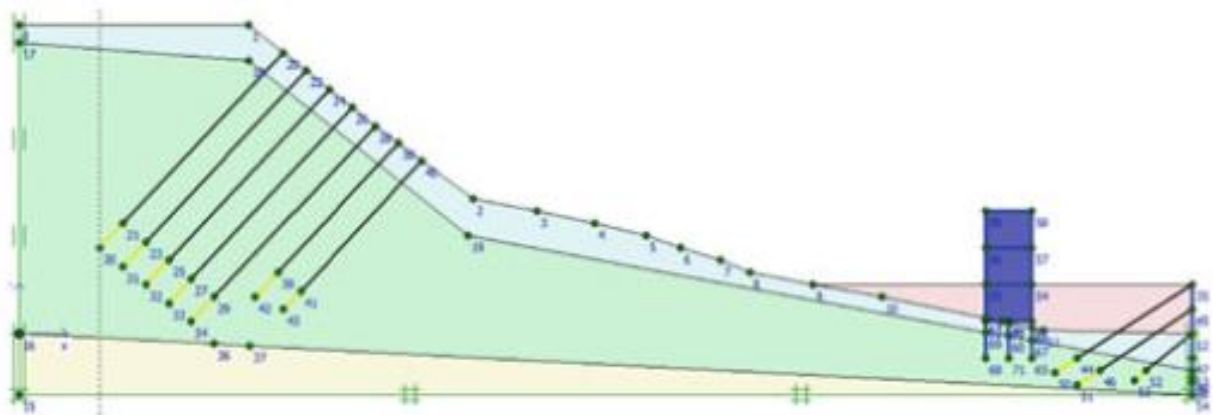


Figure 4.12 - Profil du versant renforcé et aménagé

Le renforcement du versant au moyen de clouage en amont et du remblaiement en contre-bas du talus combiné avec un mur ancré en contre-bas du talus semble être la solution convenable. Les résultats des calculs montrent que le versant est stable sous son chargement gravitaire seul auquel correspond un coefficient de sécurité $F=1,24$. Le versant devient instable sous l'effet combiné du chargement gravitaire, d'une nappe située à mi-hauteur du talus et d'une secousse sismique correspondant aux ouvrages courants ($F=1,03$).

4.5 CONCLUSION

Le contexte géologique et géomorphologique des sols constituant le massif laisse craindre une éventuelle instabilité du versant, notamment lors d'évènements climatiques et/ou sismiques probables. Les calculs de stabilité effectués sous l'action gravitaire seule justifie cette crainte, puisqu'ils montrent que le versant est en équilibre critique, donc potentiellement instable.

Cependant, les calculs de stabilité du versant allégé en tête ou remblayé en pied indiquent une légère amélioration de sa stabilité sous l'action gravitaire seule. Tandis que la solution combinée d'un allègement en tête du versant et de son remblaiement en pied en est la plus avantageuse, mais insuffisante lorsque celui-ci sera éventuellement soumis à une légère secousse sismique associée à une nappe phréatique située à mi-hauteur du versant.

Aussi doit on conforter le versant au moyen d'inclusions de type clouage en tête et pieux en pied avec nécessairement un soutènement en contre-bas du versant.

CONCLUSION GENERALE

Cette thèse avait pour finalité d'analyser la stabilité sismique des terrains en pente à travers deux exemples de versants naturels : le versant instable urbanisé situé dans la ville d'Aomar (wilaya de Bouira) et celui du versant instable urbanisé situé dans la ville de Tizi-N'Béchar (wilaya de Sétif). Les calculs de stabilité ont été effectués par différentes méthodes conformément aux règles sismiques algériennes en vigueur.

La synthèse bibliographique, présentée dans la première partie, a mis en évidence la complexité du phénomène de glissement des terrains, notamment sous sollicitations sismiques, et la diversité des techniques de confortement des versants instables.

La simulation numérique, présentée dans la deuxième partie, a permis de dégager les conclusions suivantes :

a/ pour le versant d'Aomar :

- les calculs de stabilité effectués pour le versant d'Aomar supposé non fissuré et fissuré montrent que l'effondrement se produit dans la partie altérée de la couche de marnes. Cela a été confirmé par des observations in-situ et par l'analyse des sondages de reconnaissance qui ont permis de situer la surface de glissement critique à ce niveau ;
- les valeurs du coefficient de sécurité obtenues montrent qu'une action isolée n'est pas suffisante pour déstabiliser le versant ;
- ainsi, les causes d'instabilité de ce versant naturel peuvent être multiples. Cependant, on peut penser qu'elles proviennent suite à une modification notable des caractéristiques mécaniques de la masse de sol par effet de remaniement des carottes prélevées ou par augmentation des contraintes dues à une surcharge excessive en amont et à la suppression de la butée en aval associée à une modification des caractéristiques hydrauliques du massif sous un léger séisme ;
- cependant, il va sans dire que dans tous les cas, l'effondrement du versant provient essentiellement de la nature minéralogique des marnes définies comme des roches évolutives dont le comportement change en présence d'eau et devient très plastique. Ainsi, le glissement du versant d'Aomar peut vraisemblablement être dû à une perte de résistance au cisaillement des sols, sans oublier, bien sûr, les conditions hydrauliques probablement combinées à des actions sismiques défavorables.

b/ pour le versant de Tizi-N'Béchar :

- les résultats des calculs de stabilité effectués pour le versant de Tizi-N'Béchar par les méthodes de l'équilibre limite à l'aide du programme Talren sont très proches aux résultats des calculs en plasticité par la méthode des éléments finis à l'aide du

code Plaxis. Les valeurs du coefficient de sécurité permettent de déduire que le versant est instable ou à la limite de la stabilité, nécessitant ainsi un confortement pour y être aménagé ;

- la recherche d'une technique de confortement montre que la solution mixte par clouage en amont et remblaiement en aval a permis d'obtenir un coefficient de sécurité satisfaisant, ce qui a permis d'aménager le voisinage du site en réalisant des constructions légères de type locaux commerciaux.

L'impact et les résultats visés par cette étude sont multiples : premièrement, scientifiques par la connaissance des mécanismes d'instabilité des massifs de sols en pente, ensuite techniques et technologiques par la modélisation théorique et numérique des phénomènes d'instabilité des pentes et des techniques de leur stabilisation et, enfin, socio-économiques par la protection de l'environnement contre les risques d'instabilité réels ou supposés, des terrains en pente.

Perspectives :

- Recherche de nouvelles approches d'analyse de stabilité des talus fissurés.
- Application au cas des talus artificiels potentiellement instables (remblais et digues en terre).
- Application des outils géostatistiques à l'analyse de la stabilité des pentes et talus.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ABRAMSON L.W., et al. (2002). Slope stability and stabilisation methods. 2nd ed. New York : John Willey & Sons.

AFPS (2001). Le séisme du 13 janvier 2001 au Salvador. Rapport de mission de l'association Française du Génie Parasismique.

AFPS (2003). Le séisme du 21 mai 2003 en Algérie. Rapport de mission de l'association Française du Génie Parasismique.

BAKER R. 1981. Tensile strength, tension cracks, and stability of slopes. Soils and Foundations, 21 (2), 1-17. doi:10.3208/sandf1972.21.2_1

BERCHE J.C., CARTIER G. (1984). PETAL, programme d'étude de la stabilité des talus par ruptures circulaire ou non circulaire. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, Rapport de la Division Géotechnique-Mécanique des sols 1, Section des Ouvrages en Terre.

BONCOPAIN B., SAUTY J.P. (1975). Evaluation de la stabilité des pentes : utilisation d'abaques description et notice d'emploi du programme STABIL. Service géologique national, BRGM, France.

BOUHADDAD Y. (2005). Les glissements de terrains et éboulements rocheux d'origine sismique : évaluation de l'aléa et exemples en Algérie. Communication au séminaire sur les risques naturels liés aux glissements de terrains et d'éboulement rocheux, université de Guelma, 15-16 novembre.

BOURDEAU C. (2005). Effets de site et mouvements de versant en zones sismiques : Apport de la modélisation numérique. Thèse de Doctorat de l'Ecole des mines de Paris, 290 pages.

CARTIER G. (1986) La stabilisation des pentes instables par clouage. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, Bulletin de liaison des LPC, 141, 45-56.

CHEN W.F. (2008). Limit analysis and soil plasticity. Elsevier.

CHOWDHURY R.N. (1991). Tension cracks and slope failure. Slope stability engineering. London : Thomas Telford. doi:10.1680/ssedaa.16606.0005

CHOWDHURY R.N., ZHANG S. (2015). Slope stability engineering developments and application, 5. Tension cracks and slope failure. doi:10.1680/ssedaa.16606.0005.

COUSSY O., SALENÇON J. (1979). Analyse de la stabilité des ouvrages en terre par le calcul à la rupture. In : Annales des Ponts et Chaussées. France : 4e trimestre.

DAT VU KHOA HUYNH (2005). Modélisation des glissements comme un problème de bifurcation. Thèse de Doctorat de l'institut national polytechnique de Grenoble, 244 Pages.

DING, Y., DANG C., SHAO Y., ZOU X. (2011). Limit analysis on stability of cracked slope induced by earthquake. *Advanced Materials Research*, 243–249, 2780–2785. Trans Tech Publications, Switzerland. doi:10.4028/www.scientific.net/AMR.243-249.2780

DUNCAN J.M. (1996). State of the art : limit equilibrium and finite-element analysis of slopes. *Journal for Geotechnical Engineering*, 122 (7), 577–596. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1996)122:7(577)

DURVILLE J.L., SÈVE G. (1996). Stabilité des pentes : glissements en terrains meubles. France : Techniques de l'ingénieur C254.

HARDIN B.O, BLACK W.L. (1968). Vibration modulus of normally consolidated clays. *Journal of soil mechanics and foundations division*, ASCE, vol.94, n°SM2.

HOEK E. (1970). Estimating the stability of excavated slopes in open-cast mines. *Transactions inst. Mining and metallurgy*, vol.79, pp. a109-A132.

HUANG S. L., YAMASAKI K. (1993). Slope stability analysis using local minimum factor-of-safety approach. *Journal of ASCE*, vol.119 (12), 99.1974-1987.

JIBSON R.W. (2011). Methods for assessing the stability of slopes during earthquakes – a retrospective. *Engineering Geology*, 122 (1–2), 43–50. doi:10.1016/j.enggeo.2010.09.017

KHEMISSA M., MAGNAN J.P., JOSSEAUME H. (1993). Etude expérimentale des propriétés mécaniques de l'argile molle de Guiche (vallée de l'Adour). Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, Etudes et recherches des LPC, GT, 53, 204 pages.

KHEMISSA M., RAHMOUNI Z. (2003). Analyse de la stabilité et stabilisation par pieux du versant instable de Sidi-Ahmed (Bejaia, Algérie). Actes du 13^{ème} Congrès Régional Africain de la géotechnique, Marrakech, Maroc, Ed.Sahli et al., pp.163-168.

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, 15-16 novembre 2005.

KHEMISSA M. (2006). Méthodes d'analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes. In : Kastner, ed. Acte des Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur, Lyon, France. Volume 3, 9–16.

KHEMISSA M. (2016). Validity criteria of oedometric and triaxial tests results. *Geotechnical and Geological Engineering Journal*, 34 (4), 1171–1180. doi: 10.1007/s10706-016-0036-4

LI Y., YANG X. (2015). Stability analysis of crack slope considering nonlinearity and water pressure. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 20 (6), 2289–2296. doi : 10.1007/s12205-015-0197-3

MAGNAN J.P., SHAHANGUIAN S., JOSSEAUME H. (1982). Etude en laboratoire des états limites d'une argile molle organique. *Revue française de Géotechnique*, 20, 13-19.

MEGHRAOUI M. (1988). Géologie des zones sismiques du nord de l'Algérie : paléosismologie, tectonique active et synthèse sismotectoniques. Thèse de Doctorat, Université Paris XI. doi:10.3168/jds.S0022-0302(88)79586-7

MICHALOWSKI R.L. 2005. Limit analysis in geotechnical engineering. State-of-the-art report on selected topics by TC-34 : Prediction and simulation methods in geomechanics, Technical Committie 34 of ISSMGE.

MICHALOWSKI, R.L., 2013. Stability assessment of slopes with cracks using limit analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 50 (10), 1011–1021. doi : 10.1139/cgj-2012-0448

MOURATIDIS A., MAGNAN J.P. (1983). Modèle élastoplastique anisotrope avec écrouissage pour le calcul des ouvrages sur sols compressibles. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, Rapport de recherche LPC, 121, 128 pages.

OPTUMG2 (2018). Optum computational engineering. Geotechnical analysis software, Academic version 2018.07.28. K. Krabbenhoft, ed. Conpenhagen, Denmark. Available from : www.optumce.com.

PECKER A. (1984). Dynamique des sols. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

PLAXIS (2002). Finite element code for soil and rock analyses. Version 8.2, Balkema/Rotterdam/Brookfield.

RAULIN P., ROUQUÈS G., TOUBOL A. (1974). Calcul de la stabilité des pentes en rupture non-circulaire, Rapport de recherche des LPC 36.

RPA 99 (2003). Règles parasismiques algériennes. Version 2003. Alger, Algérie : Editions de l'Office des Publications Universitaires.

RODRIGUEZ C.E, BOMMER J.J, CHANDLER R.J. (1999). Earthquake induced landslides. 1980-1997. *Soil dynamics earthquake engineering*, 18, pp.325-346.

ROSCOE K.H., SHOFFIELD A.N., THURAIRAJAH A. (1963). Yielding of clays in states wetter than critical. *Géotechnique*, 13, 211-240.

ROSCOE K.H., BURLAND J.B. (1968). On the generalized stress-strain behaviour of "wet clay". Symposium on engineering plasticity, Cambridge (USA), 535-610.

SALENÇON J. (1983). Calcul à la rupture et analyse limite. France : Presses de l'ENPC.

SALENÇON J. (2013). Yield design. New York : ISTE Ltd and John Wiley & Sons.

SPENCER E. (1967). A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. *Géotechnique*, 17, 11-26. doi:10.1680/geot.1967.17.1.11

TALREN 4 (2005). Programme d'étude de la stabilité et du renforcement des talus en ruptures circulaires et non circulaires. TERRASOL, version 2.0.3, France.

TAVENAS F., LEROUEIL S. (1979). Les concepts d'état limite et d'état critique et leurs applications pratiques à l'étude des argiles. *Revue française de Géotechnique*, 6, 27-49.

UTILI S. (2013). Investigation by limit analysis on the stability of slopes with cracks. *Géotechnique*, 63, 140-154. doi:10.1680/geot.11.P.068

UTILI S., ABD A.H. (2016). On the stability of fissured slopes subject to seismic action. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 40, 785-806. doi:10.1002/nag.2498

WANG Z.F., LI J.H., ZHANG L.M. (2011). Influence of cracks on the stability of a cracked slope. In : S. Jotisankasa, Soralump, and Mairaing, eds. 5th Asia-Pacific conference on unsaturated soils : theory and practice 2011. Thailand : Kasetsart University, 594-600.

YELLES CHAOUCHE A. (1993). Sismicité en Algérie et tectonique des plaques. *Algérie Equipement*, 7. Available from : <http://www.entp.edu.dz/revue/files/article/07/article%204.pdf>.

Yu H.S., et al. (1998). Limit analysis versus limit equilibrium for slope stability. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124 (1), 1-11. doi : 10.1061/(ASCE)1090-0241(1998)124:1(1)

ZHANG Y. (2018). Chapter 2 : review of studies on earthquake-induced landslides. "Earthquake-induced landslides." Springer Natural Hazards. doi : 10.1007/978-981-10-2935-6_2

ZHAO L.H., et al. (2016). Stability analysis of seismic slopes with cracks. *Computers and Geotechnics*, 77, 77-90. doi:10.1016/j.compgeo.2016.04.007

PAGES WEB ET SITES INTERNET

<https://www.meteo.dz/wilaya.php?wol=19&tempsss=>

Glissements de terrain mortels dans le monde / © AFP/Anella RETA, Gustavo IZUS,

<https://www.geo.fr/environnement/amerique-du-sud-les-raisons-des-coulees-de-boue-meurtrieres-172624>

United States Geological Survey, <https://www.usgs.gov>

www.irma-grenoble.com/05documentation

www.franceseisme.fr/seisme.php

https://fr.wikipedia.org/wiki/Liste_de_s%C3%A9ismes_en_Alg%C3%A9rie

eost.u-strasbg.fr/opomiv/images/Publications

<https://lewebpedagogique.com/arnaud/files/2012/01/sans-titre18.jpg>

<https://tse4.mm.bing.net/th?id=OIP.tfQAxLjT4kYglrUTurB29gHaF1&pid=Api&P=0&w=199&h=157>

<https://tse4.mm.bing.net/th?id=OIP.tfQAxLjT4kYglrUTurB29gHaF1&pid=Api&P=0&w=199&h=157>

TABLE DES MATIERES

ملخص

Résumé

Abstract

Liste des figures

Liste des tableaux

Notations & symboles

Sommaire

Introduction générale 1

Synthèse bibliographique

Chapitre 1 : Généralités sur les glissements de terrains sous sollicitations sismiques

1.1 Caractérisation du mouvement sismique.....	5
1.1.1 Mécanismes de génération des séismes.....	5
1.1.2 Failles et modes de rupture	7
1.1.3 Nature et mode de propagation des ondes sismiques	8
1.1.4 Paramètres caractéristiques du mouvement sismique	9
1.1.5 Facteurs influençant le mouvement sismique.....	10
1.2 Mécanismes de rupture des pentes sous séisme.....	11
1.2.1 Mécanismes de rupture classique.....	11
1.2.2 Mécanismes de liquéfaction des sols	11
1.2.3 Autres mécanismes de rupture.....	12
1.3 Comportement des sols fins et des massifs de sols en pente.....	13
1.3.1 Comportement sous sollicitations monotones.....	13
1.3.2 Comportement sous sollicitations cycliques.....	15
1.4 Contexte géodynamique de l'Algérie	17
1.5 Quelques cas de glissements de terrains sous séisme	20
1.5.1 Répartition géographique à l'échelle du globe.....	20
1.5.2 Exemples de glissement survenus sous séisme dans le monde.....	21
1.5.3 Séismes et glissements de terrain en Algérie.....	25
1.6 Conclusion	26

Chapitre 2 : Méthodes de calcul de stabilité et techniques de stabilisation des pentes

2.1 Classification des glissements de terrains.....	27
2.1.1 Glissements plans.....	28
2.1.2 Glissements rotationnels	28
2.2 Reconnaissance géotechnique des terrains en pente.....	29
2.2.1 Sondages et prélèvements d'échantillons	29
2.2.2 Essais de laboratoire.....	29
2.2.3 Essais in-situ.....	29
2.3 Notion de coefficient de sécurité	30
2.4 Calculs de stabilité des pentes	31
2.4.1 Calculs de stabilité sans séisme	32
2.4.2 Calculs de stabilité sous séisme	35
2.5 Réglementation parasismique algérienne en vigueur	40
2.5.1 Principes fondamentaux	40
2.5.2 Classification sismique des zones	40
2.5.3 Classification des ouvrages	41
2.5.4 Classification sismique des sites.....	41
2.5.5 Coefficients sismiques de calcul.....	42
2.6 Techniques de stabilisation des pentes instables	42
2.7 Logiciels de calcul utilisés.....	45
2.7.1 Talren 4 (version 2.03)	45
2.7.2 Plaxis-2D (version 8.2)	45
2.7.3 OptumG2 (version 2018.07.28)	46
2.7.4 Coefficients de sécurité correspondants.....	46
2.8 Exemples d'études de stabilité sismique des pentes fissurées	47
2.8.1 Travaux de Wang et al. (2011)	47
2.8.2 Travaux de Zhao et al. (2016).....	49
2.8.3 Les travaux d'Utili et Abd (2016)	51
2.9 Conclusion	55

Simulation numérique

Chapitre 3 : Analyse des facteurs d'instabilité du versant d'Aomar (wilaya de Bouira, Algérie)

3.1 Introduction.....	58
3.2 Description sommaire du versant d'Aomar.....	58
3.2.1 Instabilités observées et dommages induits	58
3.2.2 Contexte géologique et géomorphologique du site	60
3.2.3 Caractéristiques géotechniques des sols	61
3.2.4 Régime hydraulique de la zone du site	62
3.2.5 Caractéristiques sismiques de la zone d'étude.....	63
3.3 Calculs de stabilité effectués.....	64
3.3.1 Outils numériques utilisés.....	64
3.3.2 Modèle de calcul considéré	64
3.4 Résultats des calculs et discussion	66
3.4.1 Localisation de la surface de rupture potentielle.....	66
3.4.2 Propriétés du modèle de fissure considéré	70
3.4.3 Evaluation des paramètres de cisaillement résiduels.....	72
3.5 Analyse des causes probables de rupture du versant.....	72
3.5.1 Effet d'une chute de résistance au cisaillement des sols.....	72
3.5.2 Effet d'éventuelles surpressions interstitielles.....	73
3.5.3 Effet d'un chargement excessif en amont du versant.....	74
3.5.4 Effet d'un déchargement possible en aval du versant.....	75
3.5.5 Effets combinés	75
3.6 Conclusion	76

Chapitre 4 : Analyse de stabilité et stabilisation du versant potentiellement instable de Tizi-N'Béchar (wilaya de Sétif, Algérie)

4.1 Introduction.....	79
4.2. Description sommaire du versant de Tizi-N'Béchar	79
4.2.1 Contexte géologique et géomorphologique	79
4.2.2 Caractéristiques géotechniques des sols	80
4.2.3 Régime hydraulique de la zone du site	80

4.2.4. Caractéristiques sismiques considérées	80
4.3 Calculs de stabilité	81
4.3.1 Outils numériques utilisés.....	81
4.3.2 Profil géométrique considéré	81
4.3.3 Localisation de la zone de rupture potentielle du versant.....	81
4.4 Recherche d'une solution confortative du versant.....	82
4.4.1 Confortement par les terrassements	83
4.4.2 Confortement par clouage.....	87
4.4.3 Solution alternative : clouage et soutènement	88
4.5 Conclusion	89
Conclusion générale	90
Références bibliographiques.....	92

ملخص

تعرض هذه الأطروحة وتحلل نتائج المحاكاة العددية المنجزة بمقاربات مختلفة لتحليل أسباب عدم استقرار منحدر مشقق مسبقاً، متواجد بمدينة "عمار" (ولاية البويرة، الجزائر)، من جهة، والبحث عن حل لتدعيم منحدر غير مستقر متواجد بـ "تيزي نيشار" (ولاية سطيف)، من ناحية أخرى. يهدف هذا البحث إلى دراسة الدور الذي يمكن أن يؤديه النشاط الزلزالي إلى جانب التأثيرات الجيولوجية والجيومرفولوجية المحتملة، وحتى البشرية، على استقرار هذين المنحدرين الطبيعيين الحضريين. تُظهر الحسابات التي أجريت على منحدر "عمار" المشقق مسبقاً، أن أسباب انهياره يمكن أن تكون متعددة وأن الشقوق الموجودة في رأس المنحدر قد تكون بمثابة محفز. تثبت نتائج العمليات الحسابية المتحصل عليها على الانهيار الكلي للمنحدر المشقق أو غير المشقق، الذي لوحظ ميدانياً. كما أنها تظهر أن انزلاق هذا المنحدر المشقق مسبقاً ينتج عن التأثير المشترك لعدة عوامل سلبية تتعلق بالخصائص الجيوتقنية للتربة والنظام الهيدروليكي للموقع وربما تضخمت بصدمة زلزالية خفيفة. تُظهر الحسابات التي أجريت على منحدر "تيزي نيشار" أنه في حالة اتزان حرج، وبالتالي يحتمل أن يكون غير مستقر. من بين حلول التدعيم الممكنة، يبدو التخفيف بالحفر عند رأس المنحدر والردم عند القدم كأنسب تقنية، لكنه غير كافٍ تحت تأثير صدمة زلزالية طفيفة مرتبطة بمستوى مياه جوفية في منتصف ارتفاع المنحدر. وعليه، يلزم تدعيم المنحدر من خلال مسامير عند الرأس واوتاد عند القدم بالإضافة مع دعم أسفل المنحدر.

الكلمات المفتاحية: منحدر، انزلاق، زلزال، محاكاة عددية، حسابات الاستقرار، تدعيم، عامل الأمان، قانون الزلازل الجزائري.

RESUME

Cette thèse présente et analyse les résultats d'une simulation numérique effectuée par différentes approches pour analyser les causes d'instabilité du versant pré-fissuré d'Aomar (wilaya de Bouira, Algérie), d'une part, et pour chercher une solution de confortement du versant potentiellement instable de Tizi-N'Béchar (wilaya de Sétif, Algérie), d'autre part. Cette recherche vise à examiner le rôle que peut jouer l'action sismique combinée à d'éventuelles actions géologiques et géomorphologiques, voire anthropiques, sur la stabilité de ces deux versants naturels urbanisés.

Les calculs effectués sur le versant pré-fissuré d'Aomar montrent que les causes de rupture du talus peuvent être multiples et les fissures présentes en amont de celui-ci en ont probablement servi de catalyseur. Les résultats des calculs obtenus aussi bien sur le talus supposé non fissuré que fissuré confirment le mode d'effondrement global observé sur le terrain. Ils montrent en outre que le glissement de ce versant pré-fissuré résulte de l'action conjuguée de plusieurs facteurs négatifs liés aux propriétés géotechniques des sols et au régime hydraulique du site et probablement amplifiés par une légère secousse sismique.

Les calculs effectués sur le versant de Tizi-N'Béchar montrent qu'il est en équilibre critique, donc potentiellement instable. Parmi les solutions de confortement possibles, l'allègement en tête de ce versant et son remblaiement en pied apparaissent comme la technique la mieux adaptée, mais insuffisante sous l'action d'une légère secousse sismique associée à une nappe située à mi-hauteur de celui-ci. Aussi, le confortement du versant par inclusions de type clouage en tête et pieux en pied combinés éventuellement à un soutènement en contre-bas du versant s'impose.

Mots-clés : Versant, Glissement, Séisme, Simulation numérique, Calculs de stabilité, Confortement, Coefficient de sécurité, Règlement parasismique algérien.

ABSTRACT

This thesis presents and analyzes the results of a numerical simulation carried out by different approaches to analyze the causes of instability of the pre-cracked Aomar slope (Province of Bouira, Algeria), on the one hand, and in order to seek a solution reinforcement of the potentially instable Tizi-N'Béchar slope (Province of Sétif, Algeria), on the other hand. This research aims to examine the role that seismic action can play combined with possible geological and geomorphological, even anthropogenic, actions on the stability of these two urbanized natural slopes.

Calculations made on the pre-cracked Aomar slope show that the causes of slope rupture can be multiple and the cracks upstream of the slope likely served as a catalyst. Calculation results obtained on both assumed uncracked and cracked slope confirm the overall mode of collapse observed in the field. They also show that the landslide of this pre-cracked slope results from the combined action of several negative factors related to the geotechnical properties of the soil and the hydraulic regime of the site probably amplified by a slight earthquake.

Calculations made on the Tizi-N'Béchar slope show that it is in critical equilibrium, thus potentially unstable. Among the possible reinforcement solutions, upstream pickling and downstream filling of this slope appear to be the most appropriate technique, but insufficient under the action of a slight earthquake combined with a water table located at half-height of it. Reinforcement of this unstable urbanized slope by means of upstream nailing and downstream piling combined with an anchored wall at toe is thus necessary.

Keywords : Slope, Landslide, Earthquake, Numerical Simulation, Slope stability calculation, Reinforcement, Safety factor, Algerian seismic rules.