



HAL
open science

Contribution à l'évaluation de l'aléa éboulement rocheux (rupture)

Magali Frayssines

► **To cite this version:**

Magali Frayssines. Contribution à l'évaluation de l'aléa éboulement rocheux (rupture). Géologie appliquée. Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 2005. Français. NNT : . tel-00011605

HAL Id: tel-00011605

<https://theses.hal.science/tel-00011605>

Submitted on 14 Feb 2006

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

THESE

Ecole Doctorale Terre, Univers et Environnement

Présentée par

Magali Frayssines

pour obtenir le titre de Docteur

de l'université Joseph Fourier - Grenoble I

Spécialité : Géomécanique

Contribution à l'évaluation de l'aléa éboulement rocheux (rupture)



Soutenue publiquement le 20 décembre 2005 , devant le jury composé de :

Michel Jaboyedoff
Jean-Louis Durville
Yves Guglielmi
Claudio Scavia
Didier Hantz
Denis Jongmans

Université de Lausanne
Conseil général des Ponts et Chaussées
Université Nice Sophia Antipolis
Politecnico di Torino
LIRIGM, Grenoble
LIRIGM, Grenoble

Président
Rapporteur
Rapporteur
Examineur
Directeur de thèse
Directeur de thèse

Laboratoire Interdisciplinaire de Recherche Impliquant la **Géologie** et la **Mécanique**

Remerciements

Je remercie tout d'abord Didier Hantz et Denis Jongmans pour m'avoir accordé leur confiance et m'avoir ainsi permis de réaliser cette thèse.

Un merci tout particulier à Didier qui a suivi l'ensemble de mon travail et qui a été à l'écoute lorsque je me remettais en questions.

Je remercie aussi M Durville et M Guglielmi d'avoir accepté d'être les rapporteurs.

Ce travail a été l'occasion de collaborations avec un certain nombre de personnes. Merci à Claudio Scavia ; grâce à l'accent italien, les discussions que nous avons eues à propos de la mécanique de la rupture avaient une touche de poésie. Je remercie aussi Pietro Alfonsi, pour son aide précieuse et sa grande générosité. Je remercie Sylvine Gédon-Dubied, François Martineau et bien entendu Marion Bost pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail et aussi pour leur sourire.

Je tiens aussi à remercier Yves Orengo et Michel Sintès pour leur aide scientifique et technique précieuse mais aussi pour avoir été là tout simplement.

Je remercie aussi Bernard Durand (SETE) et les membres du bureau d'étude Géolithe pour m'avoir offert de leur temps ainsi que de très précieux renseignements.

J'ai une pensée toute particulière envers les participants du projet Interreg III A, avec qui j'ai découvert différentes communautés scientifiques. Les discussions que nous avons eues, n'ont pas manqué de m'ouvrir les yeux sur l'extérieur.

Malgré quelques moments un peu difficiles, j'ai toujours eu beaucoup de plaisir à travailler dans une ambiance chaleureuse. La présence de Zou', Marylise, Véronique, Françoise, Sara, David, Yves et bien sûr Rodolphe y est pour beaucoup.

Merci aussi à tous les thésards et en particulier Timo, Jean et Jacques avec qui nous avons beaucoup échangé sur notre vision du monde...

Merci aux amis, amoureux de la montagne ou des grasses matinées, d'avoir été présents.

Une pensée toute particulière pour mes parents et mes deux «fragueules » qui m'ont accompagné et soutenu.

Pour finir, un merci plus grand que tout à Cyril pour m'avoir écouté, supporté et qui a partagé mes moments de joies et de doute.

Résumé

La *détection* de masses rocheuses potentiellement instables et l'évaluation de leur *probabilité de rupture* pour une période donnée sont des éléments clés dans la prévention du risque d'éboulement.

25 éboulements rocheux (25-30 000 m³) survenus dans les massifs subalpins ont été analysés en détail. Une typologie des configurations d'instabilités en falaises calcaires a ainsi été élaborée et constitue un outil pour la détection de masses rocheuses potentiellement instables. Une analyse statistique portant sur 51 cas d'éboulements, montre que le gel/dégel est le principal facteur déclenchant.

Les analyses en retour réalisées par des méthodes d'équilibre limite et d'éléments distincts, montrent que la prise en compte des ponts rocheux est primordiale dans l'analyse de la stabilité et que leur cohésion obtenue par analyse en retour, est en moyenne 3 fois plus faible que celle fournie par les essais en laboratoire.

Nous avons donc proposé et testé différents modèles permettant de déterminer le temps à la rupture, pour différents processus. Les paramètres des lois modélisant le processus de propagation de fissures sous-critiques ont été estimés par des analyses en retour historique, en considérant un modèle d'érosion à l'échelle du versant, pour estimer la durée de vie moyenne des compartiments rocheux. Des essais en laboratoire seront nécessaires pour une meilleure estimation. Les vitesses de dissolution pour des plaquettes de roche exposées à la pluie sont trop faibles pour expliquer la décroissance surfacique des ponts rocheux. Des essais préliminaires ont montré l'influence du gel/dégel sur la propagation des fissures.

Abstract

The detection of prospective rock falls and the evaluation of their probability of failure for a given period are a key stage in rock fall hazard assessment.

25 rock falls (25-30 000 m³) occurred in French Subalpine Ranges have been described in details. Typical failure configurations have been identified and can be used for the detection of prospective rock falls. From a statistical analysis of 51 rock falls, we have shown that freeze-thaw cycles represent the main triggering factor.

Back analyses realised with limit equilibrium method and distinct element method have shown that the presence and the extension of rock bridges considerably influence the stability and must be taken into account in hazard evaluation. The cohesion of rock bridges determined by laboratory tests on intact rock specimens must be divided by 3 to account for the analysed failures.

Presently, the evaluation of the failure probability as a function of time is only based on expert judgement. We have proposed and tested different models to assess time to failure, for different processes. Parameter values for sub-critical crack propagation models have been estimated by historic back analyses, using an erosion model to estimate the expectancy of life of rock masses. Laboratory tests are needed for a better estimation. Dissolution rates under rainfall are too small to explain the decrease of rock bridges. Preliminary experiments have shown the influence of freeze/thaw cycles on crack propagation.

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE -----	11
PARTIE 1. PROBLEMATIQUE ET ETAT DE L'ART -----	13
1. INTRODUCTION-----	13
2. LES PHENOMENES D'INSTABILITES DE VERSANTS : CLASSIFICATION ET OBJET DE L'ETUDE -----	15
2.1. <i>Classifications des mouvements de versant</i> -----	15
<i>Nous nous intéresserons uniquement à ce dernier type de mouvement de terrain.</i> -----	15
2.2. <i>Caractéristiques générales des éboulements rocheux</i> -----	15
2.3. <i>Objet de l'étude : les éboulements de taille moyenne</i> -----	16
3. CADRE DE L'ETUDE ET ENJEUX LIES AU RISQUE EBOULEMENT -----	17
3.1. <i>Contexte géographique et géologique</i> -----	17
3.2. <i>Développement urbain et gestion du risque</i> -----	18
4. PROBLEMATIQUE ET OBJECTIF DE L'ETUDE -----	20
4.1. <i>Problématique générale</i> -----	20
4.2. <i>Objectif de notre étude</i> -----	21
5. ETAT DE L'ART -----	22
5.1. <i>Détection des instabilités potentielles</i> -----	22
5.2. <i>Evaluation de la stabilité actuelle</i> -----	26
5.3. <i>Evolution de la stabilité dans le temps</i> -----	29
6. CONCLUSION-----	34
PARTIE 2. FAILURE MECHANISMS IN CALCAREOUS CLIFFS OF THE SUBALPINE RANGES (FRENCH ALPS) -----	37
1. INTRODUCTION-----	40
2. GEOLOGICAL, GEOMORPHOLOGICAL AND SEISMIC CONTEXT -----	41
2.1. <i>Geology</i> -----	41
2.2. <i>Climate</i> -----	42
2.3. <i>Seismicity</i> -----	43
2.4. <i>Rock fall frequency</i> -----	43
3. THE DATABASES -----	44
3.1. <i>Data base (1)</i> -----	44
3.2. <i>Data base (2)</i> -----	44
4. DESCRIPTION OF THE SCARS, INITIAL SLOPES AND POSSIBLE FAILURE MECHANISMS (DATA BASE 1)-----	45
4.1. <i>Chronological, geological and geometric data</i> -----	45
4.2. <i>Typical failure configurations</i> -----	45
4.3. <i>Surface of the scars</i> -----	49
4.4. <i>Initial morphology of the cliff</i> -----	53
5. TRIGGERING FACTORS AND FAILURE PROCESSES -----	53
5.1. <i>Climatic factors</i> -----	53
5.2. <i>Earthquakes</i> -----	56
5.3. <i>Failure processes</i> -----	57
6. DETECTION OF POTENTIAL ROCK FALLS-----	58
7. CONCLUSIONS-----	61

PARTIE 3. ANALYSE EN RETOUR DE LA RUPTURE DE COMPARTIMENTS ROCHEUX	63
1. INTRODUCTION	63
2. ESSAIS EN LABORATOIRE	65
2.1. <i>Matrice rocheuse</i>	65
2.2. <i>Discontinuités</i>	75
2.3. <i>Récapitulatif des caractéristiques physiques et mécaniques de la matrice rocheuse et des discontinuités naturelles à l'état sec</i>	76
3. GEOMETRIE DES MODELES	77
3.1. <i>Définition du MNT</i>	77
3.2. <i>Construction du MNT</i>	77
3.3. <i>Traitement du MNT</i>	79
4. MODELISATION GEOMECHANIQUE	81
4.1. <i>Méthode à l'équilibre limite</i>	81
4.2. <i>Méthode des éléments distincts</i>	85
5. ANALYSE EN RETOUR	91
5.1. <i>Basculements</i>	91
5.2. <i>Glissements</i>	109
6. CONCLUSION	141
PARTIE 4. ANALYSE EN RETOUR DE L'EVOLUTION DE LA STABILITE AU COURS DU TEMPS	147
1. INTRODUCTION	147
2. APPROCHE GEOMORPHOLOGIQUE	149
2.1. <i>Calcul de la fréquence d'éboulement et du taux d'érosion</i>	149
2.2. <i>Relation entre fréquence et âge moyen des compartiments</i>	151
3. RECONSTITUTION DES ACCELERATIONS SISMIQUES	156
3.1. <i>Objectif</i>	156
3.2. <i>Distribution des accélérations obtenue à partir du Réseau Accélérométrique Permanent</i>	156
3.3. <i>Distribution des accélérations obtenue à partir du rapport GEO-TER</i>	159
3.4. <i>Synthèse des distributions des accélérations</i>	160
3.5. <i>Evaluation de la période de retour et de l'accélération correspondante</i>	161
4. ESTIMATION DU TEMPS A LA RUPTURE	163
4.1. <i>Evolution par dissolution</i>	163
4.2. <i>Evolution par propagation de fissures sous-critiques</i>	167
4.3. <i>Propagation de fissures sous l'effet du gel</i>	179
5. CONCLUSION	181
CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES	183
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	187

ANNEXES -----	199
ANNEXE A. (CORRESPONDANT A LA PARTIE 1) -----	201
1. VALEURS DE TENACITE EN MODE I-----	201
2. VALEURS DE TENACITE EN MODE II-----	201
ANNEXE B. (CORRESPONDANT A LA PARTIE 2) -----	203
1. TABLEAU RECENSANT LES EBOULEMENTS UTILISES POUR L'ETUDE DES FACTEURS DECLENCHANTS	203
2. COMPLEMENTS SUR LES METHODES STATISTIQUES : PRINCIPES ET RESULTATS-----	204
ANNEXE C. (CORRESPONDANT A LA PARTIE 3) -----	209
1. LES ETAPES DE LA CONSTRUCTION D'UN MNT-----	209
<i>FIGURE C.2 : SCHEMA DE CONSTRUCTION DU MNT</i> -----	210
2. PRESENTATION DE LA METHODE DES ELEMENTS DISTINCTS-----	211
3. COMPARAISON DES RESULTATS ENTRE LA METHODE DE CALCUL UDEC ET LA METHODE D'EQUILIBRE LIMITE : CAS DE L'ECHARINA II-----	214
ANNEXE D. (CORRESPONDANT A LA PARTIE 4) -----	217
1. VITESSES DE DISSOLUTION PONCTUELLE-----	217

Introduction générale

Les éboulements résultent de la rupture brutale de compartiments rocheux selon des surfaces de discontinuités existantes. Même lorsqu'il s'agit de phénomènes de petites dimensions, ils endommagent parfois gravement les routes, les voies ferrées, interrompant certaines fois l'activité de services essentiels. Parmi les cas récents, citons celui qui s'est produit dans la commune de Re (Italie), où la chute d'un seul bloc a provoqué la mort de 3 personnes, et très récemment, l'éboulement des gorges de la Bourne (France), le 31 janvier 2004, qui a tué 2 personnes circulant dans une voiture. Dans les Alpes, la vulnérabilité vis-à-vis de cet aléa naturel est accentuée par l'accroissement démographique et l'augmentation du trafic sur les axes de communication. Comme les événements de taille moyenne sont relativement fréquents, nous nous sommes principalement intéressés aux mécanismes de rupture d'éboulements de volume compris entre 25 m³ et 50 000 m³.

L'aléa éboulement se caractérise par la probabilité qu'une zone donnée soit atteinte par un éboulement, dans une période de référence donnée. Cette probabilité dépend d'une part, de la probabilité de rupture d'une masse rocheuse (probabilité temporelle) et d'autre part, de la probabilité de propagation (probabilité spatiale), c'est-à-dire de la probabilité que la masse rocheuse se propage de son point de départ jusqu'à la zone considérée. Plusieurs méthodes de simulation de trajectoires d'éboulement permettent d'évaluer cette seconde probabilité (Labiouse, 2004).

Les études présentées dans ce mémoire ont pour objectif ultime d'évaluer la probabilité de rupture pour une période donnée. Indissociable de la phase de *localisation*, cette évaluation dépend d'une part, de la *stabilité actuelle* et d'autre part, de *son évolution au cours du temps*. Nos travaux ont porté sur ces trois principaux points.

Avant de développer ces trois axes de recherche, dans une première partie, nous décrirons le cadre de notre étude et les problèmes socio économiques engendrés par le risque d'éboulement. Nous insisterons surtout dans le dernier chapitre, sur la synthèse bibliographique des méthodes existantes pour évaluer la probabilité de rupture, à savoir les méthodes de localisation et les moyens d'évaluation de la stabilité actuelle et future.

L'objet de la seconde partie est l'identification des types d'instabilité et la compréhension des mécanismes de rupture. A partir d'une base de données détaillée d'éboulements, nous définirons les configurations morphologiques et structurales typiques des instabilités dans les falaises calcaires des chaînes subalpines. Cela devrait permettre une meilleure détection des masses potentiellement instables. Nous affinerons la connaissance des processus qui conduisent à la rupture en recherchant les principaux facteurs déclanchant.

Dans une troisième partie, nous analyserons onze éboulements qui se sont produits ces dernières années dans les chaînes subalpines. L'objectif de ces *analyses en retour de la rupture* de compartiments rocheux est de valider des modèles géomécaniques permettant d'évaluer la stabilité de certaines masses rocheuses. Pour cela, plusieurs méthodes seront utilisées pour traiter différents mécanismes de rupture (glissements et basculements) : équilibre limite, éléments distincts, mécanique de la rupture.

L'analyse de stabilité classique, telle qu'elle est pratiquée pour le dimensionnement des pentes rocheuses, est un pas vers l'évaluation quantitative de l'aléa mais elle n'est pas suffisante, car elle ne prend pas en compte la notion de délai. Pour la prendre en compte, nous réaliserons, dans une quatrième partie, une *analyse en retour de l'évolution de la stabilité au cours du temps*. Pour cela, nous utiliserons d'abord une approche géomorphologique, qui a pour but d'évaluer l'âge des compartiments rocheux étudiés dans la troisième partie, puis nous testerons différents modèles permettant d'évaluer le temps restant avant la rupture.

Partie 1.

Problématique et état de l'art

- 1. Introduction**
- 2. Les phénomènes d'instabilité de versants : classification et objet de l'étude**
 - 2.1 Classifications des mouvements de versant
 - 2.2 Caractéristiques générales des éboulements rocheux
 - 2.3 Objet de l'étude : les éboulements de taille moyenne
- 3. Cadre de l'étude et enjeux liés au risque éboulement**
 - 3.1 Contexte géographique et géologique
 - 3.2 Développement urbain et gestion du risque
- 4. Problématique et objectif de notre étude**
 - 4.1 Problématique générale
 - 4.2 Objectif de notre étude
- 5. Etat de l'art**
 - 5.1 Détection des instabilités potentielles
 - 5.2 Evaluation de la stabilité actuelle
 - 5.3 Evolution de la stabilité dans le temps
- 6. Conclusion**

1. Introduction

Cette partie présente une vue d'ensemble du problème lié à l'évaluation de la probabilité de rupture des éboulements rocheux. Le premier chapitre décrit les principales caractéristiques des éboulements. Le chapitre 2 et 3 donnent une vue d'ensemble de la problématique liée à la gestion de ce risque naturel dans la région grenobloise. L'état de l'art (chapitre 4) pose les bases bibliographiques du travail de thèse. Les trois sous chapitres qui composent l'état de l'art introduisent respectivement les parties 2, 3 et 4.

2. Les phénomènes d'instabilités de versants : classification et objet de l'étude

2.1. Classifications des mouvements de versant

Il existe de nombreuses références sur la thématique des instabilités de pentes. Par conséquence, en fonction des paramètres de reconnaissance et des objectifs poursuivis, de nombreuses classifications existent aussi (Varnes, 1984, Monjuvent et Marnezy, 1986 ; Antoine et Giraud, 1995). Certaines relèvent d'une optique géodynamique (Malatrait, 1975), d'autres d'une optique géotechnique (Colas et Pilot, 1976). La classification la plus utilisée est celle établie par un groupe de travail international, sous l'égide de l'UNESCO (IAEG, 1990). En utilisant la terminologie française (CFGI, 2000) :

- les glissements proprement dits sont des mouvements qui résultent d'une rupture par cisaillement localisé ;
- les écoulements désignent des mouvements de terrain dont les caractéristiques sont proches de celles d'un fluide ; ce terme regroupe un large éventail de phénomènes depuis la solifluxion (écoulement lent sans limite nette) jusqu'aux coulées boueuses.
- le fauchage correspond à un basculement des têtes de couches vers l'aval ;
- les mouvements composites impliquent simultanément différents types ;
- les mouvements de grande ampleur affectent une grande partie d'un versant. Ils se produisent dans des versants rocheux fortement fracturés et sont parfois inclus dans la catégorie glissements proprement dits (CFGI, 1991) ;
- les éboulements sont des mouvements extrêmement rapides dans lesquels les blocs peuvent chuter, rebondir, rouler ou glisser.

Nous nous intéresserons uniquement à ce dernier type de mouvement de terrain.

2.2. Caractéristiques générales des éboulements rocheux

Ces processus se distinguent des autres phénomènes par les éléments ci-dessous :

- Ils affectent des versants formés de roches résistantes, par conséquent il s'agit généralement de pentes très abruptes.
- Ils affectent des formations fracturées ; la fracturation permet le découpage de compartiments qui deviendront instables dans un certain délai. Ils sont donc parfois facilement délimitables a priori.
- Le mouvement est extrêmement rapide, ce qui implique que l'évacuation de personnes ou de biens est souvent impossible et que le phénomène est généralement très destructeur.

Les éboulements et les chutes de blocs recouvrent une large gamme de volume. Ainsi le terme éboulement rocheux au sens large inclut :

- Les chutes de blocs (quelques blocs) et les éboulements de faible et moyenne taille (jusqu'à 10^4 ou 10^6 m³ suivant les auteurs) caractérisés par une absence ou une faible interaction des éléments entre eux (mode de propagation indépendant) ;
- Les éboulements en masse (appelés aussi écroulements) caractérisés par une interaction marquée des éléments entre eux ; ces échanges d'énergie entre éléments rocheux sont tels qu'on les considère parfois comme des écoulements. L'analyse de leur propagation peut être effectuée en utilisant des modèles de type écoulement fluide.

2.3. Objet de l'étude : les éboulements de taille moyenne

Dans cette étude, nous nous intéresserons principalement aux mécanismes de rupture d'éboulements de volume moyen (>25 m³ et $<50\,000$ m³). Même pour ces volumes, les chutes d'éléments isolés ou les éboulements possèdent une force destructrice énorme sur leur trajectoire. Bien plus fréquents que les écroulements, ces derniers doivent être pris en compte dans l'aménagement du territoire. Dans la région grenobloise, Hantz et al. (2003) ont recensé 33 éboulements de 100 à 1000 m³ entre 1935 et 2000 et 3 éboulements en masse (10^5 à 10^6 m³) entre 1800 et 2000.

3. Cadre de l'étude et enjeux liés au risque éboulement

3.1. Contexte géographique et géologique

L'agglomération grenobloise est située dans une cuvette à fond très plat remplie de dépôts alluviaux (Figure 1.2). La ville est entourée par trois massifs montagneux (Figure 1.1) : le Vercors, la Chartreuse et Belledonne. Le secteur d'étude concerne les massifs du Vercors et de la Chartreuse.

D'un point de vue géologique, ils font partie des chaînes subalpines septentrionales, qui représentent le domaine le plus « externe » de la chaîne des Alpes. Ils sont séparés du massif cristallin de Belledonne (massifs cristallin externe) par le « sillon subalpin » (vallées de l'Isère au nord, et du Drac au sud (Figure 1.1)). Ces deux massifs sédimentaires ont une constitution assez similaire. Ils se caractérisent par une succession de falaises calcaires et de talus marneux entre 200 et 2000 m d'altitude. Le relief est notamment marqué par deux puissants niveaux de calcaire généralement affectés par des phénomènes karstiques; il s'agit des calcaires tithoniques (Portlandien) (Figure 1.2 B) et des calcaires urgoniens (Barrémien-Aptien) (Figure 1.2 A).

Les falaises de calcaire urgonien forment la plupart des sommets du Vercors et de Chartreuse et peuvent atteindre 450 mètres de haut. Sur l'ensemble de l'agglomération grenobloise, environ 140 km de falaises dominant ainsi 40 communes (Figure 1.1).

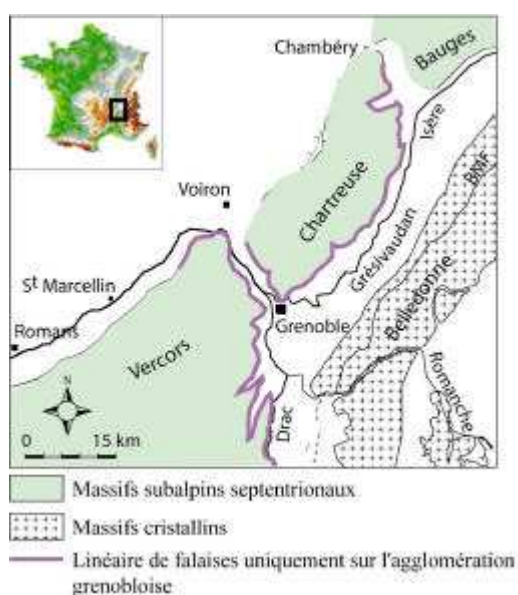


Figure 1.1 : Cadre géographique et géologique de la région grenobloise

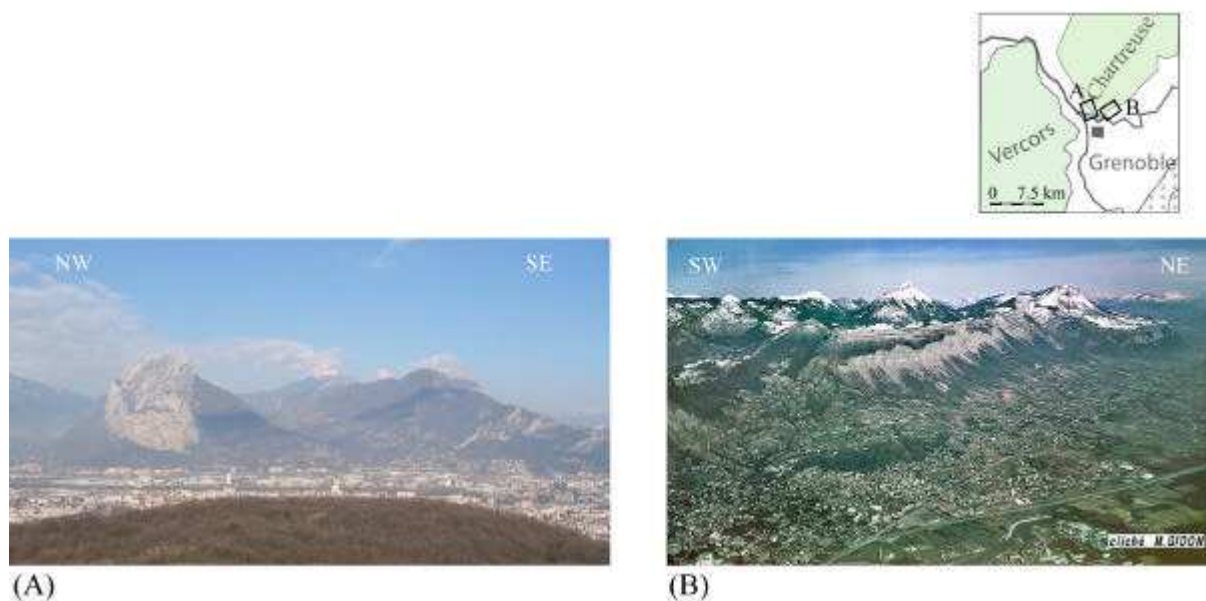


Figure 1.2 : Photographies de l'agglomération grenobloise, (A) falaises de calcaire urgonien au niveau de la cluse de l'Isère et (B) falaises de calcaire tithonique au niveau de la vallée du Grésivaudan

3.2. Développement urbain et gestion du risque

De part sa configuration, la Région Urbaine Grenobloise est sujette, entre autres, aux phénomènes d'éboulements (Figure 1.2). Ces instabilités dues à l'évolution naturelle des falaises, correspondent à 30 % des mouvements de terrains avérés. Nous pouvons citer les éboulements de Combe Noire (30 000 m³) en 1971 et de la Palette (20 000 m³) en 1992, dans la partie septentrionale du Vercors, qui ont détruit à deux reprises la route départementale 218 reliant la commune de Montaud à Autrans (plateau du Vercors). Elle n'a pas été réouverte depuis 1992. Plus récemment, en février 2003, un éboulement de 4500 m³ s'est produit sur la route départementale 518 au niveau des Grands Goulets, reliant la vallée de l'Isère au plateau du Vercors. Une année plus tard, un éboulement de 2000 m³ a eu lieu dans les gorges de la Bourne, tuant deux personnes et bloquant la route durant plusieurs mois.

Ce constat de vulnérabilité vis-à-vis de ce risque naturel est d'autant plus marqué que la croissance démographique dans la Région Urbaine Grenobloise, en moyenne de 0.65% par an depuis 1982, s'est accompagnée d'une expansion spatiale (Figure 1.3).

Une telle tendance a des conséquences notoires dans l'aménagement du territoire. Elle amplifie le nombre de déplacements entre la zone d'habitation et Grenoble, et crée une augmentation de la demande foncière. Le système : axe routier / nouvelle urbanisation / environnement / agriculture est donc modifié et la gestion du risque naturel est à prendre de plus en plus en considération.

Les services de l'Etat (RTM, DDE...) sont déjà très au fait de ce danger, mais il est difficile de pouvoir traiter de manière préventive l'ensemble des secteurs concernés. Dans le seul département de l'Isère (38), la prévention des éboulements rocheux représente plus de 55% du budget risque naturel de la Direction Départementale de l'Équipement, soit environ 1 million d'euros par an.

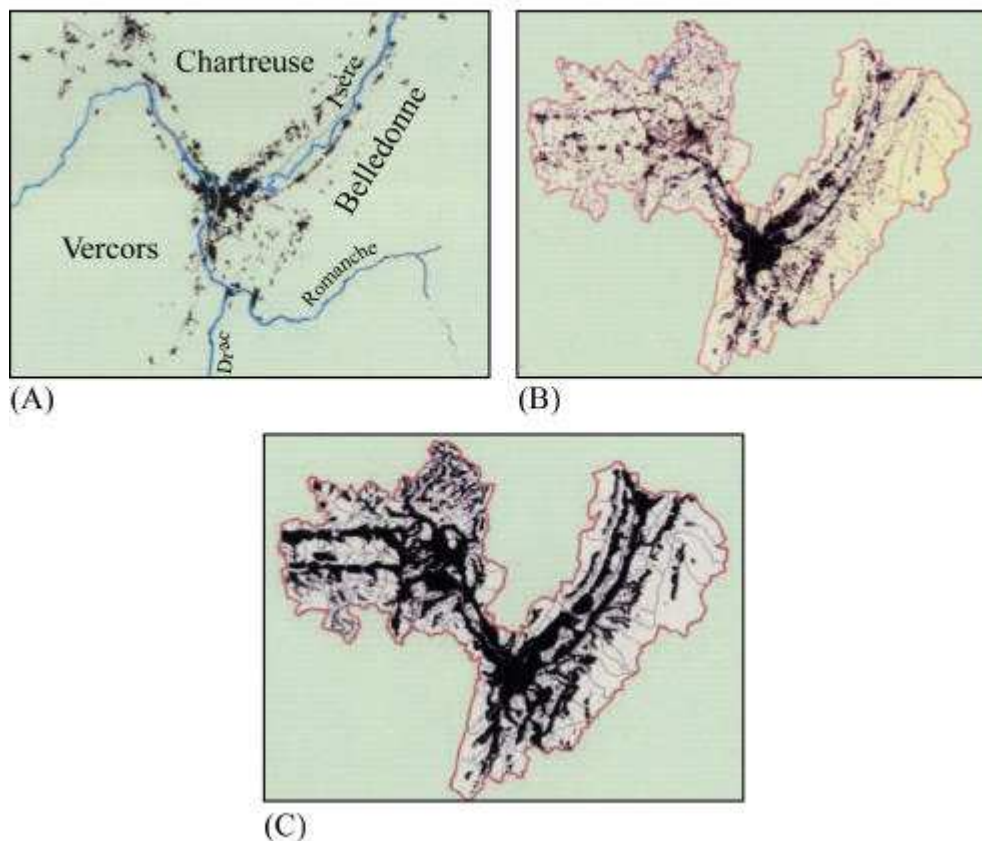


Figure 1.3 : Evolution de l'espace urbanisé depuis 1970 dans la Région Urbaine Grenobloise ; (A) en 1970, (B) en 2000 et (C) en 2030-2040 ?

4. Problématique et objectif de l'étude

4.1. Problématique générale

En général, l'objectif final des études est de définir le risque (Figure 1.4). Cela suppose de définir en premier la *probabilité d'atteinte* ou *aléa*. Elle est fonction de la probabilité de rupture d'un compartiment rocheux : *aléa de rupture*, de la probabilité de propagation : *aléa de propagation*.

La probabilité de rupture est la probabilité d'occurrence d'un éboulement pour une période donnée.

La probabilité de propagation est la probabilité qu'une masse rocheuse atteigne une zone, une fois qu'elle s'est détachée de la paroi.

La probabilité d'atteinte, alliée à l'*intensité* du phénomène, principalement liée à son volume et à sa vitesse, permet d'estimer la notion de *danger*.

L'étape suivante consiste à estimer la *vulnérabilité*. Il s'agit du degré de perte causé par un phénomène dangereux. Elle varie entre 0% (aucune perte) et 100% (perte totale). La *valeur* de l'enjeu est « la valeur économique ou nombre d'unités de chaque élément à risque situé en un lieu donné ». Le *risque* est le produit de l'aléa, de la vulnérabilité et de la valeur de l'enjeu.

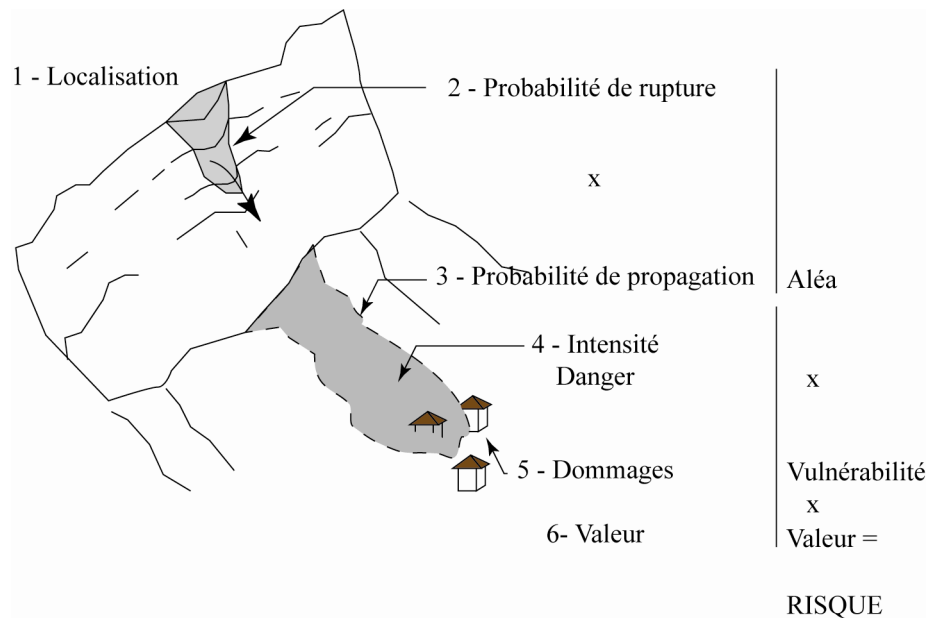


Figure 1.4 : Schéma de principe de l'analyse du risque

4.2. Objectif de notre étude

La stabilité des versants rocheux est un axe de recherche important appliqué à de nombreux domaines comme les carrières et mines à ciel ouverts, le terrassement routier, et les risques naturels.

Pour la création d'excavations, problème typique d'ingénierie, l'objectif est de définir la géométrie du talus qui garantira sa stabilité.

Pour des pentes rocheuses existantes, il s'agit (Figure 1.4) :

- de localiser les volumes potentiellement instables ;
- d'évaluer leur probabilité de rupture dans un certain délai ;
- de définir les zones menacées et
- d'étudier, le cas échéant, des mesures de protection actives ou passives vis-à-vis des populations et des infrastructures.

Notre travail a porté sur les deux premiers points. Pour améliorer la localisation des volumes potentiellement instables dans les falaises calcaires, nous avons étudié, dans une première partie, les conditions dans lesquelles se sont produits des éboulements. La probabilité de rupture dépend d'une part, de la stabilité actuelle et d'autre part, de son évolution au cours du temps. La seconde partie de notre travail porte donc sur l'analyse de la stabilité instantanée ; différentes méthodes ont été testées par des analyses en retour d'éboulements. La troisième partie est consacrée au problème (peu abordé jusqu'ici) de l'évolution de la stabilité au cours du temps.

Nous présenterons dans le chapitre suivant, les différentes démarches et méthodes existantes relatives à chacune de ces parties.

5. Etat de l'art

5.1. Détection des instabilités potentielles

Cette étape consiste à localiser et à identifier les compartiments rocheux présentant un risque d'éboulement. Elle nécessite la compréhension des conditions et des processus menant à la rupture.

5.1.1. Données utiles

Les données structurales

A l'échelle du versant, elles permettent de définir des secteurs homogènes, d'identifier des systèmes de discontinuités et leur organisation. A l'échelle du compartiment, elle permet de définir les mécanismes de rupture possibles. L'origine des éboulements est le plus souvent liée à l'existence de ces discontinuités qui découpent le massif et individualisent ainsi des masses rocheuses. Elles constituent donc des zones de faiblesse et pour cette raison, la majorité des ouvrages ayant trait à la stabilité des massifs rocheux apporte une attention primordiale à leur analyse (Hoek et Bray, 1981 ; Goodman et Shi, 1985 ; Rouiller, Jaboyedoff et al., 1998).

Les données morphologiques

Elles permettent d'analyser les traits dominants et les détails de la morphologie d'un site. Elle permet entre autres de reconstituer l'évolution des versants, de déterminer des modèles morphologiques à l'échelle de la falaise. L'analyse morphologique peut se faire à partir d'un fond topographique, de photographies, d'un Modèle Numérique de Terrain.

Les données historiques

Cette étude a pour but d'identifier les éboulements antérieurs. Elle permet aussi pour but de fournir des aides pour la qualification des aléas futurs.

Les signes d'activités

Il s'agit essentiellement d'indices d'ouverture de fissures (instrumentation ou observation visuelle) ou de chutes de pierres ou de blocs fréquentes. Il peut aussi s'agir d'études historiques.

Les facteurs hydrogéologiques

Ils peuvent caractériser les écoulements à l'intérieur du versant.

5.1.2. Les méthodes de détection

Il existe deux méthodes de détection qui aboutissent à l'identification soit d'aléas localisés, soit d'aléas diffus. La première se fonde essentiellement sur l'observation et la seconde est basée sur la confrontation de l'agencement structural avec la topographie.

5.1.2.1 Détection d'aléas localisés et typologie

La recherche d'instabilités potentielles localisées est effectuée sur le terrain ou à partir de photographies aériennes. Cette phase d'observation, consistant à désigner des masses rocheuses jugées à risque, est basée sur la recherche de configurations typiques d'instabilité. Elle se réfère donc (de manière plus ou moins explicite) à une typologie.

La méthode développée par les Laboratoires des Ponts et Chaussées (Guide technique LCPC, 2004) et la méthode HGP (Historique, Géomécanique et Probabiliste) (Hantz, 2001) de l'université Joseph Fourier utilise ce type de méthode de détection. La typologie offre ainsi une aide importante pour l'identification des instabilités potentielles. Une classification des principales configurations potentiellement instables a été établie dans le cadre d'un projet européen (Groupe "Falaises", 2001) :

- Glissements translationnels ; ils peuvent se produire sur un plan (glissement plan), une famille de plan (glissement en escalier), deux plans (glissement en dièdre), ou deux familles de plans (Figure 1.5 A et Figure 1.6 A) ;
- Glissements composés, dans lesquels plusieurs blocs glissent dans des directions différentes (Figure 1.5 B) ;
- Glissements rotationnels (Figure 1.5 C) ; ils se produisent en terrain meuble ou dans des milieux rocheux très fracturés. La surface de rupture n'est pas guidée par une ou deux familles de fractures mais par un réseau complexe de discontinuités. Elle est approximativement de forme circulaire ;
- Ruptures de surplombs ou de dalles en toit liés à des masses rocheuses surplombantes dans le vide (Figure 1.5 D et Figure 1.6 D) ;
- Ruptures de banc ; ce mécanisme implique la déformation d'une couche inclinée. Ce mécanisme, aussi appelé flambement, intervient lorsque les couches sont parallèles au versant (Figure 1.5 E) ;
- Mécanismes de rupture en pied (Figure 1.5 F et Figure 1.6 C) ;
- Basculement (basculement d'un bloc monolithique ou fauchage) (Figure 1.5 G et Figure 1.6 D).

Ces deux derniers mécanismes se produisent généralement lorsque des discontinuités subverticales découpent le massif et individualisent ainsi des colonnes.

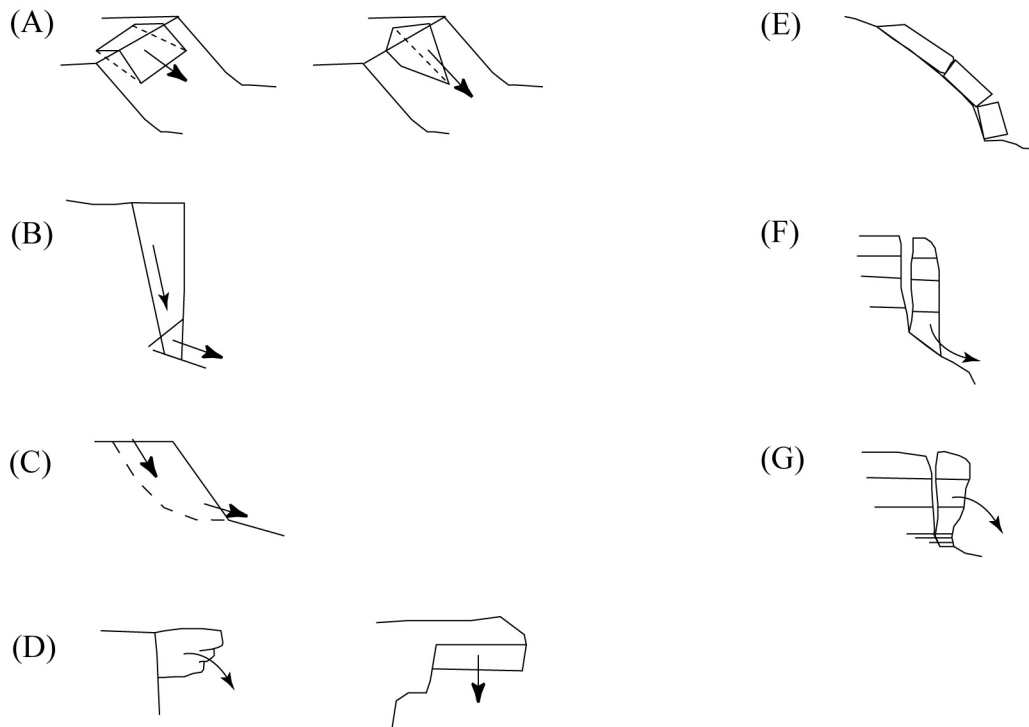


Figure 1.5 : Mécanismes de rupture d'éboulements rocheux (d'après Groupe Falaise, 2001) (A) : glissements plan et dièdre ; (B) glissements composés ; (C) glissements rotationnels ; (D) rupture de surplomb ou de dalle en toit; (E) rupture de banc ; (F) rupture de colonne en pied et (G) basculement de colonne

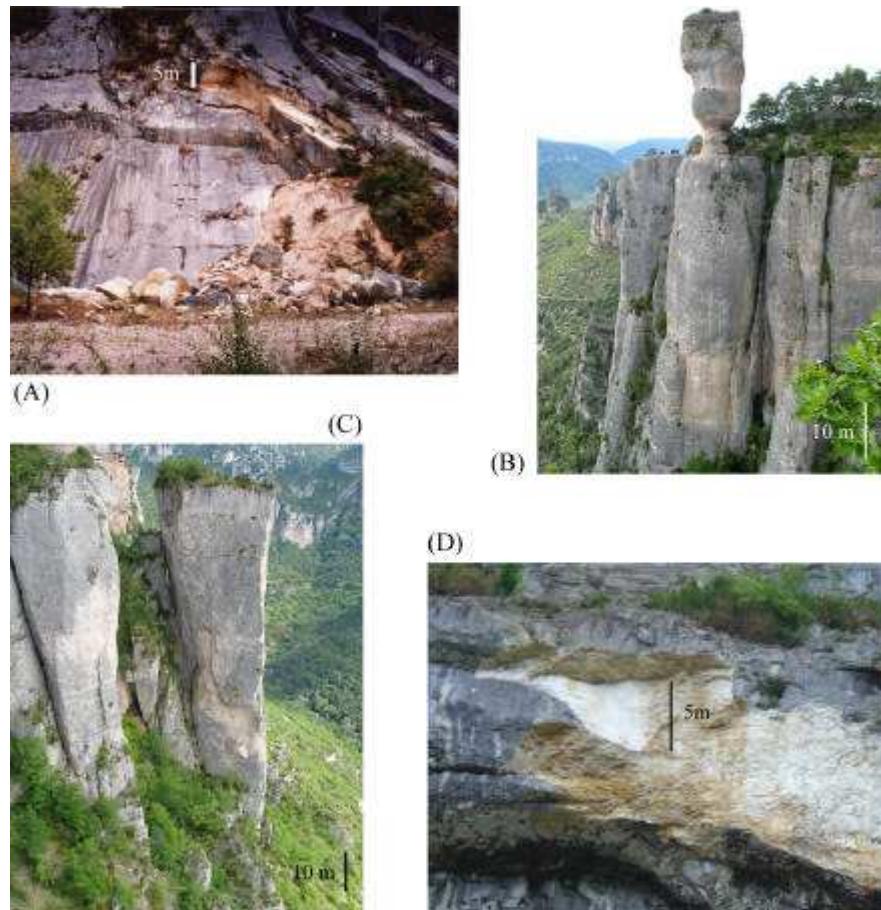


Figure 1.6 : Exemple de cas d'éboulement survenus ou potentiels : (A) glissement plan (Lignet, Isère) ; (B) basculement de colonne potentiel (Gorges de la Jonte, Aveyron) ; (C) rupture de colonne en pied potentielle (Gorges de la Jonte, Aveyron) ; (D) Rupture de surplomb (Charmate, Isère)

5.1.2.2 Détection d'aléas diffus

Dans un massif rocheux, un grand nombre de ruptures sont initiées par la rupture localisée d'un bloc simple (bloc clé). A cette petite échelle, la roche possède un caractère discontinu lié à la présence de deux ou trois familles de discontinuités, rarement plus. Des mécanismes de rupture simples peuvent donc se produire directement contrôlés par ces joints.

Se servant de la projection stéréographique, un certain nombre d'auteurs (Goodman et Shi, 1985 ; Hoek et Bray, 1981) ont proposé une méthode permettant d'identifier des mécanismes de rupture cinématiquement possibles en fonction :

- de l'orientation de la paroi rocheuse ;
- des paramètres géométriques des discontinuités.

Cette méthode permet d'identifier essentiellement la possibilité de glissements translationnels et de ruptures en toit. Ces méthodes ont été développées pour étudier principalement des pentes artificielles, pouvant être décomposées en parties planes. Elles ne sont pas toujours bien adaptées aux pentes naturelles, souvent de forme plus complexe. La

méthode Matterock (Jaboyedoff et al, 1999) a adapté ces méthodes afin de prendre en compte une morphologie plus complexe, représentée par un Modèle Numérique de Terrain (MNT). A partir d'une analyse structurale poussée (fenêtres d'observation), il est possible de simuler la répartition des discontinuités dans une surface ou à l'intérieur d'un volume de façon aléatoire. La mise en relation du modèle structural avec un MNT permet de repérer les zones potentiellement instables (aléa diffus). La visite in-situ de ces zones sensibles permet ensuite de localiser les instabilités potentielles (aléa localisé).

Les Modèles Numériques de Terrain (MNT) permettent une détection informatisée des possibilités de glissement en fonction des secteurs. Les mécanismes de basculement ne sont pour l'instant par identifiables car ils sont essentiellement dus à des détails morphologiques (surplomb) non détectables avec un MNT.

Lorsqu'une masse rocheuse potentiellement instable a été détectée, il faut ensuite évaluer sa durée de vie. Les approches mécaniques décomposent cette évaluation en deux étapes en considérant le degré de stabilité actuel puis son évolution dans le temps (cf. 5.2 Partie 1) ; d'autres tentent d'appréhender directement la probabilité de rupture en fonction du délai. Ces dernières seront traitées dans le paragraphe 5.3 de la Partie 1.

5.2. Evaluation de la stabilité actuelle

5.2.1. Méthodes mécaniques

Dans l'approche mécanique, il existe deux manières de gérer les incertitudes qui pèsent sur le modèle. Dans une approche déterministe, ces dernières peuvent être prises en compte en prenant une marge de sécurité dans l'évaluation du degré de stabilité (choix des valeurs les plus défavorables à la stabilité ou application de coefficients de sécurité partiels). Cette approche est satisfaisante dans le cas d'un dimensionnement, mais pas dans celui de l'évaluation d'une pente existante, car elle conduit souvent à un coefficient de sécurité globale inférieur à 1 pour une pente pourtant stable. Dans une approche probabiliste, les incertitudes sont intégrées directement dans le modèle sous forme de distribution statistique.

5.2.1.1 Les différentes méthodes

Le principe des méthodes d'**équilibre limite** consiste à faire le bilan des forces agissant sur la masse rocheuse considérée. L'équilibre sera fonction du rapport entre :

- les forces motrices : ces forces tendent à déplacer un volume rocheux. Ce sont principalement la composante tangentielle du poids, les forces hydrauliques, l'action du gel (formation de coins de glace), les sollicitations dynamiques (séismes) ;
- les forces résistantes qui tendent à s'opposer au déplacement du bloc ; elles dépendent de la résistance des discontinuités et de la matrice rocheuse.

Ce bilan conduit au calcul du coefficient de sécurité global (F) qui est le rapport entre les forces résistantes mobilisables et les forces motrices. Lorsque F est inférieur à 1, il y a rupture.

Cette méthode permet de mener une évaluation rapide du degré de stabilité d'un compartiment rocheux mais elle nécessite une simplification de la situation réelle, par exemple pour traiter les problèmes hyperstatiques (nombre d'inconnues > nombre d'équations).

Une autre simplification inhérente à la méthode est que la rupture se produit lorsqu'il y a mobilisation simultanée des critères sur les différents joints formant la surface de rupture.

Les calculs en déformation permettent de s'affranchir de cette simplification. Dans ce travail, nous utiliserons la méthode des **éléments distincts** (Hart, 1993). Cette méthode permet d'analyser les interactions mécaniques des blocs à l'aide de relations liant les forces et les déplacements au niveau des différents contacts existants entre les blocs. La méthode ne nécessite pas qu'il y ait mobilisation simultanée des résistances sur tous les joints. De plus, il est possible de simuler la présence de ponts rocheux en considérant la cohésion et l'angle de frottement de la matrice rocheuse au niveau d'un joint particulier.

Dans la partie 3, nous utiliserons ces deux méthodes dans des cas d'analyse en retour pour en tirer les enseignements nécessaires dans le cadre d'une démarche prédictive.

Dans les études de projet (exemple : dimensionnement de talus rocheux), l'analyse de stabilité est généralement basée sur l'hypothèse que les discontinuités qui découpent la masse rocheuse sont persistantes, ce qui ne reflète pas toujours la réalité et explique que, dans certains cas, on trouve un coefficient de sécurité inférieur à 1 alors que la masse est encore stable. Dans une démarche prédictive de l'aléa, l'évaluation de F doit être la plus proche possible de la réalité, ce qui implique la prise en compte de discontinuités non persistantes dans le modèle ou en d'autres termes, de considérer l'existence des ponts rocheux.

Avec les méthodes décrites ci-dessus, le degré de stabilité est surestimé car la concentration de contrainte à l'extrémité des fissures n'est pas prise en compte.

Pour prendre en compte ce phénomène, il est nécessaire d'utiliser des modèles basés sur **la mécanique de la rupture** (Scavia, 1995 ; Kemeny, 2003). La mécanique de la rupture dérive des concepts décrits par Griffith (1920, cité par Atkinson, 1989) et Irwin (1958). Elle s'intéresse :

- au champ de contrainte au voisinage d'une fissure et
- aux conditions de propagation de cette fissure.

La concentration de contrainte à l'extrémité d'une fissure s'exprime par un paramètre noté K, appelé facteur d'intensité de contrainte (FIC). La propagation de la fissure se produit

lorsque le FIC atteint une valeur critique K_c qui correspond à la ténacité de la roche (des valeurs de ténacité sont données en Annexe A).

Une fissure se propage selon trois modes élémentaires en fonction des sollicitations (Lawn et Wishaw, 1975) :

- Mode I : (ouverture) les lèvres de la fissure s'écartent dans une direction perpendiculaire aux surfaces ;
- Mode II : (glissement plan) les lèvres de la fissure se déplacent l'une par rapport à l'autre dans une direction perpendiculaire au bord de la fissure ;
- Mode III : (glissement antiplan) les lèvres de la fissure se déplacent l'une par rapport à l'autre dans une direction parallèle au bord de la fissure.

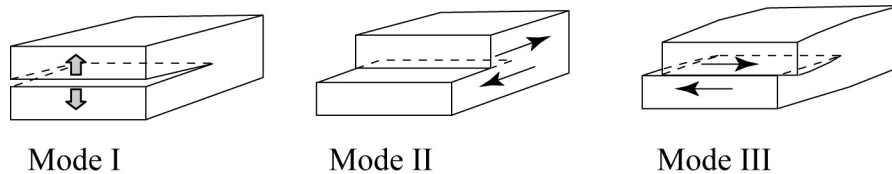


Figure 1.7 : Les trois modes théoriques de sollicitation d'une fissure

La mécanique de la fracture a été appliquée aux problèmes de stabilité de pentes par Scavia (1995) et Amatruda et al. (2004), qui ont utilisé la méthode des éléments frontières pour calculer les contraintes aux extrémités de fissures. Le critère retenu dans cette modélisation permet de déterminer si la fissure se propage et dans quelle direction. Kemeny (2003) a présenté un calcul analytique de décroissance du pont rocheux par une approche de la mécanique de la rupture. Nous utiliserons sa méthode dans la partie 3.

Ces méthodes nécessitent de connaître la dimension des ponts rocheux. Dans une démarche prospective, où le compartiment est encore en place, ce paramètre est difficile à connaître. Une approche probabiliste nous paraît donc appropriée.

5.2.1.2 Approche probabiliste

Toutes ces méthodes peuvent être utilisées de manière déterministe ou probabiliste.

Les approches probabilistes intègrent les incertitudes sur les paramètres du modèle en prenant en compte leurs distributions. Ces paramètres sont alors considérés comme des variables aléatoires. Le coefficient de sécurité devient une variable aléatoire dont la distribution statistique est obtenue à partir d'un grand nombre de calculs avec tirage au sort des variables d'entrées. La probabilité de rupture est la probabilité que F soit inférieur à 1.

Une méthode probabiliste prenant en compte les ponts rocheux a été développée au Politecnico de Turin (Scavia et al, 2001 ; Groupe falaise, 2001). Le mécanisme modélisé est

le glissement sur une surface de rupture formée par un réseau de deux familles de fractures. La génération de la surface s'effectue en traitant les distributions statistiques de chaque paramètre (orientation des joints, persistance, hauteur de la pente...) à l'aide de la technique statistique de Monte Carlo. Le modèle considère donc, en cas de non persistance des joints, l'existence de ponts rocheux. Sur la base du modèle géométrique probabiliste, une analyse mécanique est réalisée. Elle permet une étude de l'influence des caractéristiques mécaniques des ponts rocheux (cohésion et résistance à la traction) et de la hauteur du versant. Pour chaque triplet, le modèle fournit un coefficient de sécurité moyen et la probabilité de rupture.

Dans une approche prospective, il conviendrait de supprimer tous les cas où le facteur de sécurité est inférieur ou égal à 1, car ils correspondent à des modélisations non réalistes dans la mesure où le compartiment est encore stable ($F > 1$). La densité de probabilité de F serait alors modifiée. Sur la base de cette nouvelle fonction de densité et de la diminution du coefficient de sécurité pour une période donnée (ΔF), la probabilité de rupture sur cette période correspondrait plutôt à la probabilité pour que F soit inférieur ou égal à $1 + \Delta F$.

Nous aborderons cette notion d'évaluation temporelle du degré de stabilité ultérieurement (cf. 5.3 Partie 1 et Partie 4).

5.2.2. Approche statistique : indice de susceptibilité

Comme nous venons de le voir, la probabilité de rupture est souvent appréciée en fonction de facteurs dont l'influence est évaluée de manière subjective. L'approche statistique a pour objectif de définir objectivement, sur la base d'analyses en retour, les influences relatives de ces facteurs. Il s'agit d'analyser statistiquement l'occurrence des éboulements passés en fonction de différents facteurs. Baillifard et al. (2004) ont établi, à partir d'un Système d'Information Géographique (SIG), des statistiques sur l'occurrence de 53 glissements rocheux en fonction de plusieurs facteurs (exposition et pendage critique du versant, niveau de base, bassin versant). Cette méthode, en cours de validation, doit permettre de définir des indices de susceptibilité ou probabilité relative de rupture.

Ce type d'analyse permet de localiser des zones potentiellement instables et fournit une probabilité relative de rupture pour chacune d'elles. Mais c'est une probabilité absolue qui est recherchée.

5.3. Evolution de la stabilité dans le temps

On peut distinguer différentes approches de l'évaluation de la durée de vie d'un compartiment rocheux : une approche empirique qui consiste à estimer, de manière qualitative ou semi-quantitative, la probabilité de rupture dans un certain délai; une approche globale (à l'échelle du versant) qui utilise à la fois la fréquence d'éboulement dans un versant homogène et les susceptibilités relatives des différents compartiments rocheux ; une approche purement

mécanique, qui tente de quantifier l'évolution du degré de stabilité ; une approche instrumentale, basée sur l'interprétation de mesures effectuées dans des secteurs proches de la rupture.

5.3.1. Approche empiriques

Dans un grand nombre de cas, l'évaluation de l'aléa est basée sur une analyse empirique de la prédisposition d'un compartiment à devenir instable dans un certain délai. Cette prédisposition est fonction de la présence et de l'importance d'un certain nombre de facteurs influençant, favorablement ou non, la stabilité. Ces facteurs sont définis par des experts sur la base des analyses effectuées sur de nombreux cas d'éboulements. L'approche peut être purement qualitative ou semi-quantitative lorsque l'expert donne un poids et un indice à chacun des facteurs. Un grand nombre de méthodes basées sur différentes pondérations existent (Groupe falaise, 2001).

La méthode du LCPC est une **approche qualitative** (cf. 5.1.2.1 Partie 1) où la probabilité de rupture est appréciée en fonction de facteurs déterminants qui sont les éléments descriptifs du compartiment rocheux (géométrie et nature du compartiment : typologie, lithologie, structure), les processus d'évolution (Tableau 1-1) et les mécanismes de rupture. En fonction de cette analyse, la probabilité d'occurrence est qualifiée selon une échelle comportant 5 classes qui vont de « probabilité très élevée » à « probabilité très faible ».

La méthode RES (« Rock Engineering System »), développée par Hudson (1992) peut être qualifiée de **méthode semi-quantitative** car la probabilité d'occurrence est quantifiée mais elle reste estimée de manière subjective sur la base des événements passés.

La méthode RHAP (« Rockfall Hazard Assessment Procedure ») est utilisée par la Région Lombardie (Groupe falaise, 2001) pour fournir de manière rapide une évaluation de la probabilité d'atteinte pour des événements inférieurs à 1000 m³ et pour une zone d'étude assez réduite. La zone d'étude est divisée en secteurs homogènes au sein desquels un maillage (5 à 20 m) est défini. Dans chaque maille, on vérifie la présence de 5 facteurs (fractures présentant des signes d'ouverture récente, blocs basculés, zone intensément fracturée, cicatrices de rupture, écoulements d'eau à la base des compartiments rocheux). Une note maximale de 5 peut être attribuée à chacune des mailles. La probabilité de rupture est appréciée en fonction de la somme des notes sur un secteur homogène rapportée à la somme maximale possible. Suivant ce rapport, la probabilité est qualifiée de forte (rapport > 0,25), moyenne ou faible (rapport < 0,10).

Dans la méthode Matterock, la probabilité de rupture est qualifiée à partir d'un indice, sensible aux facteurs intrinsèques (structure, lithologie, caractéristiques géomécaniques), aux facteurs d'évolution (eau, température...), aux facteurs déclenchants et aux facteurs d'activités (chutes de blocs, déplacements). Chacun de ces facteurs est évalué par une note, dont la valeur maximale dépend de l'influence de ce facteur. La somme de ces notes permet

d'apprécier la probabilité de rupture qui est définie suivant quatre classes (pas d'instabilité jusqu'à probabilité de rupture élevée).

L'ensemble de ces méthodes offre directement une évaluation de la probabilité de rupture pour un certain délai mais elles fournissent toutes des résultats qualitatifs. Qu'il s'agisse d'une approche purement qualitative ou semi-quantitative, elles comportent toutes in fine une part importante de subjectivité.

Processus	Agents	Effets	Dynamique
Action physico-chimique, dissolution	Eau	Altération matricielle Destruction des ponts rocheux Altération des caractéristiques mécaniques	Lente et souvent masquée
Dislocation	Effets gravitaires Racines Effet de cliquet Fluage d'une assise Gel, faible profondeur	Destruction mécanique des ponts rocheux Ouverture de la fissuration	Lente sous nos latitudes
Erosion mécanique, mise en surplomb	Ecoulements d'eau, abrasion Erosion éolienne	Mise en équilibre par suppression d'appui Perte de cohésion	Variable, peut être rapide
Action mécanique de l'eau (pression hydraulique)	Infiltrations Circulations internes du massif	Déstabilisation par des poussées hydrauliques	Variable, peut être rapide Cyclique
Gélifraction	Gel	Réduction des surfaces d'appui par ablation Décohésion et dislocation des fractures	Lente
Fatigue mécanique	Sollicitations physiques Niveau de contrainte élevé	Ecaillage, Dégradation mécanique des ponts rocheux Progression de fissures	Rarement processus significatif à l'échelle humaine, sauf contextes extrêmes
Application de forces extérieures	Variations d'effort Déstabilisation anthropique Modification des conditions hydrauliques Séismes	Déstabilisation, activation de nouveaux mécanismes de rupture	Variable, éventuellement rapide Peut être accidentel

Tableau 1-1 : Principaux processus d'évolution des compartiments rocheux, d'après Guide technique LCPC, 2004

5.3.2. Approche globale

Globalement, l'évaluation de la probabilité de rupture dans le temps repose actuellement sur une approche empirique fortement subjective. Pour éviter cette subjectivité, la **méthode HGP** (Historique, Géomécanique et Probabiliste), développée à l'Université Grenoble I (Hantz et al., 2003), permet d'évaluer les probabilités de rupture en considérant, à l'échelle d'un versant homogène, la fréquence d'éboulement pour une classe de volume donnée, et les probabilités de rupture relatives associées aux compartiments potentiellement instables. Ces probabilités relatives peuvent être déterminées par une approche géomécanique, empirique ou statistique (cf. 5.2 Partie 1).

Dans le cas des falaises entourant l'agglomération grenobloise, la fréquence d'éboulement est obtenue à partir d'un inventaire d'éboulements rocheux recensés par le service de Restauration des Terrains en Montagne.

Une fiche de dangerosité a été proposée pour déterminer les probabilités de rupture relatives des compartiments susceptibles de s'ébouler (Dussauge-Peisser, 2002). Le principe est d'évaluer, de manière exhaustive, les différents paramètres influant sur la probabilité de rupture. En associant ces deux notions : fréquence d'éboulement et probabilités de rupture relatives des masses potentiellement instables, il est possible d'évaluer leurs probabilités de rupture absolues pour une période donnée.

5.3.3. Approche mécanique

Pour appréhender la durée de vie d'un compartiment ou « temps à la rupture », deux méthodes peuvent être appliquées. Elles sont basées sur une modélisation soit à l'échelle microscopique (Kemeny, 2003), où l'on s'intéresse à la propagation de fissures, soit à l'échelle macroscopique où l'on observe le comportement global d'un certain volume rocheux (éprouvette ou pont rocheux) en fonction du temps (Wiederhorn et Bolz, 1970).

D'après les concepts de la mécanique de la rupture, des taux significatifs de croissance de fissures peuvent apparaître pour des valeurs de FIC inférieures aux valeurs critiques (ténacité du matériau). Ce processus est connu sous le nom de croissance sous-critique de fissures (« subcritical crack growth ») (Evans, 1972). Les lois cinématiques ont pour but de relier la vitesse de fissuration au FIC. A partir de celles-ci, un temps à la rupture peut être obtenu en fonction du niveau de sollicitation.

Ces deux approches n'ont pour l'instant pas été appliquées et validées sur des cas d'éboulement survenus.

5.3.4. Approche instrumentale

Dans certains cas où le compartiment rocheux semble très proche de l'instabilité, les experts ne cherchent plus à évaluer un coefficient de sécurité mais vont chercher à détecter une éventuelle évolution vers la rupture.

La cinématique d'un mouvement de terrain, au sens large, peut être décrite par plusieurs phases dans le temps (Azimi et Desvarreux, 1996) :

- La phase 1 correspond à une phase de stabilisation, toute sollicitation induit une déformation instantanée et parfois une déformation différée qui se ralentit assez rapidement ; elle est assimilable à une phase de fluage primaire ; pour les contraintes inférieures au seuil de « fluage », les mouvements s'arrêtent ;
- La phase 2 est une phase où les déformations sont constantes dans le temps, les vitesses sont généralement faibles (fluage secondaire) ; si la contrainte varie, la vitesse de déplacement varie aussi ;
- La phase 3 correspond à une accélération continue sous contrainte constante menant à la rupture ; les vitesses deviennent importantes et les déformations sont considérées comme irréversibles, cette phase de fluage tertiaire mène à la rupture.

Suivants les types de mouvements (glissements de terrain au sens strict, éboulements) et leur taille, l'importance de ces phases peuvent être très variables. Pour des éboulements de tailles moyennes à faibles, dont la rupture est généralement très brutale et l'observation du passage de la phase 2 à la phase 3 demande un dispositif d'auscultation) et de surveillance.

De manière générale, la surveillance suppose un suivi, dans lequel figure des mesures de déplacements. Une auscultation est parfois envisagée car elle peut permettre de détailler les mécanismes (modèles reliant facteurs climatiques et déplacements) et d'aboutir à des critères de danger adaptés (mesures de différents paramètres parallèlement aux mesures de déplacement : piézomètre, précipitations, température, hauteur de neige...). Dans certains cas, le passage aux mouvements accélérés rapide est bien apprécié mais dans d'autres cas, la détection de ce passage est assez aléatoire pour diverses raisons car les corrélations entre pluviométrie et déplacements ne sont pas faciles à établir, la durée de l'état 2 est encore mal connu (généralement jugée très courte).

Beaucoup de cas étudiés sont analysés en terme de déplacements (Petley et al, 2002) mais récemment des études ont montré que l'écoute sismique peut aussi être appliquée à la détection et à la prévision à court terme des éboulements rocheux (Amitrano et al, 2005). Une expérience récente effectuée au niveau de falaises de craie indique que l'accélération des ondes sismique et l'énergie des ondes sismiques suit une loi puissance avant la rupture, attribuée au fluage tertiaire. Cette méthode permet la surveillance d'une large zone alors que les mesures mécaniques (mesures de déplacements) sont ponctuelles, mais elle nécessite encore d'être testée sur d'autres cas d'éboulements.

Globalement, ces systèmes d'auscultation demandent la mise en place d'un lourd système d'acquisition. Ils ne peuvent être envisagés que pour des cas très particuliers où les enjeux sont importants.

6. Conclusion

Dans ce travail, nous nous intéresserons aux mécanismes de rupture d'éboulements de volumes compris entre 25 m³ et 50 000 m³. Bien qu'ils s'agissent de volumes moyens, ils possèdent une force destructrice énorme sur leur trajectoire, et sont plus fréquents que les éboulements en masse. La Région Urbaine Grenobloise entourée par 140 km de falaises calcaire est sujette à ce type de risque naturel. Ce constat de vulnérabilité est accru par une forte croissance démographique (Figure 1.3).

Dans une problématique de risque naturel, l'objectif final des études est de définir le risque, qui est égal au produit de l'aléa par la vulnérabilité et par la valeur supposée des enjeux (pertes humaines et matérielles). Notre travail porte sur l'aléa, plus précisément sur la localisation des volumes potentiellement instables et l'évaluation de leur probabilité de rupture dans un certain délai. Or cette probabilité de rupture dépend d'une part, de la stabilité actuelle et d'autre part, de son évolution au cours du temps. Nous avons donc présenté différentes démarches et méthodes existantes relatives à cette problématique. La conclusion de cette étude bibliographique est présentée ci-dessous.

Les méthodes de détection cherchent à détecter des instabilités potentielles localisées (LCPC, HGP) ou diffuses (Matterock) à l'échelle du versant. Dans le premier cas, les recherches sont effectuées sur le terrain et se réfèrent donc de manière plus ou moins explicite à une typologie. Dans le deuxième cas, la détection se fait en confrontant les principales familles de discontinuités avec la topographie. Néanmoins ces méthodes ne sont pas toujours bien adaptées aux pentes naturelles, car même avec des MNT, la morphologie parfois très complexe (surplombs...) ne peut être entièrement prise en compte. Il apparaît que les méthodes de détection sont fortement tributaires de la morphologie générale du site étudié. Nous aborderons ce problème de détection dans la deuxième partie de ce travail.

Parmi toutes les méthodes abordées, l'approche mécanique a pour but de quantifier le plus objectivement possible la stabilité d'une masse rocheuse.

Les méthodes déterministes couramment utilisées en ingénierie, comportent parfois des simplifications (discontinuités infinies...) qui sont justifiables dans une étude de dimensionnement, mais pas dans une étude d'aléa. La plupart de ces méthodes doivent être adaptées aux aléas, ce qui impose un certain nombre de modifications comme par exemple la prise en compte des ponts rocheux. Sur cette base, l'objectif de notre étude (cf. Partie 3) sera d'améliorer les méthodes d'analyse de la stabilité de compartiments rocheux potentiellement instables. Nous essayerons d'en tirer des enseignements au niveau de l'influence des ponts rocheux, des méthodes d'analyse de stabilité (comparaison des méthodes) et des caractéristiques mécaniques à utiliser dans ces méthodes (effet d'échelle).

A l'heure actuelle, seules les méthodes empiriques permettent d'estimer la probabilité de rupture d'un compartiment rocheux, mais il apparaît que cette estimation repose beaucoup trop sur le jugement d'experts. Pour les méthodes mécaniques (déterministe ou probabiliste), une appréciation quantitative de l'évolution du facteur de sécurité dans le temps permettrait de définir objectivement la durée de vie d'un compartiment. Or il n'existe aucune méthode opérationnelle permettant d'évaluer quantitativement cette durée de vie. Quelques approches théoriques ont été proposées (par exemple, Kemeny, ...), mais aucune d'entre elles n'a pu être validée, du fait de l'absence de données concernant la durée de vie des compartiment rocheux éboulés ou l'évolution de leur état de stabilité. Dans la dernière partie de notre travail (cf. Partie 4), nous testerons donc différents modèles qui permettent de déterminer le temps restant avant la rupture, ou "temps à la rupture".

Partie 2.

Failure mechanisms in calcareous cliffs of the Subalpine ranges (French Alps)

- 1. Introduction**
- 2. Geological, geomorphological and seismic context**
 - 2.1 Geology
 - 2.2. Climate
 - 2.3. Seismicity
 - 2.4. Rock fall frequency
- 3. The data bases**
 - 3.1 Data base (1)
 - 3.2 Data base (2)
- 4. Description of the scars, initial slopes and possible failure mechanisms (database 1)**
 - 4.1 Chronological, geological and geometric data
 - 4.2 Typical failure configurations
 - 3.4 Surface of the scars
 - 3.5 Initial morphology of the cliff
- 5. Triggering factors and failure processes**
 - 4.1 Climatic factors
 - 4.2 Earthquakes
 - 4.3 Failure processes
- 6. Detection of potential rock falls**
- 7. Conclusions**

Cette partie présentée sous forme d'article (soumis à Engineering Geology le 10 juin 2005) a pour objectif principal d'améliorer la détection de masses rocheuses potentiellement instables.

Nous résumons la problématique détaillée dans le chapitre précédent. Nous exposons ensuite le cadre géographique et géologique de l'étude. A partir d'une base de données détaillée de 25 éboulements (morphologie du compartiment avant rupture, description de la cicatrice), nous menons une étude pour :

- identifier les types d'instabilités rencontrées en falaises calcaires pour mieux localiser les instabilités potentielles ;

- affiner les connaissances des processus de rupture pour mieux analyser les phénomènes.

Avec une base de données plus exhaustive (51 cas), nous essayerons de comprendre le rôle des facteurs déclenchants (pluies, gel-dégel, séismes).

Failure mechanisms in calcareous cliffs of the Subalpine range (French Alps)

M. Frayssines*, D. Hantz

Université Joseph Fourier, Grenoble, France

Soumis le 10 juin 2005

Abstract

In order to enhance the detection of prospective rock falls in calcareous cliffs, 25 rock falls have been described in a more detailed way than for an inventory. They are representative of middle size rock falls (10 to 100,000 m³) occurring in the French Subalpine Ranges, at an elevation between 200 m and 2000 m. Structural conditions of the rock masses, morphology of the initial cliff surface and the scar, possible failure mechanisms and processes have been studied. Typical failure configurations have been identified, based on the attitude of the failure surface, in relation to the bedding planes and the cliff surface. Irregular cliff morphology appears to be another important susceptibility factor. In most cases, the classical comparison of the average planes of the main joint sets with the average plane of the slope could not define the potentially unstable masses. Rather, those ones are due to joint planes that deviate from their mean set plane or to irregularities of the cliff surface. The proposed investigation method to detect prospective rock falls mainly consists in observing stereoscopic aerial photographs in order to look for critical configurations. Once a critical mass has been detected, its failure probability for a period of the order of one century must be evaluated (or its life expectancy). The main factor to consider for this purpose appears to be the proportion of rock bridges in the potential failure surface.

The triggering factors of rock falls in our study area have been investigated, by analysing an inventory of 46 rock falls. Statistical tests have been carried out to study the relation between rock falls and daily rainfall, freeze-thaw cycles or earthquakes. A good correlation has been obtained with freeze-thaw cycles, a slight correlation with rainfall and no correlation with earthquakes. This suggests that ice jacking could be the main physical process leading to failure by causing microcrack propagation.

1. Introduction

Varnes (1984) proposed a widely adopted definition for landslide hazard as "the probability of occurrence of a potentially damaging phenomenon (landslide) within a given area and in a given period of time". In the case of rock falls and rock avalanches, the damaging phenomenon results from the failure of a rock mass and its propagation down to the given area. It ensues that the rock fall hazard equals the failure probability multiplied by the probability of propagation. Different probabilistic methods exist to calculate the probability of propagation (for example, Guzzetti et al., 2002; Labiouse, 2004; Jaboyedoff et al., 2005). Probabilistic geomechanical analyses make it possible to calculate the failure probability, i.e. the probability that a designed future slope will fail when it will be cut (for example, Scavia et al., 1990). These models permit not to calculate the probability that an existing stable slope will fail in a given time period. A failure prediction is only possible for accelerating rockslides, by analysing the monitored displacements (Federico et al., 2004).

At the present time, failure hazard evaluation for land use planning can be based on 1) expert judgement, 2) on empirical rating methods (Jaboyedoff et al., 1999; Mazzocola and Sciesa, 2000; Dussauge-Peisser, 2002) or 3) on rock fall inventories (Chau et al., 2003; Coe et al., 2005). Approach 1) gives a qualitative and subjective evaluation of failure hazard. Approach 2) doesn't evaluate the failure probability, but the susceptibility to rock falls. The susceptibility does not take the temporal component of the hazard into account in a quantitative way. Note that the statistical approach developed for landslides (Aleotti and Chowdhury, 1999) is rarely applied to rock falls, due to the lack of rock fall-specific databases. The temporal component of failure hazard can be approached with rock fall inventories (historical approach, approach 3). They make it possible to estimate rock fall frequencies in areas that have to be considered as homogeneous (for example, Evans and Hungr, 1993; Wieczorek et al., 1999; Dussauge-Peisser et al., 2002; Chau et al., 2003; Wieczorek and Snyder, 2004). Knowing the temporal distribution of rock falls of a given volume range, the probability that n failures occur in a given area can be calculated (Hantz et al., 2003). But the places where the failures can occur and the individual failure probability of each potentially unstable rock mass are not given by the historical approach.

The main objective of the study presented in this paper is to enhance the detection of potentially unstable rock masses in calcareous cliffs, thanks to a better knowledge of the intrinsic conditions and causal processes of the rock falls, according to the principle that slope failures in the future will be more likely to occur under the conditions which led to past

instability (Guzzetti et al., 1999). For this purpose, a first data base has been constructed, in which 25 rock falls have been described in a more detailed way than for a basic inventory. Structural conditions of the rock masses, morphology of the initial cliff and the scar, possible failure mechanisms and processes have been studied. A second data base, including 46 rock falls, has been elaborated to analyse the relation between rock falls and climatic and seismic factors.

2. Geological, geomorphological and seismic context

2.1. Geology

Our study area is located in the sedimentary cover of the External Crystalline Massifs of the French Western Alps (Belledonne, Mont Blanc, etc.) which belong to the Dauphinoise (or Helvetic) zone (figure 1). These massifs underwent crustal shortening in the direction E-W to NW-SE, which began 20-30 Ma ago, and presently undergo an uplift at a rate of the order of 1 mm/year. This shortening also deformed and transported towards the NW a part of the Mesozoic cover, which now forms the Northern Subalpine Ranges (Vercors, Chartreuse, Bauges, etc.). The main resulting structural features are thrust faults and folds inclined westwards. These ranges are made of limestone and marls from the upper Jurassic and Cretaceous age. Typically, valley walls consist of a succession of steep calcareous cliffs and marly slopes, between 200 m and 2000 m in elevation. The calcareous cliffs belong to Tithonian, Valanginian, Barremian (Urgonian facies), and Campanian-Maastrichtian (Senonian) stages. The more prominent cliffs in the landscape are the Tithonian and Urgonian ones. The highest cliffs are up to 450 m high. Typically, the limestone beds are cut perpendicularly by 2 joint sets. They have been affected by karst dissolution, which have enlarged some joints.

One rock fall occurred in the sedimentary border hills of Belledonne massif, made of marl and marly limestone of Lias to Dogger stages.

The valleys in which rock falls occur, may be classified in two types: intern valleys presently incised by mountain streams and extern valleys due to glacial erosion and now filled up by fluvial deposits.

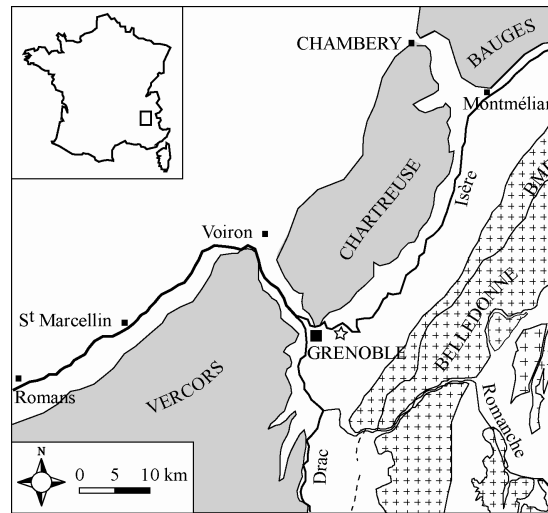


Fig. 1. Simplified tectonic map of the study area, with the sedimentary massifs (shaded), the external crystalline massifs (cross pattern) and the Bellefleur Middle Fault (BMF); Saint Martin d'Hères climatic station (star).

2.2. Climate

At the Saint Martin d'Hères station (212 m), which is located near Grenoble between the Chartreuse and Vercors massifs (figures 1 and 13), a continental climate prevails. The mean annual temperature is 11.4°C and the mean annual rainfall is 992 mm. The monthly rainfall and temperature, for the 1971-2000 period, are given in figure 2. The climate is marked by hot summers (average August temperature of 28°C) and harsh winters (average January temperature of -1° C). Rainfalls are quite sustained along the year, but July and August correspond to a relative dry period. The maximal daily rainfall since 1946 is 135.5 mm. In the Chartreuse and Vercors massives, a mountain climate prevails, where temperatures and precipitations are mainly influenced by the elevation. For example, at the Autrans station (1060 m) located in the Vercors massif (figure 1), the mean annual temperature is 6.1°C and the mean annual rainfall is 1,459 mm. During the 1984-1985 cold season, freeze period (without thaw) represents 47% of the total period at 2500 m, 11% at 1,350 m and 5% at 800 m (Rovera, 1990). The studied rock falls are located between the elevations of 200 and 2,000 m.

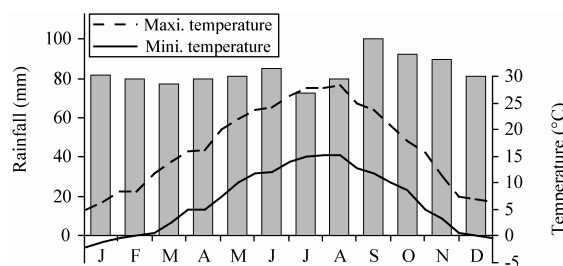


Fig. 2. Mean rainfall and temperature at Saint-Martin d'Hères station for the 1971-2000 period.

2.3. Seismicity

According to the seismic hazard map of the European-Mediterranean region (Jimenez et al., 2001), the 475-year return period peak ground acceleration in our study area is about 1.5 m/s^2 (in other words, the probability for this value to be exceeded in a 50-year period is 10 %). In the Helvetic zone around Grenoble, no clear seismicity pattern can be recognized, except the recently discovered Subalpine seismic arc, which corresponds more or less to the Belledone Middle Fault in the area shown in the figure 1. In the 1989-2002 period, 150 earthquakes have occurred along this arc at a depth of 5 to 10 km, with as great as M3.5 (Thouvenot and Fréchet, 2004).

2.4. Rock fall frequency

A rock-fall inventory for the Grenoble area has been made by a forest service (RTM), which have recorded rock falls occurring before and during the 20th century, which have left physical or historical traces (Hantz et al., 2003). Using a power law distribution of the rock-fall volumes, the mean failure frequencies for the investigated 150 km of cliff located in the study area have been estimated as 65, 18 and 5 events per century for the volume ranges of 10^2 - 10^3 , 10^3 - 10^4 , and 10^4 - 10^5 m^3 .

In 1248, a huge rock slide (at least $200 \times 10^6 \text{ m}^3$) affected the north wall of the Mount Granier, in the Chartreuse Massif (Goguel and Pachoud, 1972 ; Antoine and Cruden, 1984). The sliding surface took place in the Valanginian marls underlying the Hauterivian and Urgonian strata. Because the main failure mechanism did not take place in the calcareous cliff, this rock slide was not considered in the inventory or in the present study.

3. The databases

Two data bases of occurred rock falls have been elaborated for two different purposes. The first data base (1) is aimed to study the intrinsic ground conditions that can favour rock falls, and the failure mechanisms of middle size (25-50,000 m³) rock falls occurring in the calcareous cliffs. The objective of the second data base (2) is to identify the triggering factors of rock falls and then to better understand their failure processes. Contrary to the RTM inventory, these data bases are not supposed to be exhaustive. They are supposed to be representative samples of the rock falls occurring in the Subalpine Ranges. Most of them took place in the Vercors and Chartreuse Massifs. One rock fall occurred in the sedimentary border hills of Belledonne massif, made of marl and marly limestone of Lias to Dogger stages.

3.1. Data base (1)

The data base (1) contains geometrical, structural and mechanical information concerning 25 rock falls whose location is shown in the figure 13. The data are shown in the tables 1 and 2. The rock falls have been found from either the RTM inventory (for the older ones), the media (local radios and newspapers), or from continuous observation of the cliffs in the Grenoble area. Most of them have a volume greater than 100 m³ and have been easily identified thanks to the bright scar they left (in contrast with the patina of the cliff), and the damage they produced in the forest (figure 3). The scars have been surveyed, sometimes using rope, in order to collect geometrical and structural information: dimensions, intact rock fracture, discontinuities making up the failure surface (orientation, extension, roughness, cover).

3.2. Data base (2)

The data base (2) contains 51 rock falls occurred between 1970 and 2004, whose day of occurrence is known and volume varies from 10 m³ to 30,000 m³ (cf. Annexe B-1). Most of them belong to the RTM inventory, the other being posterior to the inventory, and 12 belong also to the data basis (1). They all occur in the same area than rock falls of the data base (1).

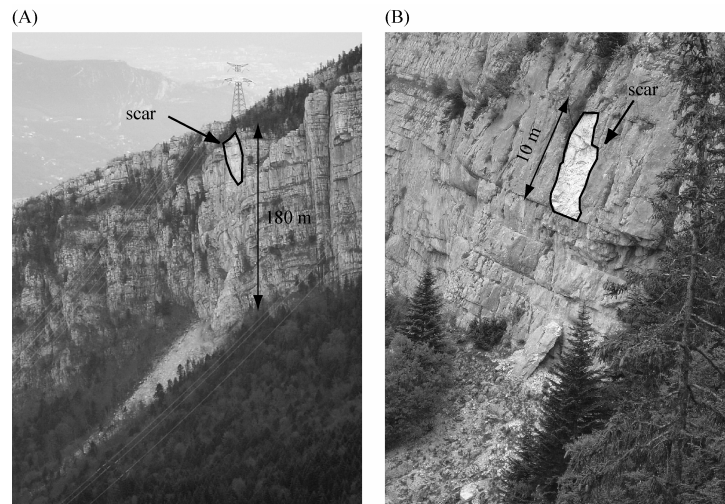


Fig. 3. (A) Dent du Loup rock fall and (B) Pas du Fouillet rock fall.

4. Description of the scars, initial slopes and possible failure mechanisms (data base 1)

4.1. Chronological, geological and geometric data

Chronological, geological and morphometric data of the investigated rock falls are given in table 1. The day of occurrence is known for 12 rock falls, which caused damages or propagated close to buildings. The other rock falls propagated in forested areas and reached a path in some cases. Most of the failures (17) occurred in Urgonian limestone. The attitude of the beds with regard to the cliff is described by four configurations: horizontal (dip $< 10^\circ$), transverse (the angle α between the cliff direction and the bedding strike is greater than 45°), conform ($\alpha < 45^\circ$ and dip towards the valley), inverse ($\alpha < 45^\circ$ and dip towards the mountain). The maximal length and width of the scar were precised in accordance with the IAEG (1990), but it is necessary to precise that the scar length may include a possible opening surface. The area of the scar was estimated from photographs and in situ measurement of the scar. The term thickness was preferred to depth, used for landslides by the IAEG. The thickness is measured normally to the main scar surface and refers to the initial cliff surface. In most cases, it was roughly estimated from photographs of the initial state (when available) or by interpolating the cliff morphology on both sides of the scar. It ensues that the initial volume is also roughly estimated. These data will be used to characterise the geometric conditions of rock falls.

4.2. Typical failure configurations

Before describing the typical configurations that have led to rock falls, it is necessary to define some important terms that will be used. In accordance with the landslide classifications

proposed by the IAEG (1990) and Cruden and Varnes (1996), the first movement preceding the rock fall can be a slide or a topple. According to Hutchinson (1988), slides can be divided into rotational slides, translational slides and compound slides. Furthermore, translational slides can occur on one plane (planar slide), on two (non parallel) planes (wedge slide), on one joint set (stepped slide) or on two joint sets (stepped wedge slide). Compound slides are characterised by slip surfaces formed of a combination of a steep rearward part and a flatter sole. They imply the development of internal displacements and shears. The surfaces forming the scar will be divided in three types: sliding surfaces, pure shear surfaces and opening surfaces. Pure shear surfaces are shear surfaces, which don't undergo a normal stress. Therefore, they exert a resisting force only if they have cohesion. Theoretically, a pure shear plane must intersect a sliding plane exactly along its dip. It is a limit case between a sliding plane and an opening plane. In practice, lateral planes whose classification as sliding or opening is uncertain will be called (pure) shear planes. Opening of a joint can be caused by a slide or a topple.

In some cases, it is not possible to know if an overhanging slab or a column has slid or toppled. For this reason, the observed cases will be classified according to their geometric configuration, rather than their failure mechanism (figure 4). The proposed practical classification can be used for the detection of potential rock falls, for which the same uncertainty exists.

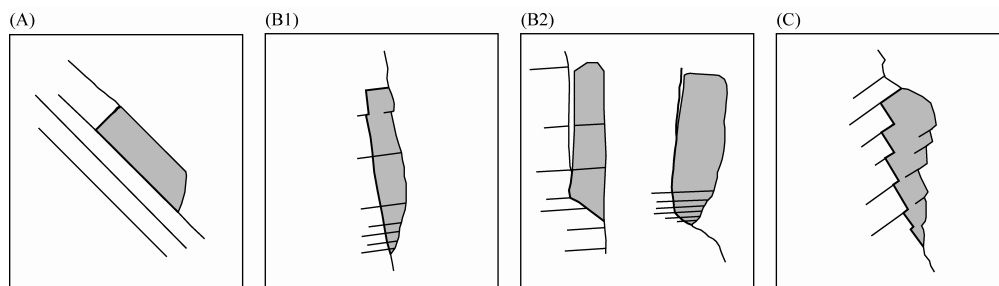


Fig. 4. Typical failure configurations. (A) Bedding conforming to the slope, (B) bedding dipping less than 30° and joints defining a translational sliding (B1) or a composite sliding surface (B2), (C) bedding dipping more than 30° opposite to the slope.

A. Bedding conform to the slope (3 cases)

The overall slope surface is roughly parallel to the bedding, but bedding joints daylight in a place where the slope surface is locally steeper than bedding (figure 4A). This may be due to natural or manmade undercutting. We have no case, where the overall slope surface is

clearly steeper than bedding. In configuration A, the type of movement is a translational slide, described as bed slide in table 2.

B. Bedding dipping less than 30° opposite to the slope (19 cases)

In this situation, the slope forms a steep cliff. In most cases, the cliff strikes nearly parallel to one main joint set. A rock fall may occur in two different configurations.

B1. Some joints define a potential translational sliding surface, roughly planar or wedge-shaped (figure 4B1). They usually belong to the main joint set (perpendicular to the bedding). Frequently, the potential failure surface daylights in an overhang, due to either a weaker layer or a precedent failure.

B2. The main joints (perpendicular to the bedding) don't daylight and another (smaller) failure surface is necessary to cut a removable block (figure 4B2). This surface is less steep than the main joints, and is made of pre-existing or new cracks (i.e. due to intact rock fracturing). It may be a basal sliding surface or an opening surface, in case of toppling. In case of sliding, the mechanism may be a translational slide on the small failure surface, with opening of the main joints, or a compound slide.

If the cliff surface presents a prominent overhang, the failure mechanism can be a topple, due to tensile fracturing of intact rock (in B1 or B2 configuration). A detailed digital model is necessary to determine if topple was possible. For some of the observed rock falls, the failure mechanism may be slide or topple. The most probable mechanism (given in the table 2) has been determined qualitatively, from photographs of the initial stage (when available) or by interpolating the cliff morphology on both sides of the scar.

C. Bedding dipping more than 30° opposite to the slope (3 cases)

Joints belonging to the main joint set (perpendicular to the bedding) define a potential translational sliding surface, which is usually strongly stepped, with bedding planes forming overhangs (figure 4C).

In any configuration (A, B or C), the moving mass must be removable in 3 dimensions. In some cases, it needs to be cut laterally by joints or free surfaces. Joints may act as secondary sliding plane, shear plane or opening plane. The nature and position (right or left) of the lateral surfaces are given in table 2. Furthermore, table 2 indicates if the scar is limited rearwards by an opening surface or not. The position of the scars on the cliff is indicated in the figure 5. The form of the scars is characterised by the fact that, in most cases (21 from 25), the width of the scar is less than the length (figure 6A).

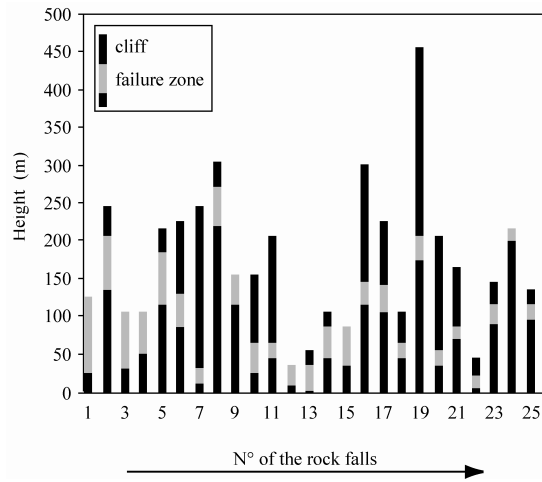


Fig. 5. Position of the scars on the cliff.

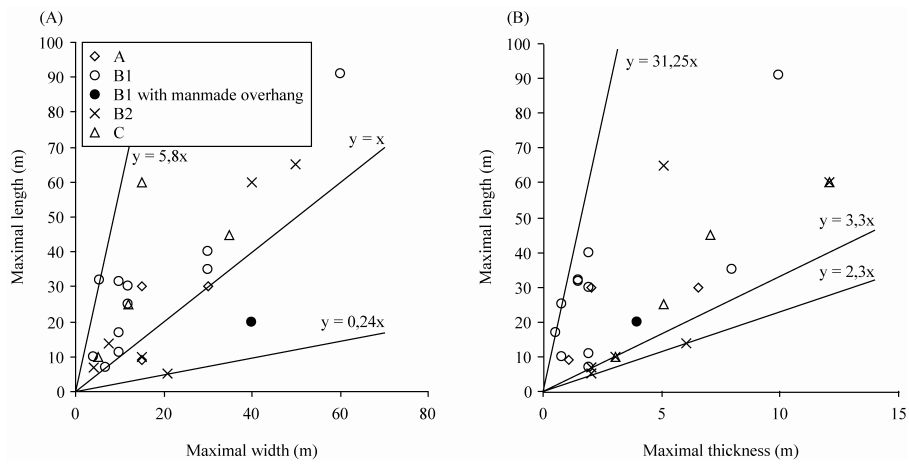


Fig. 6. Relation between the length and the width (A) and the length and the thickness (B) of the rock falls.

Table 1. Chronological, geological and geometric data on rock falls.

N°	Name	Date	Stage	Bedding		Maximal length (m)	Maximal width (m)	Area (m ²)	Maximal thickness (m)	Mean thickness (m)	Volume (m ³)
				/ Cliff	Dip (°)						
1	Combe Noire	30/01/1971	Urgonian	I	18	92	60	4,000	10	7.5	30,000
2	La Palette	20/04/1992	Urgonian	T	10-30	60	40	2,400	12	12	20,000
3	Chalais	22/03/1996	Valanginian	I	28	65	50	2,000	5	2.5	5,000
4	Comboire	06/02/1995	Tithonian	I	50	45	35	1,120	7	4	4,230
5	Dent du Loup	0h30 04/01/2001	Urgonian	I	30	60	15	550	12	6	3,500
6	Grands Goulets	14h31 21/02/2003	Urgonian	I	13	35	30	910	8	4	3,500
7	Ranc	18h00 30/01/2004	Urgonian	T	15-20	20	40	550	4	4.5	2,000
8	Echarina 1	~2000	Urgonian	I	10	40	30	1,015	2	1.5	1,500
9	Grand Rochefort	13/12/1990	Tithonian	C	80	30	30	500	2	2	900
10	Le Lignet	24/07/2001	Urgonian	C	46	30	15	340	6.5	4	660
11	La Charmate	20- 21/04/2001	Urgonian	I	10	10	30	300	3	2	600
12	Eglise St Michel	31/03/1997	Tithonian	I	50	25	12	300	5	2	500
13	Cuchet	~2000	Valanginian	T	20	32	5.5	165	1.5	1.5	250
14	Furon	1999	Senonian	H	<10	30	12	360	2	0.7	250
15	Pas de la Balme	~2000	Urgonian	T	15	31.5	10	252	1.5	0.9	230
16	Echarina 2	09/2000- 05/2002	Urgonian	I	10	10	7.5	75	6	2.5	150
17	Vierge du Vercors	11/2002	Urgonian	H	<10	25	12	235	0.8	0.5	117
18	Pas Guiguet	09/2000- 10/2003	Tithonian	H	<10	11	10	110	2	1	110
19	Le Petit Chatelard	02/12/1992	Urgonian	C	45	9	15	135	1	0.7	100
20	Regard	?	Urgonian	?	?	7	7	50	2	2	100
21	Les Olivets	~2000	Urgonian	H	<10	5	21	70	2	2	90
22	Laffrey	02/01/2004	Lias	I	50	10	5	30	3	2	60
23	Chalimont	07/1998	Urgonian	H	<10	17	10	121	0.6	0.4	48
24	Goule Blanche	~2000	Urgonian	H	<10	7	4	28	2	1	30
25	Pas du Fouillet	~2000	Urgonian	H	<10	10	4	40	0.8	0.6	24

4.3. Surface of the scars

An important point for the mechanical analysis of rock falls is the existence of intact rock fracturing, which has been observed on some scars. Intact rock fracturing is indicated by the colour of fresh intact rock, which is light beige to light rosy for Urgonian limestone and dark grey for Thitonian limestone. Fresh fracture surfaces usually contrast with the rest of the scar, which is often coated with a calcite crust (figure 7), whose colour may vary from white to orange, according to the quantity of iron oxide in the calcite. These surfaces usually represent a very small part of the scar area (table 2) and their observation needs roping down in the cliff. They may result from the initial fracture of rock bridges or bumps on sliding planes. In some cases, the friction of the moving mass after the initial failure may cause them.

Intact rock fracture can occur on translational sliding surfaces (shear mode), on rear opening surfaces (tensile mode) or on small basal surfaces (B2 configuration), which can be sliding surfaces or opening surfaces in case of toppling. The proportion of intact rock fracture on the scar and the fracture mode are given in the table 2.

Intact rock fractures have been observed on all of the translational sliding surfaces dipping more than 50° , which have been closely observed by roping down. The intact rock fracture permits to explain that such potentially unstable masses had been stable probably for several centuries. They were retained by rock bridges (or prominent bumps), that give cohesion to the sliding planes and whose failure triggered the fall of the mass. Assuming that the rock bridges have the same cohesion, the cohesion of a sliding plane is proportional to the percentage of rock bridges in this plane. One can expect that the cohesion required to ensure limit equilibrium of a rock mass depends on its thickness. For a parallelepipedal block resting on an inclined plane, it can be easily demonstrated that this cohesion is proportional to the thickness of the block. Thus, one can expect that the percentage of rock bridges on the scars is roughly proportional to the thickness of the fallen masses. As can be seen on figure 8, our observations are consistent with this theoretical result. One intact rock fracture has been observed on the rear opening surface of a planar slide dipping at 50° . A rock bridge gave the necessary tensile strength to resist to sliding. In the case of potential toppling, rock bridges also gave the necessary tensile strength to explain the passed stability. The mechanical parameters which determine the stability of a rock mass are the friction angles of the joints and the rock bridges, and the cohesion and tensile strength of the rock bridges. Due to the huge uncertainty on the proportion of rock bridges in potential failure surfaces, the uncertainty is far larger on the cohesion and tensile strength than on the friction angles. Thus, the persistence of the joints appears to be the main factor to consider in the evaluation of the failure probability.

An important question for the detection of future rock falls is to know if the main parts of the potential scars are open or not before the failure. If they are sufficiently open, they could be detected by geophysical prospecting (Dussauge-Peisser et al., 2003). Most of the scars which have been closely observed are covered with a hard calcite crust, calcite crystals or karst concretion (figure 7). Near the top surface of the cliff, tufa has also been observed. This indicates that these scars have been open for a long time and water has seeped inside. Other failure surfaces (or parts of them) have used small closed cracks, filled with calcite, rather than joints belonging to main joint sets which can be identified on the cliff before the fall. In these cases, the failure surface is very irregular.

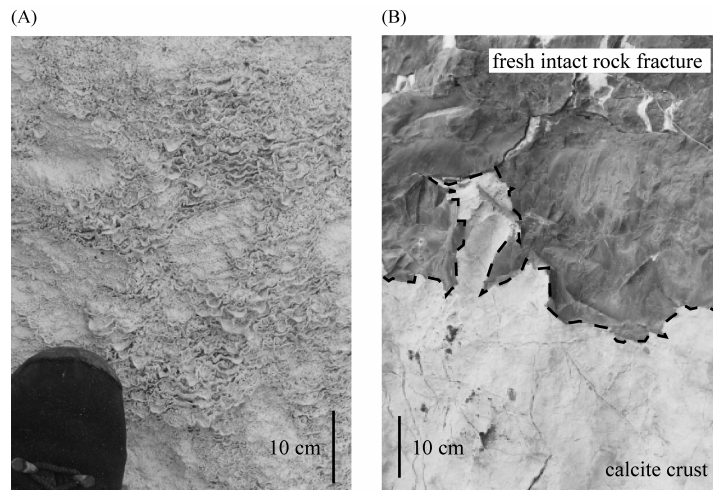


Fig. 7. Photographies of calcite concretions on Urgonian limestone (A) and fresh fracture surface in Tithonian limestone (B).

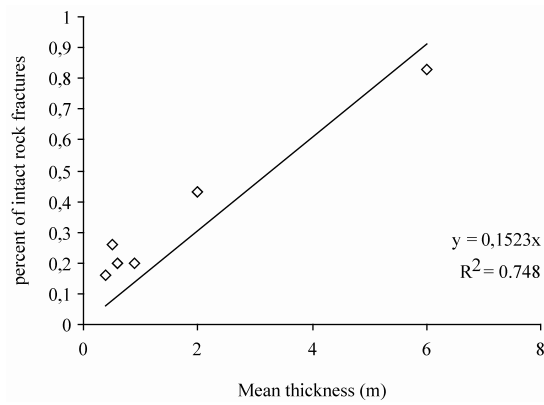


Fig. 8. Percentage of rock bridge versus mean thickness of slides.

Table 2. Mechanical and morphological characteristics of rock.

N°	Name	Configuration	Failure mechanism	Dip of translational slide (°)	Lateral limits		Rear opening plane	Intact rock fracture Proportion (%)	Fracture mode	Caliche crust or concretion	Morphology before failure
					Right	Left					
1	Combe Noire	B1	planar slide	80	free	shear	no	?	-	?	regular slightly overhanging
2	La Palette	B2	compound slide	45	free	shear	no	?	-	?	regular
3	Chalais	B2	compound slide	70	free	free	no	?	-	?	spur regular
4	Comboire	C	stepped slide	50	free	free	no	> 0.2	tensile	?	spur inclined step
5	Dent du Loup	C	stepped slide	75-80	shear	shear	no	0.8	shear	yes	regular
6	Grands Goulets	B1	planar slide	80-85	free	free	yes	2.5	?	yes	spur roof
7	Rane	B1	planar slide	85	shear	free	yes	5.0	?	yes	regular roof
8	Echarina 1	B1	planar slide	85	shear	free	yes	?	-	?	regular local overhang
9	Grand Rochefort	A	bed slide	60	shear	free	no	?	-	?	regular inclined step
10	Le Lignet	A	bed slide	45	free	shear	yes	?	-	no	stepped inclined step
11	La Charmate	B2	topple	-	free	shear	yes	?	-	?	regular roof
12	Eglise St Michel	C	wedge slide	80	-	-	yes	0.4	?	yes	spur ?
13	Cuchet	B1	planar slide	70	free	free	yes	?	-	yes	spur regular
14	Furon	B1	planar slide		free	free	yes	?	-	yes	spur slightly overhanging
15	Pas de la Balme	B1	planar slide	75-80	free	free	no	0.2	shear	yes	spur regular
16	Echarina 2	B2	wedge topple	-	-	-	yes	0.9	tensile	yes	spur local overhang
17	Vierge du Vercors	B1	stepped planar slide	75-85	shear	free	no	0.3	shear	yes	regular slightly overhanging
18	Pas Guignet	B1	planar slide	-	free	free	yes	?	-	?	spur slightly overhanging
19	Le Petit Chatelard	A	bed slide	45	shear	shear	yes	?	-	?	regular inclined step
20	Regard	B1	planar slide	-	free	free	yes	?	-	?	spur inclined step
21	Les Olivets	B2	planar slide	55	shear	shear	yes	0.6	shear	yes	regular
22	Lafrey	C	stepped slide	65-75	free	shear	yes	?	-	?	spur inclined step
23	Chalmont	B1	planar slide	80	shear	free	no	0.2	shear	yes	regular
24	Goule Blanche Pas du Fouillet	B2	wedge topple	-	-	-	yes	0.8	tensile	yes	spur local overhang
25	Fouillet	B1	planar slide	80	free	shear	yes	0.2	shear	yes	regular slightly overhanging

4.4. Initial morphology of the cliff

We have attempted to describe the initial morphology of the fallen mass in order to detect morphological features that are prone to rock falls. Vertical and horizontal sections of the initial cliff have been considered in table 2 and in figure 9. In both sections, the fallen mass could be prominent or not. If it was prominent in horizontal section, it could have formed a step, a spur or a tower. In the vertical section, it could have formed a roof, an inclined step, a slightly overhanging surface (slope angle just exceeding 90°), or comprise a local overhang at the toe of the scar.

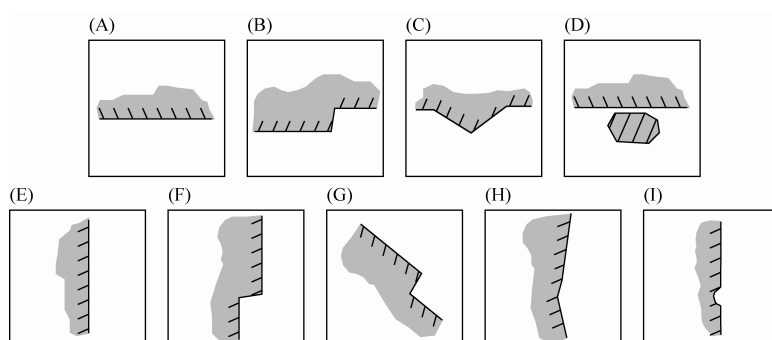


Fig. 9. Initial morphology of the fallen rock mass in a horizontal section (A to D) and in a vertical section (E to I). A : regular, B : step, C : spur, D : tower, E : regular, F : roof, G : inclined step, H : slightly overhanging, I : local overhang.

5. Triggering factors and failure processes

5.1. Climatic factors

Figure 10 shows the annual distribution of the rock falls. It appears that rock falls are more frequent during December, January and February. Moreover, the 7 biggest rock falls mentioned in table 1 occurred from January to April. Contrary to rock falls, monthly rainfalls are the most important in September, October and November (figure 2). The potential influence of daily rainfall has been also studied by comparing the distribution of all the daily rainfalls in the 1970-2004 period (12,389 days), by determining which and how much daily rainfall occurred the same day as the rock falls (46 days), in the same period (figure 11). The mean value of the second distribution (3.4 mm) is higher than the one of the first distribution (2.7 mm). At first sight, this suggests that daily rainfall influences rock falls. But the Kolmogorov-Smirnov test (Cheeney, 1983) shows that this difference is not significant, according to the small size of the second population (51 days with a rock fall) compared to

the size of the first one (12,389 days without rock fall): The maximum discrepancy D between the two cumulative distribution functions is 0,102 ; this value has a probability greater than 0.05 to be reached, should both populations be identical. Thus, the hypothesis of a null influence of rainfall can not be rejected. The same conclusion is reached when considering 2-day and 3-day cumulative rainfalls (cf. Annexe B-II).

Our data don't prove the influence of rainfall on rock falls, contrary to the results of Chau et al. (2003) concerning rock falls in Hong Kong, where a good correlation was found between daily rainfall and rock falls. But there are two important differences between the two data sets: first, the rock fall volumes in the Hong Kong data are smaller than those in Grenoble (50 % are less than 1 m³ in Hong Kong, they are all greater than 10 m³ in Grenoble); second, the daily rainfall in Hong Kong can exceed 300 mm, whereas it does not reach 100 mm at the Saint-Martin d'Hères station (212 m) and is probably less than 200 mm at the higher rock-fall scars.

As said before, rock falls are more frequent in December, January and February (figure 10). These months are the coldest ones in the year, but the mean daily maximal temperature is still positive in most of the failure sites. This means that variations of temperature around the freezing point are frequent in this period. The influence of these variations has been analysed from the contingency table 3A. The first column shows the number of days with a rock fall and a freeze-thaw cycle, against the number with a rock fall and without freeze and thaw. The second column shows the number of days without rock fall and with freeze and thaw, against the number without rock fall and freeze and thaw. A chi-squared test (Cheeney, 1983) has been performed to test the independence between rock falls and freeze and thaw. The obtained χ^2 value, which expresses the deviation from the hypothesis of independence, is 9.5. The probability to obtain such a high value, should the factors be independent, is less than 0.01. Our data show a significant correlation between rock falls and freeze-thaw cycles. Note that a good correlation (deviation equal to 9.8) is also obtained when considering freeze (not necessarily freeze and thaw). Our data show a better correlation between rock falls and 2-days and 3-days consecutive freeze-thaw cycles. The values of χ^2 are respectively 13.9 and 15.7. Hypothesis of independence could be rejected with a risk of only 0.02 % and 0.007 %. For 4-days and 5-days freeze-thaw cycles, the χ^2 value decreases to respectively 12.1 and 12.0 (cf. Annexe B-II). Our conclusion is in agreement with the result of a statistical analysis of rock falls in Norway (Sandersen et al., 1996). The distribution of rock falls along the year shows two maxima, in early spring and late autumn, which coincides, in Norway, with the periods of

frequent variations of temperature around the freezing point. The first maximum also coincides with the time of highest rate of snowmelt, the other with the months of highest precipitation. Our distribution shows a secondary maximum in April, which is the month when snowmelt is the most intense between 1000 and 2000 m elevations. An analysis of rock fall activity in Hosozawa Cirque, Japon (Matsuoka and Sakai, 1999), concluded that the intense activity does not seem to reflect precipitation events, but it reaches a maximum in may-june, 5-15 days after the meltout of the cirque wall. A thermal conduction model suggests that a lag of 5-15 days would represent thaw penetration to a depth of about 1 m. The authors concluded that the primary factor controlling rock falls is seasonal frost weathering. Note that, contrary to our study area, Hosozawa Cirque underwent a deep frost penetration in winter.

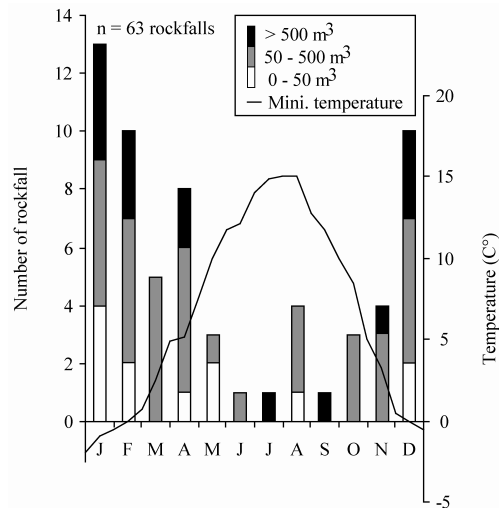


Fig. 10. Distribution of rock falls throughout the year for the 1948-2004 period and mean minimal temperature for the 1971-2000 period at Saint-Martin d'Hères station.

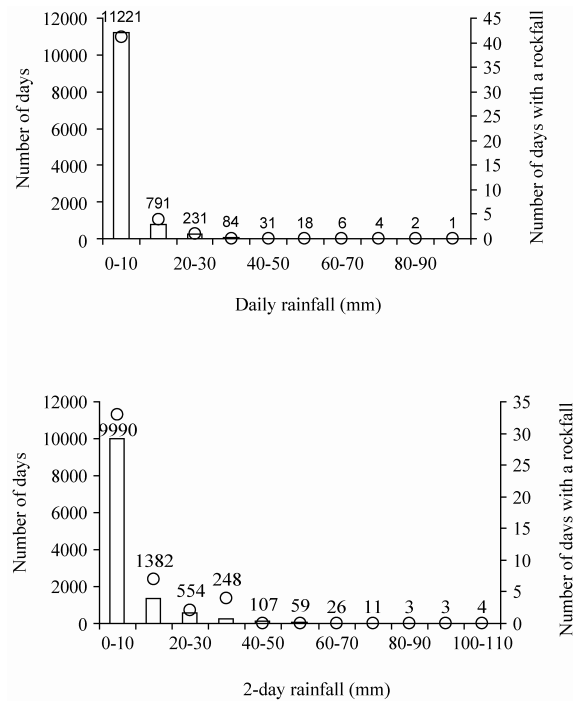


Fig. 11. (A) Distribution of the daily rainfall for the whole period (left, histogram) and for the days with a rock fall (right, circle), (B) distribution of the 2-day rainfall (rainfall of the day plus rainfall of the day before).

5.2. Earthquakes

Figure 12 represents the peak ground accelerations greater than 10^{-4} ms^{-2} , measured near Grenoble, on the bedrock, from 1995 to 2004, by the French Accelerometric Network (Hatzfeld et al., 2003). The 12 rock falls which occurred in this period are represented by crosses and the number of days since the last earthquake is indicated for each rock fall, with the maximal horizontal acceleration of this earthquake. Only one rock fall occurred the same day than an earthquake, several hours later. This earthquake produced a low acceleration of $4.6 \cdot 10^{-4} \text{ ms}^{-2}$, but it is a replica of the strongest earthquake monitored in the observation period, which occurred two days before with an acceleration of $3.1 \cdot 10^{-2} \text{ ms}^{-2}$. A statistical analysis of the contingency table 3B shows that the hypothesis of a null-(short-term) influence of earthquakes is very probable. Indeed the χ^2 value, which expresses the deviation from the hypothesis of independence, is only 0.07 and the probability to exceed this value, should the factors be independent, is about 0.8.

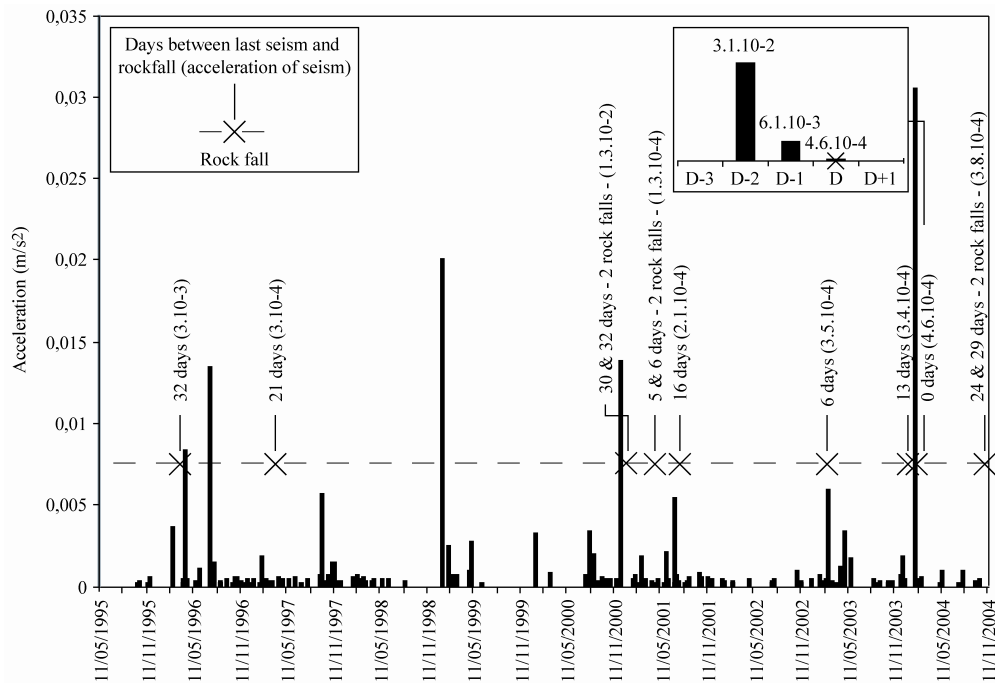


Fig. 12. Distribution of peak ground acceleration and rock falls from 11/05/1995 to 11/11/2004.

Table 3. Contingency table showing the relation between rock falls and the freeze-thaw cycles (A) and seisms (B).

(A)			
	Rockfall	No rockfall	Total
Freeze-thaw cycle	25	185,733	185,758
No freeze-thaw cycle	26	447,585	447,611
Total	51	633,318	633,369

(B)			
	Rockfall	No rockfall	Total
1 seism	1	178	179
0 seism	11	2,603	2,614
Total	12	2,781	2,793

5.3. Failure processes

The analysis of the triggering factors allows proposing some possible failure processes for the observed rock falls. The good correlation between rock falls and frost suggests that ice jacking is the main failure process for the investigated volume range. Although the limestone in our study area is not very sensitive to freezing, ice jacking probably occurs in microcracks, which have formed near the limits of rock bridges. If the area of a rock bridge is critical, then ice jacking triggers failure. Otherwise, it induces microcrack propagation and rock weakening. Matsuoka and Sakai (1999) calculated the nocturnal and seasonal frost

penetration due to heat conduction in a continuous rock mass and applied their result to the Hosozawa Cirque wall, which is made of sandstone and shale. In our study area, cliffs are made of limestone, in which joints have been enlarged by dissolution, allowing heat transfer by air flow in the open joints. It ensues that frost can penetrate more rapidly and deeper than in a relatively continuous rock mass. This suggests that nocturnal frost can produce rock falls, whose thickness reaches up to 10 m (figure 6B). Ice jacking needs frost and water. The morphological conditions in our study area are favourable to water seepage during thawing periods, because the plateau on the top of the cliffs is sufficiently flat to allow snow accumulation.

Although the correlation between rock falls and rainfall appears very weak, the influence of water is suggested by the occurrence of numerous rock falls in April, when snowmelt is intense. Moreover, the good correlation between rock falls and freeze-thaw cycles may show not only the influence of freeze, but also the influence of thaw. Water seeping in the rock mass, while the outlet of natural drains is blocked up by ice, can be a triggering factor. A decrease of the rock strength due to increasing water content (Serratrice and Durville, 1997) can cause the failure if the stability of the rock mass is critical. In the climatic and seismic context of our study area, and during the observation period (1970-2004), freeze and water seepage, appear to be more active triggering factors than earthquakes. But, if no significant short term influence have been shown, earthquakes could weaken the rock mass and make it more susceptible to rock falls from other triggers.

6. Detection of potential rock falls

Methods to detect potential failures in the framework of slope design are described, for example, in Hoek and Bray (1981). They are based on the comparison between the geological structure of the rock mass and the geometry of the slope, the geological structure being characterised by the average orientations of the different joint sets. In the block theory formulated by Goodman and Shi (1985), the joint pyramids are confronted with the excavation pyramid to detect the removable blocks. These methods are usually used to evaluate the stability of manmade cuts or open pits, whose geometry must be determined according to economical or practical constraints (for example, the slope angle must be maximal or the cut direction is imposed by a transportation route). The role of geotechnical engineer is to minimize the probability that a failure occurs when the slope will be cut. How have the natural cliffs been "designed"? Figure 13 shows the mean cliff planes and the mean

joint planes that have been determined from classical surveys of the cliffs, in the vicinity of the scars but without considering the failure surfaces. If bedding planes dip towards the valley (configuration A in figure 4), the slope surface is roughly parallel to bedding. If the bedding planes dip less than 30° in an inverse or transverse attitude (configuration B), the mean cliff plane is roughly parallel to a mean joint set (6 cases on the figure 13) or the intersection of two mean joint sets (2 cases). If the bedding planes dip more than 30° inwards the cliff (configuration C), the cliff surface is stepped, formed of bedding planes (forming overhangs) and one joint set dipping outwards the cliff. This suggests that erosion has used the potential sliding or opening planes to form the present calcareous cliffs of the Subalpine Ranges. In other words, most of the present slopes are made of scars of old rock falls.

In the context of hazard assessment at the scale of a valley wall, it ensues that in A and B configurations, the potentially unstable masses can not be detected by comparing the mean cliff plane and the mean joint planes, as usually done in slope design. Using the formulation of block theory (Goodman and Shi, 1985), the joint pyramids have at least a common limit with the excavation pyramid. So the joint pyramids don't define removable blocks. The potentially unstable masses must then be detected by looking for "deviations" from the mean cliff plane and the mean joint planes: morphological defaults of the cliff (figure 9, b to d and f to i), joint planes wandering from the mean orientation of their set (figure 4B1), or isolated joints (figure 4B2). This explains that the fallen rock masses are very thin in A and B configurations, as it can be seen in the figure 6B. In other words, the detection of failure configurations must be made at a local scale.

In the C configuration, the comparison between the mean cliff plane and the mean joint planes, shows that large rock masses are potentially unstable with the common hypothesis of infinite joints. But our observations show that cross joint extension is not large enough to allow the sliding of rock masses with maximal volume, which is usually considered in slope design.

It can be seen in table 2, that only 3 scars (on 25) have two lateral shear surfaces. That means that, for the other cases, the failure surface was visible at least on one side of the future scar. Table 2 also shows that only 3 failures affected a regular cliff surface (in horizontal and vertical cross-section).

Our results conduct us to propose that the detection of the prospective rock falls in the calcareous cliffs of the Subalpine Ranges should be based on the observation of the cliffs to look for the typical failure configurations that have been identified above. As direct observation from the marly slopes underlying the cliffs is not convenient (difficult access,

low-angle view, visibility limited by forest), the proposed investigation method is the stereoscopic observation of aerial photographs taken from a helicopter.

Once a potentially unstable rock mass has been detected, its failure probability must be evaluated (usually for a period of the order of one century). The rock fall probability for different size rock falls can be evaluated for a general region where rock falls can occur in different specific locations (e.g. Wieczorek et al., 1999 ; Dussauge-Peisser et al., 2002), but the failure probability in a specific location can be estimated only in a qualitative way (Jaboyedoff et al., 1999; Mazzocola and Sciesa, 2000; Dussauge, 2002). Our observations have shown that the joints, which constitute the failure surfaces, are usually not continuous and the failure occurs when the rock bridges have reached a critical size. Then the failure probability of a potentially unstable mass mainly depends on the proportion of rock bridges in the potential failure surface. The evaluation of this proportion is very difficult. Geophysical methods are being tested and some positive results have been obtained (Dussauge-Peisser et al., 2003).

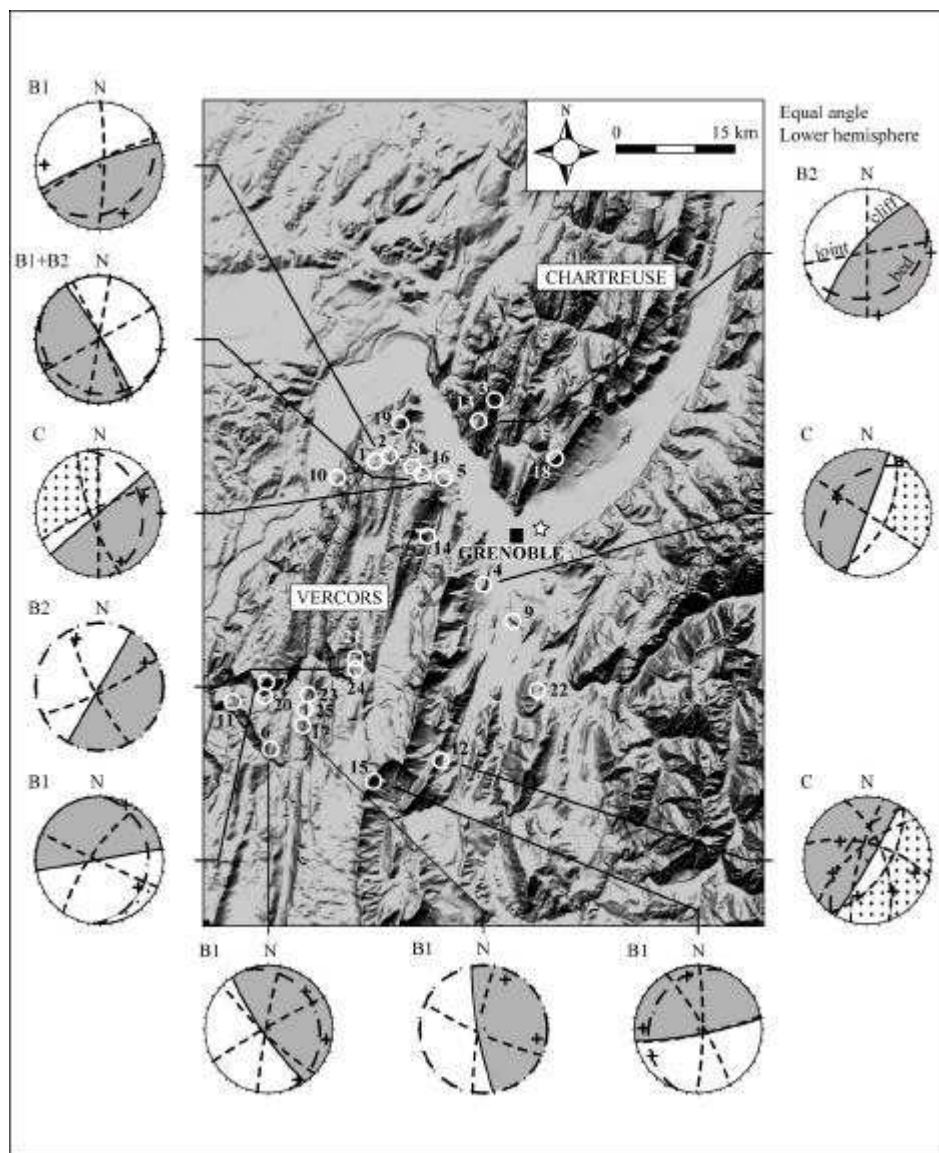


Fig. 13. Stereoplot of the mean joint planes (short dashed line), bedding plane (long dashed line) and mean cliff plane (continuous line) for different cliffs where rock falls occurred. Excavation pyramid (grey), critical joint pyramid (dotted surface), case number and configurations are notified ; Saint Martin d'Hères climatic station (star).

7. Conclusions

The following conclusions concerning the calcareous cliffs in the Subalpine Ranges can be drawn from our observations.

- (a) The observation of 25 rock falls has made possible to identify typical failure configurations (figure 4), which must be looked for in rock fall hazard detection.
- (b) In the A and B configurations, the mean cliff surface is defined by one (or two) of the main joint sets and rock falls are due to morphologic irregularities of the cliff surface (figure

9) or to the dispersion of the joints around their average plane. Most of the failure surfaces could be seen before the rock fall occurs.

(c) The recommended investigation method for the detection of prospective rock falls consists in observing aerial photographs.

(d) The rock falls have been initiated by intact rock failure in rock bridges. Thus, the persistence of the joints appears to be the main factor to consider in the evaluation of the failure probability. Mechanical back analysis of the observed rock falls will be described in a further paper.

(e) Freeze-thaw cycles represent the main triggering factor of the observed rock falls. This suggests that ice jacking could cause microcrack propagation leading to failure. A slight influence of rainfall has been observed and no direct influence of earthquakes.

Acknowledgement

The authors would like to thank the European Interreg3A Alcotra Program (Rockslidetec Project) and the "Pôle Grenoblois Risques Naturels" for their funding, "Meteo France" for providing the climatic data and "Restauration des Terrains en Montagne" for the data concerning rock falls.

Partie 3.

Analyse en retour de la rupture de compartiments rocheux

- 1. Introduction**
- 2. Essais en laboratoire**
 - 2.1 Matrice rocheuse
 - 2.2 Discontinuités
- 3. Géométrie des modèles**
 - 3.1 Définition du MNT
 - 3.3 Construction du MNT
 - 3.3 Traitement du MNT
- 4. Modélisation géomécanique**
 - 4.1 Méthode à l'équilibre limite
 - 4.2 Méthode des éléments distincts
- 5. Analyses en retour**
 - 5.1 Basculements
 - 5.2 Glissements
- 6. Conclusion**

1. Introduction

L'objectif est de construire des modèles géomécaniques, validés par des analyses en retour, qui puissent ensuite être utilisés pour analyser des masses rocheuses potentiellement instables. Nous proposerons donc des modèles qui permettent d'expliquer les ruptures observées, avec des paramètres mécaniques déduits d'essais en laboratoire ou issus de la littérature.

Dans le chapitre 1, nous décrirons les caractéristiques mécaniques de la matrice rocheuse et des discontinuités.

Nous aborderons, dans le chapitre 2, les méthodes utilisées pour obtenir les modèles géométriques utilisés dans la modélisation géomécanique.

Nous exposerons, dans le chapitre 3, le principe et la démarche de chacune des trois méthodes utilisées pour l'analyse de la rupture.

Nous présenterons les analyses en retour dans le chapitre 4.

2. Essais en laboratoire

2.1. Matrice rocheuse

Les mesures physiques et les essais mécaniques ont été effectués par le LIRIGM, le LCPC et l'EPFL à partir de six blocs de calcaire urgonien provenant du site du Lignet (Vercors, France). Différents types de tests ont été réalisés :

- Mesure de la masse volumique sèche et saturée ;
- Détermination de la porosité ;
- Mesure de la vitesse des ondes longitudinales (V_p) ;
- Mesure de la résistance en traction indirecte ;
- Etude du comportement en compression monoaxiale ;
- Etude du comportement en compression triaxiale ;
- Essais de ténacité en mode I.

2.1.1. Les calcaires urgoniens

Datés du Barrémien et de l'Aptien inférieur, ils constituent une épaisse formation de calcaires clairs (même en cassure) et massifs, à pâte très fine ou cristalline. Cette pâte contient de nombreuses coquilles de foraminifères, gastéropodes et surtout bivalves, dont les plus fréquents sont des rudistes (Viéban, 1980 ; Gidon, 2005).

Cette puissante assise urgonienne, de 200 à 250 m d'épaisseur, allant parfois jusqu'à 350 m, est un repère majeur des massifs du Vercors et de la Chartreuse où elle forme très souvent les crêtes et sommets. Elle se présente soit sous la forme de falaises abruptes, soit sous la forme de vastes plateaux (Carte Géologique de Grenoble 1/50000).

2.1.2. Prélèvement et description des échantillons

Les essais en laboratoire ont été réalisés sur des calcaires provenant du dépôt de l'éboulement survenu le 24 juillet 2001, dans l'ancienne carrière du Lignet, située dans la partie occidentale du Vercors (Figure 3.1). Six blocs de calcaire (de plusieurs dizaines de kg) ont été prélevés dans ce dépôt. Sur les six blocs, quatre ont été étudiés par le LCPC et deux par le LIRIGM.

Les plans de stratification définissent les surfaces basale et sommitale de ces blocs et les délimitent ainsi dans leur hauteur. Ces deux surfaces présentent de nombreux marqueurs de glissement tectonique (tectoglyphes), comme des stries (parallèles au déplacement) et des escaliers de recristallisation.

Les échantillons ont été carottés perpendiculairement à la stratification et possèdent des élançements compris entre 1.8 et 2.5. Les éprouvettes présentent quelques fissures

d'extension très limitée, remplies de calcite. Soulignés d'oxydes de fer, des joints stylolithiques subparallèles à la stratification recoupent transversalement les éprouvettes.

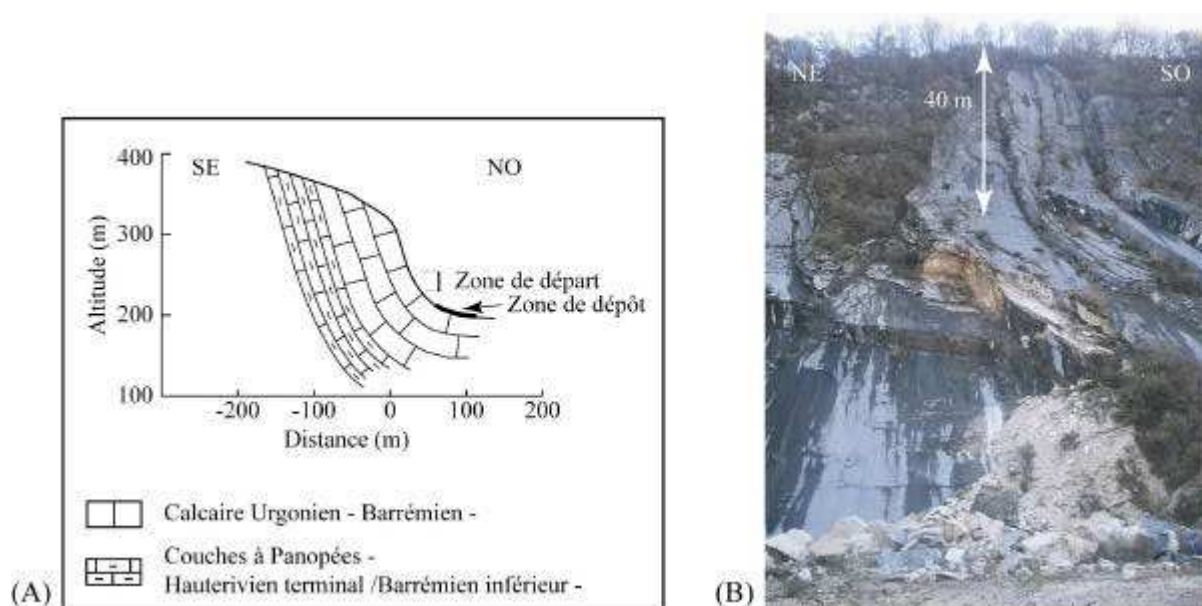


Figure 3.1 : (A) Coupe géologique et (B) vue générale de la zone d'éboulement du Lignet, 2002

2.1.3. Lithologie

2.1.3.1 Sur le terrain

D'après la carte géologique de Grenoble au 1/50 000, il s'agit de calcaire urgonien inférieur (Barrémien supérieur). Ce faciès correspond, en affleurement, à des bancs massifs métriques de calcaire fin, gris en altération. L'examen à l'œil nu montre un calcaire lithographique comportant des tests de rudistes. La cassure présente une couleur beige clair, parfois un peu rosée suivant les blocs.

2.1.3.2 En lame mince

L'analyse en lame mince met globalement en évidence un calcaire à ciment micritique et sparitique contenant des orbitolines, des milioles et des restes de bivalves (Figure 3.2).

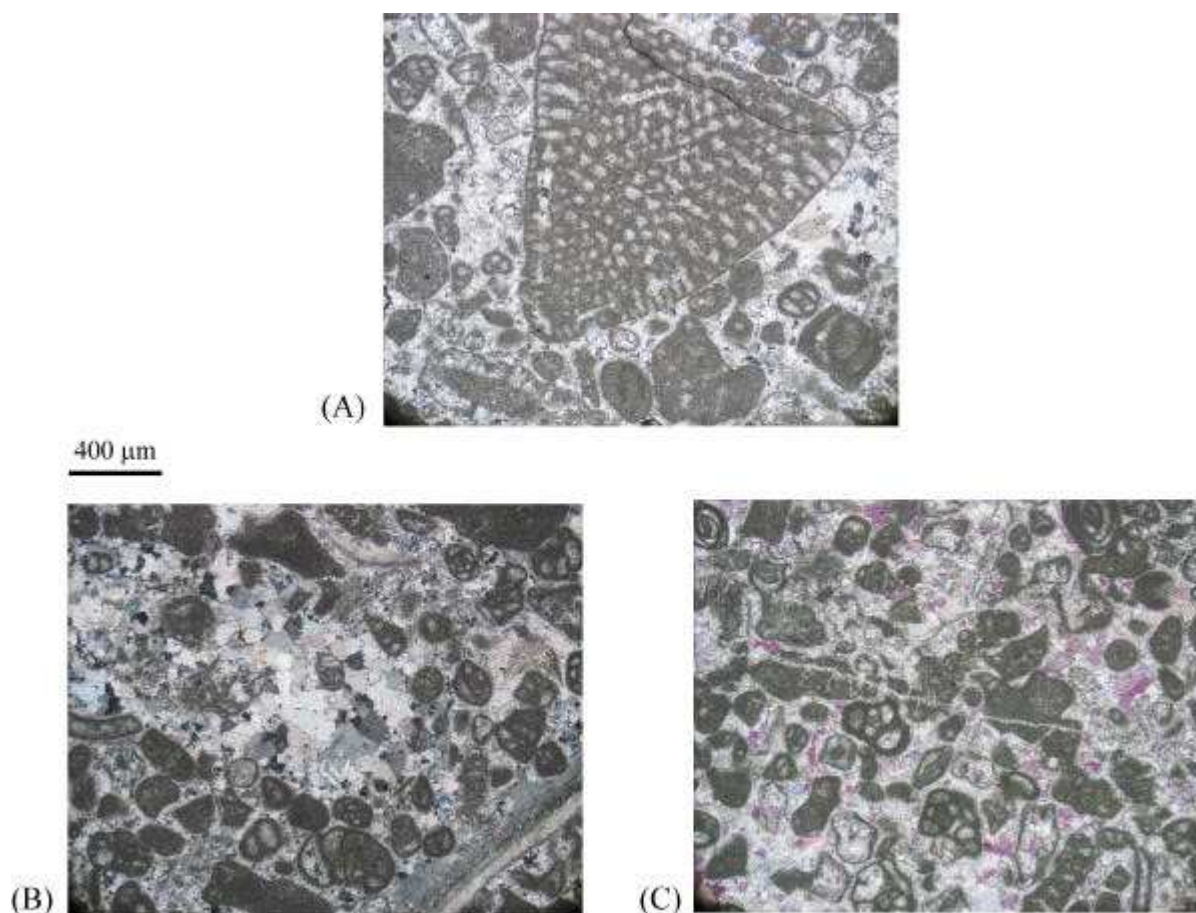


Figure 3.2 : Clichés en lame mince du calcaire urgonien contenant des orbitolines (A), des miliolites et des restes de bivalves (B) et présentant quelques fissures pleines (C)

2.1.4. Identification physique

2.1.4.1 Masse volumique et porosité (d'après la norme NF EN 1936, Juillet 1999)

Le calcaire analysé a un poids volumique moyen de $26,9 \text{ kN/m}^3$ à sec et de $26,9 \text{ kN/m}^3$ à saturation (51 échantillons). La porosité moyenne ouverte, mesurée par immersion (40 échantillons) est extrêmement faible avec une moyenne de 0.6 % ; elle varie de 0.4 à 1%. La porosité calculée, à partir de la masse volumique des grains ($2,71 \text{ g/cm}^3$) et de la masse volumique sèche de la roche, donne des valeurs peu différentes ; la porosité moyenne est 0.8 % (Tableau 3-1).

2.1.4.2 Vitesse de propagation (d'après la norme NF P 94-411, Avril 2002)

Pour le bloc 5, étudié au LIRIGM, la vitesse moyenne de propagation des ondes P dans l'axe des carottes (V_p axe, perpendiculairement à la stratification) est de 6152 m/s (écart type de 168 m/s sur 25 échantillons). Parallèlement au plan de stratification, la vitesse moyenne de propagation suivant le diamètre de l'éprouvette (V_p diam.) est 6099 m/s (écart type de 126 m/s sur 25 échantillons testés). Les indices de continuité qui en découlent sont de 92 % pour

les essais réalisés au LIRIGM (25 éprouvettes) et de 88% pour l'ensemble des essais (51 éprouvettes) (Tableau 3-1). L'ensemble indique une roche quasiment isotrope, moyennement à très faiblement fissurée suivant les blocs (Fourmaintraux, 1976).

	Poids volumique (kN/m ³)	Vitesse longitudinale axiale (m/s)	Vitesse longitudinale diamétrale (m/s)	Porosité (%)		IC	DF
				mesurée	calculée		
Moyenne	2.69	6152	6099	0.6	0.8	88	11
Ecart type	0.01	168	126	0.1	0.3	4	4
Val min.	2.67	5693	5865	0.4	0.4	77	4
Val max.	2.70	6371	6257	1	1.6	94	22

Tableau 3-1 : Paramètres physiques

- Porosité mesurée : $1 - \frac{\rho_{roche}}{\rho_s}$ avec :
 - ρ_{roche} : masse volumique de la roche et
 - ρ_s : masse volumique de la calcite : 2.71 g/cm³
- IC : Indice de continuité : $100 \frac{V}{V^*}$ avec :
 - V : vitesse des ondes longitudinale mesurée sur l'éprouvette et
 - V* : vitesse moyenne dans la calcite = 6660 m/s
- DF : Degré de fissuration : $100 - 1.5 \cdot n - IC$ avec n : porosité mesurée.

2.1.5. Identification mécanique

Les essais ont permis de déterminer certaines caractéristiques mécaniques présentées dans les Tableau 3-2, Tableau 3-2 et Tableau 3-4. On peut en tirer les enseignements suivants :

2.1.5.1 A l'état sec

En compression monoaxiale

Le calcaire urgonien présente un comportement de type fragile avec :

- une résistance moyenne de 141.5 MPa (après correction d'élanement) (Tableau 3-2) ;
- une phase de serrage quasi inexistante et une phase linéaire se prolongeant jusqu'à la rupture (Figure 3.3) ;
- un module de déformation moyen à élevé (68.3 GPa) et un coefficient de poisson « standard » de 0.31 ;
- la roche est classée BH à BM dans la classification de Deere et Miller.

En traction indirecte (essai brésilien) (Tableau 3-2) :

- les valeurs de résistance obtenues sont moyennes avec 7 MPa ce qui ne représente que 1/20^{ème} de la valeur de la résistance à la compression ;
- en outre, on observe une forte dispersion (jusqu'à 50%) des résultats qui marque bien l'importante incidence de la fissuration notée plus haut.

En compression triaxiale

Les essais, effectués exclusivement sur le bloc 5, ont été conduits sous des pressions de confinement allant de 5 à 60 MPa (Tableau 3-3 et Tableau 3-4). On constate que :

- à l'état sec, le comportement passe de fragile pour les confinements faibles, à ductile pour des étreintes latérales élevées (Figure 3.4) ;
- la chute de résistance brutale qui éloigne les caractéristiques résiduelles des caractéristiques de pic, s'atténue pour l'essai sous $\sigma_3 = 60$ MPa (Figure 3.4).

L'observation des échantillons après rupture met en évidence différents types de rupture. On retrouve ainsi un certain nombre de faits déjà observés dans de nombreuses études (Bésuelle, 2001 ; Wong, 2001). Pour des contraintes très faibles (5 et 10 MPa) les éprouvettes se fracturent suivant des plans sub-verticaux. Pour des contraintes modérées, les ruptures se font suivant des plans inclinés de 20 à 25° par rapport à la verticale (direction de la contrainte principale majeure). Une interprétation simple basée sur le critère de Mohr-Coulomb permet d'en déduire que l'angle de frottement, pour ce niveau de contrainte, est de l'ordre de 40 à 50°. Pour des confinements plus élevés, des petits plans obliques concentrés par endroit (de même direction que les plans de rupture majeurs) se développent. Ces bandes dites bandes de glissement sont présentes dès $\sigma_3=30$ MPa, mais sont de plus en plus nombreuses avec l'augmentation des contraintes (50 et 60 MPa). Il s'agit de plans de glissement plastique.

Les faibles confinements correspondent sans doute mieux à l'état de contrainte subi par les ponts rocheux à l'arrière d'écailles rocheuses. Ces écailles sont généralement de dimensions modérées (hauteur maximale = 30 m ; épaisseur maximale : 4 m) ; il s'agit donc de zones de sub-surface où la contrainte principale mineure est très faible. Les caractéristiques mécaniques (c , ϕ) jusqu'à une contrainte σ_3 de 10 MPa sont exposées dans le Tableau 3-4.

Les forts confinements ont tout de même été étudiés pour caractériser complètement le matériau (Tableau 3-3).

	SEC				SATURE			
	E_{statique} (GPa)	ν	σ_c (MPa)	σ_{tb} (MPa)	E_{statique} (GPa)	ν	σ_c (MPa)	σ_{tb} (MPa)
Nombre d'essais	6	6	8	19	11	5	8	7
Moyenne	68.3	0.31	141.5	7.0	50.6	0.3	106.9	5.4
Ecart type	6.6	0.06	21.4	2.8	14.2	-	18.9	1.5
Val min.	58.9	0.22	92.6	2.7	29.3	-	85.7	4.4
Val max.	77.3	0.39	176.6	11.8	69.7	-	143.6	8.8

Tableau 3-2 : Caractéristiques mécaniques

	σ_3 maximale (MPa)	c (MPa)	ϕ (°)	R
				Coefficient de corrélation
Sec	60	38	38	0.96
	20	29	47	0.85
	10	23	54	0.90
Saturé	20	19	54	0.91
	10	15	60	0.85

Tableau 3-3 : Valeurs de « pic » : cohésion (c) et angle de frottement (ϕ) de la matrice rocheuse sèche et saturée, pour différentes plages de confinements

Matériau sec – σ_3 maximale (MPa) = 10 MPa			
Pic	c (MPa)	Moyenne	Ecart-type
		ϕ (°)	23
Résiduel	c (MPa)	54	± 3
	ϕ (°)	0	-
	ϕ (°)	53	-

Tableau 3-4 : Caractéristiques de pic et résiduelles de la matrice rocheuse sèche pour une plage de confinement jusqu'à 10 MPa

2.1.5.2 Incidence de l'eau

D'une manière générale, à l'état saturé drainé, les caractéristiques mécaniques décroissent.

En compression monoaxiale

Pour les essais en compression, la moyenne des résistances en compression sur les échantillons secs (nombre d'essais : $N_1=8$) est plus élevée ($\sigma_c = 141.5$ MPa) que celle obtenue ($\sigma_c = 107$ MPa) sur les échantillons saturés ($N_2=8$) ce qui fait passer de la classe B à la classe C de Deere et Miller (Figure 3.6). Toutefois cet abaissement de la résistance n'est pas

systématique ; pour le bloc 5 qui présente le plus faible degré de fissuration, la résistance est même plus importante sur les éprouvettes saturées. Pour juger de l'influence de l'eau, nous avons effectué le test statistique de Kolmogorov-Smirnov (cf. Annexe B-II), dont le but est de savoir si les populations mesurées sont identiques (pas d'influence de l'eau) ou différentes (influence de l'eau). L'écart maximal mesuré entre les deux fonctions de répartition est $D=0.4$ et la valeur $w_{1-a,n} = 0.191$ ($w_{1-a,n} = 1.36 N'$ avec $N' = \sqrt{[(N_1 + N_2)/(N_1 \times N_2)]}$). Comme D est inférieur à $w_{1-a,n}$ on accepte l'hypothèse d'indépendance avec un risque de 5%. Le test ne confirme pas le fait que l'eau influe sur les caractéristiques. Néanmoins, nous considérons que la taille de l'échantillon doit être plus grande pour que ces résultats soient vraiment significatifs.

En compression triaxiale (en condition drainée)

Les échantillons montrent toujours un comportement à caractère fragile, mais les caractéristiques limites c et Φ sont sensiblement abaissées (Tableau 3-3 et Figure 3.6).

2.1.5.3 Calcul d'incertitude

Pour les essais en compression monoaxiale et les essais en traction indirecte, les valeurs d'écart type nous renseignent sur la variabilité naturelle des paramètres (Tableau 3-2).

Pour les essais triaxiaux, nous nous intéresserons aux paramètres de pic c et ϕ , obtenus dans la plage de confinement 0-10 MPa. Les incertitudes sur ces paramètres peuvent être déduites des écart-types des paramètres de la régression linéaire, K_p et l'ordonnée à l'origine (s_c).

En considérant la relation liant la pente de la droite (K_p) à l'angle de frottement (ϕ) (Figure 3.5) :

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad [3.1]$$

Nous définissons l'incertitude $d\phi$ comme indiqué ci-dessous :

$$d\phi = \frac{dK_p \cdot \cos \phi}{2 \cdot K_p} \quad [3.2]$$

avec dK_p : écart type de la pente (K_p) dans le graphique $\sigma_1=f(\sigma_3)$

Nous obtenons :

K_p	dK_p	ϕ	$d\phi$
9.4	1.8	54.3°	0.1 (radian) / 3,1(°)

A partir de l'équation [3.3], nous pouvons calculer l'incertitude portant sur la cohésion [3.4].

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot c \cdot \cos\phi}{1 - \sin\phi} \quad [3.3]$$

$$dc = \left(\frac{d\sigma_c}{\sigma_c} + \frac{\sin\phi \cdot d\phi}{\cos\phi} - \frac{\cos\phi \cdot d\phi}{1 - \sin\phi} \right) \cdot c \quad [3.4]$$

Nous obtenons :

s_c	$d\sigma_c$	ϕ	$d\phi$	c	dc
144.5 MPa	8.2 MPa	54.3°	3,1(°)	23.3 MPa	2.7 MPa

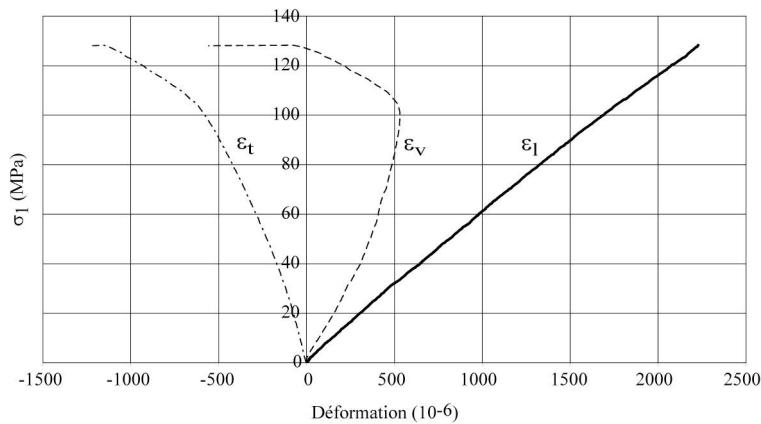


Figure 3.3 : Diagramme contrainte axiale - déformation, compression monoaxiale, calcaire sec ; ϵ_l : déformation longitudinale, ϵ_v : déformation volumique, ϵ_t : déformation transversale

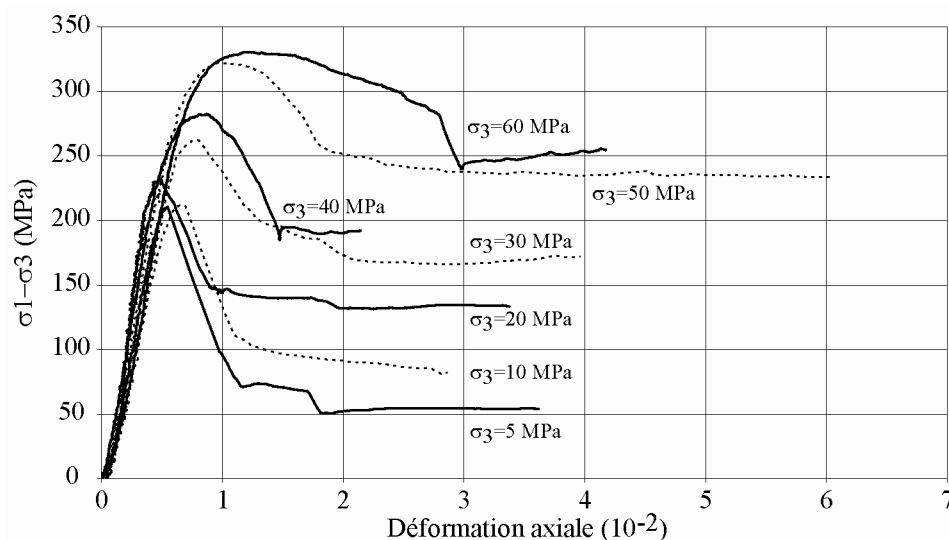


Figure 3.4 : Diagramme contrainte déviatorique - déformation axiale pour différentes pressions de confinement, échantillons secs

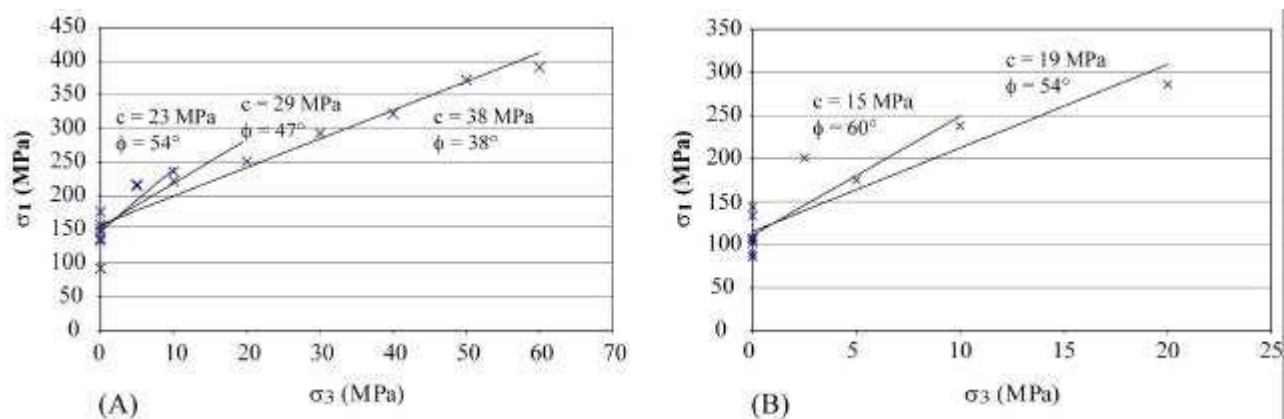


Figure 3.5 : Résultats des essais triaxiaux dans le plan (σ_3 - σ_1) à l'état sec (A) et saturé (B) pour différentes valeurs de σ_3 et les valeurs du critère de Coulomb correspondantes

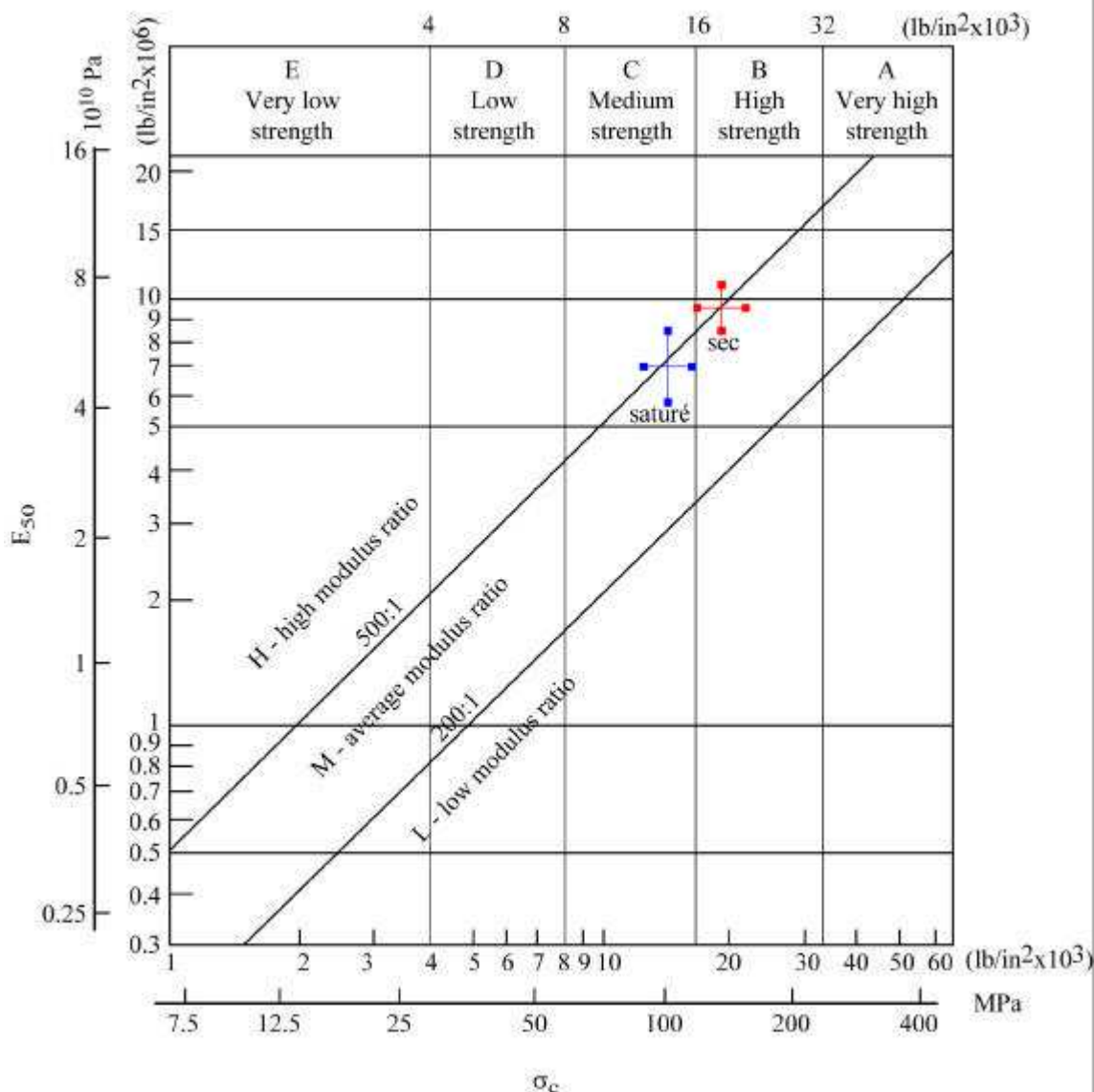


Figure 3.6 : Caractérisation du calcaire urgonien sec et saturé d'après la classification Deere et Miller (Stagg et Zienkiewics, 1968)

2.1.6. Essais de ténacité

L'évolution des microfissures en tête desquelles les contraintes sont les plus fortes conduit à la rupture. Une telle approche se base sur la mécanique de la rupture. Elle suppose la connaissance de trois variables : la contrainte appliquée, la ténacité K_{IC} qui remplace le critère de rupture et une variable qui est la taille du pont rocheux. Les essais réalisés ici ont pour but d'évaluer la ténacité de la roche (K_{IC}) en mode I (ouverture).

Ces essais ont été réalisés au laboratoire de mécanique des Roches (LMR) de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne. Ils ont été effectués conformément à la recommandation de la Société Internationale de Mécanique des Roches (ISRM, 1988).

Hauteur (mm)	Diamètre (mm)	Poids volumique (kN/m ³)	σ_{tb} (MPa)	K_{IC} (MPa.m ^{1/2})
59.1	59.3	26.7	6.0	1.70
59.1	60.1	26.6	6.5	1.61
59.1	59.2	26.3	7.0	1.79
59.1	60.9	26.8	7.1	1.88
59.1	60.3	26.7	6.9	1.75

Tableau 3-5 : Résultats des essais physiques et mécaniques classiques et de ténacité (K_{IC})

2.2. Discontinuités

Les conditions d'observation en falaises n'ont pas permis de faire des mesures précises et systématiques de la morphologie des discontinuités rocheuses formant la surface de rupture des éboulements.

Nous nous sommes référés à une étude réalisée sur le comportement en frottement de surfaces rocheuses naturelles de calcaire urgonien (Ramirez-Rascon, 1984). Ces essais de frottement ont été réalisés avec une boîte de cisaillement de 0.4 m de long (dans le sens de cisaillement), 0.25 m de large et 0.1 m de haut. Elle permet de présenter face à face, et de déplacer relativement deux surfaces de 0.1 m².

Pour ces essais, les surfaces de 12 blocs rocheux de calcaire urgonien ont été étudiées.

Les valeurs d'angle de frottement des surfaces naturelles varient entre 30° et 43° pour des JRC variant de 8 à 16. Les résultats ne permettent cependant pas d'apprécier l'effet de l'humidité sur les discontinuités.

Les différentes échelles d'aspérités sur une discontinuité formant une surface de rupture ne sont pas toutes représentées à l'échelle d'un échantillon de 0.1 m². Nous utiliserons néanmoins les angles de frottement présentés ci-dessus lors des analyses en retour mais nous gardons à l'esprit que ces angles de frottement sont certainement plus importants à l'échelle de la cicatrice.

2.3. Récapitulatif des caractéristiques physiques et mécaniques de la matrice rocheuse et des discontinuités naturelles à l'état sec

Type de roche	calcaire urgonien inférieur (Barrémien supérieur)
Porosité mesurée : n (%)	0.6 ± 0.1
Poids volumique ρ (kN/m ³)	26.90 ± 0.01
Vitesse longitudinale axiale (m/s)	6152 ± 168
Vitesse longitudinale diamétrale (m/s)	6099 ± 126
E_{statique} (MPa)	68.3 ± 6.6
ν	0.31 ± 0.06
σ_c (MPa)	141.5 ± 21.4
σ_{tb} (MPa)	7.0 ± 2.8
c (MPa)	23.3 ± 2.7
ϕ (°) matrice rocheuse	54.0 ± 3.1
K_{IC} (MPa.m ^{1/2})	1.75 ± 0.09
ϕ_{dis} (°) discontinuités naturelles	30-43°

Tableau 3-6 : Synthèse des caractéristiques physiques et mécaniques de la matrice rocheuse et des discontinuités naturelles à l'état sec

3. Géométrie des modèles

Pour élaborer ces modèles, deux méthodes sont utilisées :

- La première méthode consiste à réaliser des Modèles Numériques de Terrain (MNT). Elle fournit les géométries initiale et finale du secteur éboulé avec une grande précision. La réalisation nécessite des couples de photographies de très bonne qualité avant et après éboulement. Cette méthode est lourde techniquement et économiquement parlant. Nous avons néanmoins obtenu des MNT pour 4 cas d'éboulements.
- La seconde méthode consiste à estimer grossièrement les géométries initiales et finales, à partir de photographies prises avant l'éboulement et de mesures effectuées sur la cicatrice (dimensions et orientations des différentes parties de la surface de rupture).

Dans les deux cas, une observation détaillée de la cicatrice permet de préciser les surfaces de rupture de matrice rocheuse, qui sont généralement interprétées comme des surfaces de rupture de ponts rocheux.

3.1. Définition du MNT

Le MNT est une représentation numérique du terrain en trois dimensions. A partir d'un repère orthonormé XYZ (XY : plan horizontal de référence et Z : altitude), il donne une information sur la forme et l'emplacement de la surface topographique pour une zone donnée. Il est donc fonction d'un système cartographique (système géodésique et projection cartographique) et d'un système d'altitude donné.

Le MNT est un échantillon de données spatiales donnant une représentation partielle du terrain réel car la représentation des valeurs de l'altitude est effectuée de manière discontinue.

La notion de résolution et de précision est essentielle pour le MNT. Cette notion sera développée par la suite.

3.2. Construction du MNT

Dans notre cas, les données sont issues d'images prises depuis un hélicoptère avec une chambre photographique argentique métrique. Les photographies avant éboulement avaient été réalisées de manière systématique sur l'ensemble des falaises entourant l'agglomération grenobloise, dans le cadre d'une recherche systématique des aléas majeurs d'éboulement rocheux pour le compte du Schéma Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme. Les images après éboulement ont été prises lors de missions spécifiques ciblées sur les cicatrices.

Des analyses photogrammétriques à partir des couples de photographies, ont ensuite été réalisées par la société SINTEGRA. La photogrammétrie exploite la vision stéréoscopique

d'un couple de clichés. Avec le relief, les zones sont photographiées sous des angles propres à chaque image. Ainsi pour chaque photographie, chaque parcelle de terrain homogène prend une extension variable. Cette variation apparente de la position d'une parcelle de terrain en fonction de la prise de vue se définit comme la parallaxe (Figure 3.7). L'information topographique est définie grâce à la parallaxe d'un couple de points homologues. L'analyse de points homologues a été visuelle et réalisée avec des stéréo-restituteurs analytiques. Les différentes étapes de la construction d'un MNT sont décrites en Annexe C-I.

Un MNT peut être représenté sous différentes formes. Dans notre cas, la restitution s'est effectuée selon des profils verticaux espacés de 50 cm chacun. Dans un profil, l'intervalle entre deux points cotés est variable et s'adapte à la morphologie locale.

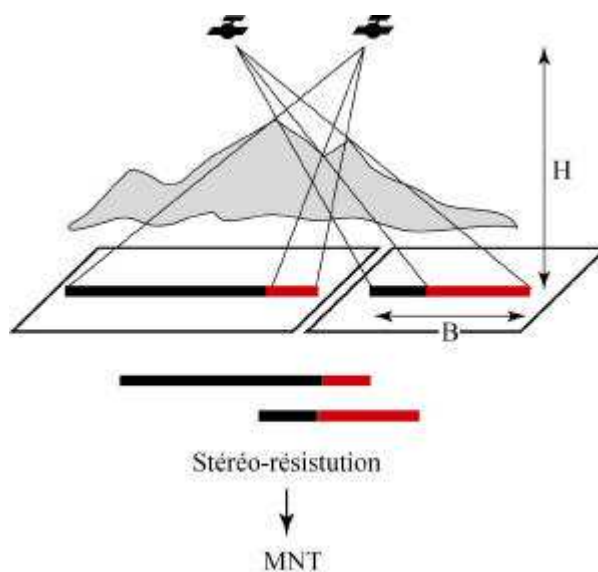


Figure 3.7 : Schéma illustrant la notion de parallaxe

Les précisions relatives pour deux objets voisins (quelques mètres) sont de 15 et 5 cm respectivement pour la mission 2001 et la mission 2004. La précision absolue (par rapport au repère local) est de 45 cm pour la mission 2001 et de 15 cm pour la mission 2004. Dans les zones non affectées par l'éboulement (dont la topographie n'a pas varié), l'écart entre le modèle avant éboulement et le modèle après éboulement est d'environ 40 cm.

	Missions 2001	Missions 2004
H (m)	350	50
B (m)	75	15
Focale (mm)	100	100
Echelle	1/3500	1/500
Résolution (m)	10^{-5}	10^{-5}
Précision relative (cm)	15	5
Précision absolue (cm)	45	15

Tableau 3-7 : Caractéristiques des deux missions photographiques

Influence sur le calcul des volumes

Dans le calcul des volumes, l'écart relatif entre les deux modèles (40 cm) entraînerait une imprécision d'autant plus importante que le volume éboulé est important. Pour un volume éboulé estimé à 250 m³ correspondant à une surface éboulée de l'ordre de 150m², nous obtenons une erreur de l'ordre de 60 m³ (150 m²x 0.4 m). Cependant cette erreur a été fortement réduite grâce aux corrections apportées lors de la confrontation des profils avant et après éboulement ; les zones communes aux deux profils (zones non touchées par l'éboulement) ont été superposées.

Influence sur le calcul des pentages

Notons qu'avec une précision de 5 cm sur des points distants de quelques mètres, l'erreur commise sur le pentage d'un plan passant par ces points est inférieure à 0.5°. On peut donc espérer une bonne précision pour les pentages des surfaces de rupture.

3.3. Traitement du MNT

Les profils verticaux ont été réalisés tout les 50 cm (Figure 3.8). Ils ont ensuite été traités sous AUTOCAD afin de :

- calculer les volumes éboulés ;
- dresser les profils dans le plan de l'analyse mécanique bidimensionnelle.

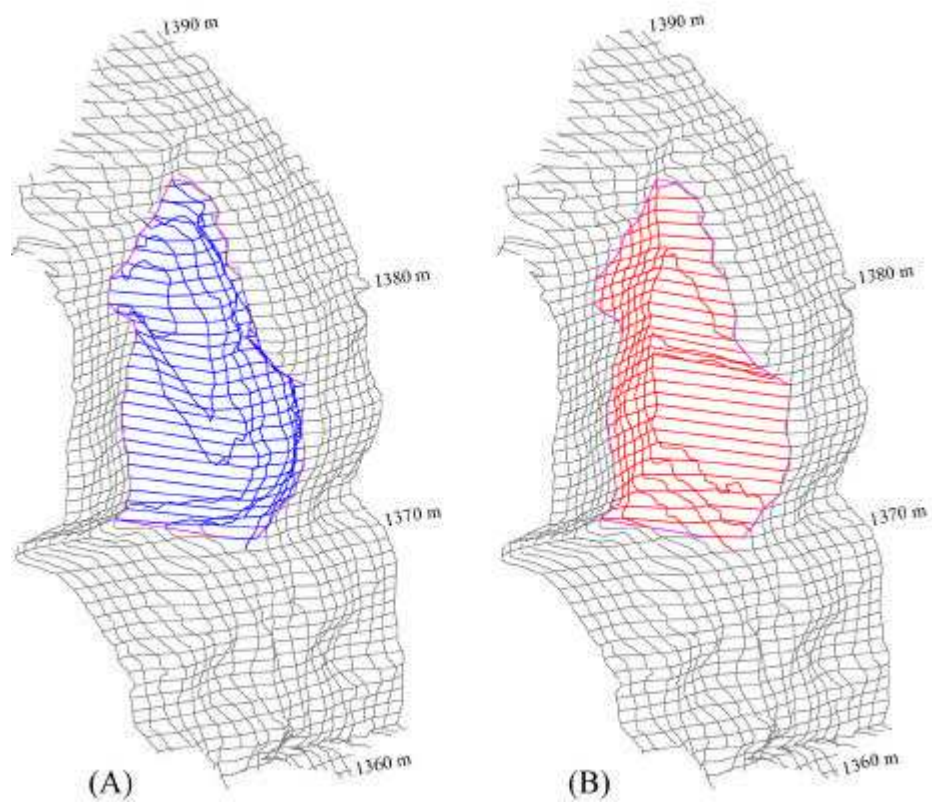


Figure 3.8 : MNT de l'Echarina 2 avant (A) et après (B) éboulement

4. Modélisation géomécanique

Deux méthodes d'analyse seront utilisées : la méthode à l'équilibre limite, qui nous permettra de calculer analytiquement la valeur d'un paramètre mécanique nécessaire pour expliquer la situation d'équilibre limite au moment de la rupture ; la méthode des éléments distincts, qui nécessitera de déterminer par une étude paramétrique, la valeur en dessous de laquelle l'équilibre n'est plus réalisé. La seconde méthode est plus complexe, mais elle présente l'avantage de tenir compte de la différence de comportement en déformation entre les ponts rocheux et les discontinuités préexistantes, beaucoup plus déformables. De plus, elle peut être utilisée pour des mécanismes plus complexes, impliquant un grand nombre de blocs.

Pour la plupart des cas étudiés (et pour tous les cas analysés par la méthode des éléments distincts), la modélisation mécanique a été effectuée en deux dimensions, car les principales forces agissant sur le bloc instable étaient situées dans le plan vertical contenant le déplacement (système plan de forces). Dans le cas d'un glissement sur deux plans, cela suppose que les forces de réaction (de frottement et de cohésion) exercées par un des deux plans sont négligeables. Dans le cas d'un glissement sur un plan, cela nécessite qu'il n'y ait pas de rotation du bloc dans le plan de glissement, comme cela serait le cas, par exemple, s'il y avait un pont rocheux décentré par rapport au poids du bloc. Pour remplir cette condition, les ponts rocheux subissant le même type de sollicitation, ont été modélisés par un seul joint équivalent, qui exerce une force égale à la somme des forces exercées par chacun d'eux, et contenue dans le plan vertical défini par le poids du bloc et son déplacement. La localisation de cette force doit être telle que son moment soit la somme des moments exercés par les ponts rocheux réels. Ce concept de joint équivalent est illustré sur la Figure 10, dans le cas d'un glissement sur un plan.

4.1. Méthode à l'équilibre limite

4.1.1. Critère de Coulomb modifié

En compression ($s > 0$), nous utiliserons pour les joints le critère de Coulomb classique. En traction ($s < 0$), la pente du critère est modifiée pour atteindre le point $s = -s_t$.

4.1.1.1 Sollicitation en compression - cisaillement

Dans cette partie, nous présentons brièvement le principe des calculs à l'équilibre limite pour un cas de glissement plan.

Dans le cas d'un glissement sur un plan incliné frottant et cohésif (présence de ponts rocheux), l'équilibre se traduit par les équations suivantes :

$$/X : R_T = W \sin \alpha \quad [3.5]$$

$$/Y : R_N = W \cos \alpha \quad [3.6]$$

avec :

- W : poids de la masse instable ;
- α : pendage du plan de glissement ;
- R_N et R_T : composantes normale et tangentielle de la réaction du massif en place.

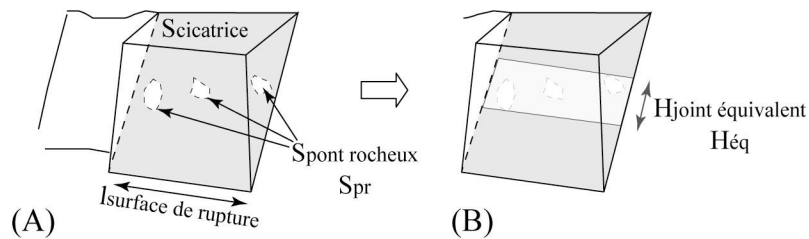


Figure 3.9 : (A) cas réel et (B) modélisation des ponts rocheux par un joint équivalent

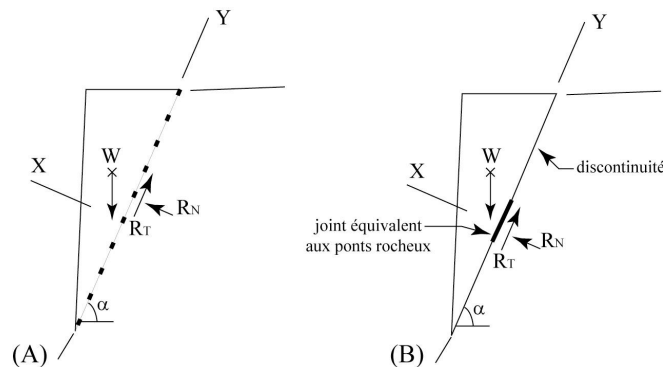


Figure 3.10 : Décomposition des forces pour l'analyse de la stabilité d'un glissement plan : (A) répartition uniforme des contraintes sur l'ensemble : ponts rocheux-discontinuités ; (B) contraintes concentrées sur les ponts rocheux

La résistance au cisaillement sur le plan de glissement, R_T , est fonction de l'hypothèse de répartition des contraintes normales (Figure 3.10) :

Hypothèse a

Le joint et les ponts rocheux sont sollicités et la contrainte normale est constante sur l'ensemble de la surface de glissement. Le frottement est donc mobilisé sur la discontinuité préexistante et sur le pont rocheux.

Nous obtenons alors la relation suivante :

$$R_T = R_N [\tan \phi_{dis} \cdot (1 - a_{pr}) + \tan(\phi_{pr}) \cdot a_{pr}] + c_{ég} S_{ég} \quad [3.7]$$

avec :

- a_{pr} : proportion de ponts rocheux sur le plan de glissement ;
- ϕ_{dis} : angle de frottement de la discontinuité ;
- $c_{\acute{e}q}$: cohésion du joint équivalent ;
- ϕ_{pr} : angle de frottement du pont rocheux ;
- $S_{\acute{e}q}$: surface du joint équivalent.

Ce critère [3.7] suppose qu'il y eu rupture en même temps sur les ponts rocheux et sur la discontinuité.

Hypothèse b

Nous considérons d'après les observations des cicatrices, que le joint était ouvert et que la contrainte normale se concentre uniquement sur les ponts rocheux. Le critère est alors :

$$R_T = R_N \tan(\phi_{pr}) + c_{\acute{e}q} S_{\acute{e}q} \quad [3.8]$$

Bien entendu, il est impossible de savoir a posteriori si la discontinuité était complètement ou partiellement ouverte avant éboulement. De plus, sur une discontinuité relativement fermée, la contrainte normale n'est probablement pas la même que sur les ponts rocheux. Cela dépend :

- des raideurs normales respectives, qui ne peuvent être prises en compte qu'avec la méthode des éléments distincts et
- de la position du pont rocheux dans le joint.

A l'équilibre limite, si l'on fixe les valeurs de ϕ_{dis} et ϕ_{pr} , nous avons un système à trois inconnues : R_N , R_T , C_{pr} (cohésion réelle du pont rocheux). On résout ce problème avec les trois équations [3.5], [3.6], [3.7] ou [3.8].

En considérant le critère [3.7] puis le critère [3.8], nous encadrons la valeur de $C_{\acute{e}q}$ avec les expressions suivantes :

$$c_{\acute{e}q} = \frac{W(\sin \alpha - \cos \alpha \cdot (\tan \phi_{dis}(1 - a_{pr}) + \tan \phi_{pr} \cdot a_{pr}))}{S_{\acute{e}q}} \quad [3.9]$$

$$c_{\acute{e}q} = \frac{W(\sin \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \phi_{pr})}{S_{\acute{e}q}} \quad [3.10]$$

Connaissant la surface de ponts rocheux réelle (S_{pr}) (Figure 10), les paramètres correspondant aux ponts rocheux réels sont donnés par l'expression :

$$c_{\text{éq}} \cdot (H_{pr \text{ éq}} \cdot L_{\text{surface rupture}}) = c_{pr} \cdot S_{pr} \quad [3.11]$$

4.1.1.2 Sollicitation en traction - cisaillement

Dans le cas où une surface de rupture est sollicitée en traction, seul le pont rocheux est sollicité car la résistance à la traction des joints est supposée nulle. Un seul critère de rupture est alors utilisé (Figure 3.25 C) :

$$T_1 = N_1 \tan \psi + c_{pr} \cdot S_{pr} \quad [3.12]$$

avec $\tan \psi = \frac{c_{pr}}{\sigma_{t \text{ pr}}}$

D'après les tests effectués en laboratoire (cf. 2.3 Partie 3) $\tan \psi = 3.3$.

Pour des calculs plus complexes, où plusieurs plans forment la surface de rupture, le problème devient hyperstatique et des hypothèses doivent être faites. Différents exemples seront traités dans les cas d'analyse en retour.

4.1.2. Critère de ténacité

La mécanique de la rupture dérive des concepts décrits par Griffith (1920 cité par Atkinson, 1987) et Irwin (1958). Elle s'intéresse au champ de contrainte au voisinage d'une fissure et aux conditions de propagation de cette fissure. Elle prend en compte les concentrations de contraintes à l'extrémité des fissures, celles-ci mêmes qui permettent l'initiation de la rupture au niveau des ponts rocheux.

La rupture se produit lorsque le facteur d'intensité de contrainte K atteint une valeur critique K_c qui correspond à la ténacité du matériau. Dans le cas d'une sollicitation en mode II du pont rocheux, la rupture intervient lorsque $K_{II} = K_{IIc}$.

Le problème élémentaire de Griffith est une fissure de longueur $2c$ dans une plaque infinie chargée uniformément selon le mode I (traction). Dans le modèle présenté par Kemeny (2003), le problème est différent. Il s'agit d'un pont rocheux de longueur $2a$ où l'espace entre deux ponts coplanaires est $2w$, dans une plaque de longueur finie (Figure 3.11). Le plan du pont rocheux contenu dans un élément de longueur $2w$ ($w \gg a$), est soumis à un vecteur-contrainte macroscopique (σ , τ). Les contraintes macroscopiques, obtenues à partir de l'équilibre limite sont reliées au facteur d'intensité de contrainte.

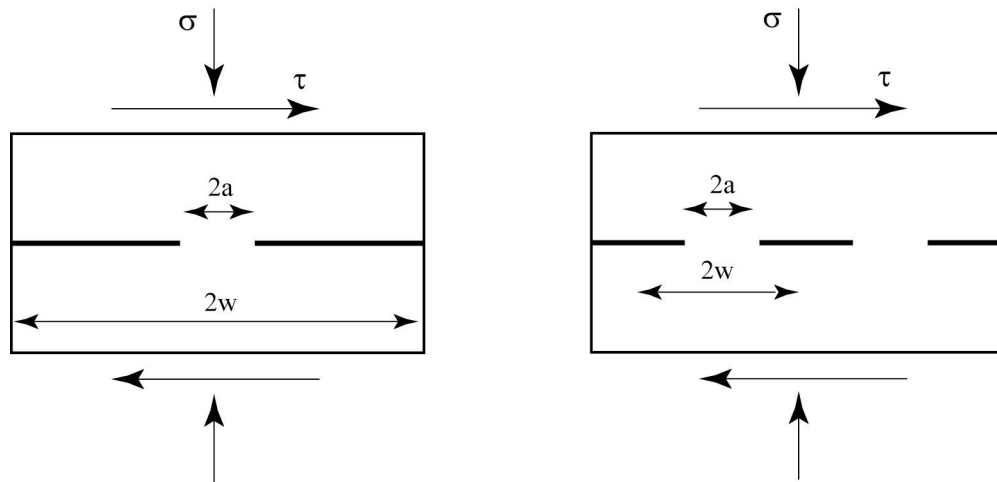


Figure 3.11 : Modèle (A) avec un pont rocheux ou (B) avec plusieurs ponts rocheux, d'après Kemeny, 2003

D'après (Rooke et Cartwright, 1976), le facteur d'intensité de contrainte K_{II} , le long d'un joint rocheux avec frottement est donné par (Kemeny, 2003) :

$$K_{II} = \frac{(t - s \tan \phi) \cdot 2w}{\sqrt{pa}} \quad [3.13]$$

où ϕ est l'angle de frottement le long du joint.

4.2. Méthode des éléments distincts

Cette étude a été réalisée avec le code de calcul bidimensionnel UDEC (Itasca, 1999). Le modèle est un milieu discontinu formé de blocs délimités par des joints. Dans le cas de blocs rigides, la déformation du massif provient de la déformabilité des joints et des déplacements relatifs entre blocs. Une description synthétique du code de calcul est jointe en Annexe C-I.

4.2.1. Géométrie

Il s'agit d'une modélisation en deux dimensions. Dans chaque cas, nous avons choisi le profil le plus représentatif pour modéliser le problème en 2D, parallèlement au mouvement supposé de la masse rocheuse au moment de la rupture. En général, ce profil est proche du centre de gravité de la masse instable.

Les ruptures étudiées étant relativement superficielles et ne concernant qu'une partie de la corniche calcaire, il nous a semblé inutile de modéliser l'ensemble du versant formé d'un ou plusieurs niveaux calcaires et de couches marneuses sous-jacentes. Globalement, on définit

le modèle par trois blocs : (1) le massif, (2) la masse instable et (3) la vallée qui sera supprimée pour simuler son excavation (Figure 3.13).

4.2.2. Caractéristiques des éléments du modèle

4.2.2.1 Les blocs

Les blocs utilisés dans UDEC peuvent être rigides ou déformables. Dans la mesure où le modèle est (1) guidé par un système « discontinuités-ponts rocheux » qui contrôle le mécanisme de rupture et (2) soumis à un très faible confinement, la déformabilité des blocs est négligeable devant celle du système « discontinuités-ponts rocheux ». On utilise pour cela des blocs rigides.

Les caractéristiques mécaniques des blocs obtenues à partir des essais en laboratoire sont rappelées ci-dessous. Dans le cas de blocs rigides, seul le poids volumique est utilisé.

γ (kN/m ³)	E (GPa)	ν
26.9	68.9	0.31

Tableau 3-8 : Caractéristiques physiques et mécaniques de la matrice rocheuse

4.2.2.2 Les joints

Il existe deux types de joints dans notre modélisation : ceux correspondant aux discontinuités (joint1) et ceux correspondant aux ponts rocheux (joint 2).

A/ Raideurs

Une étape préliminaire dans la modélisation par éléments distincts consiste à évaluer les raideurs normale (k_n) et tangentielle (k_s) des joints, car ces deux paramètres contrôlent la relation contrainte déplacement [3.14] et [3.15].

$$\Delta\sigma_n = k_n \cdot \Delta u_n \quad [3.14]$$

$$\Delta\tau = k_s \cdot \Delta u_s^e \quad [3.15]$$

où :

- $\Delta\sigma_n$ et $\Delta\tau$ correspondent aux incréments de contraintes normales et tangentielles effectives ;
- Δu_n et Δu_s^e sont les incréments de déplacements normaux et tangentiels élastiques.

Les surfaces de rupture sont discrétisées en éléments joints (segments), qui peuvent représenter soit une discontinuité préexistante à la rupture (joint de type 1), soit un pont rocheux (joint de type 2).

Raideurs joint 1 (discontinuités)

Il existe dans la littérature des tableaux de valeurs de raideurs normale et tangentielle de joints (Rode, 1991 ; Bandis, 1983). On choisira de se baser sur les valeurs obtenues sur des joints calcaires secs à très faiblement altérés (Bandis, 1983) (Tableau 3-9).

E (MPa)	JCS (MPa)	JRC	k_n (Pa/m)	k_s (Pa/m)
49	154-170	11.8	8.10^9 à 3.10^{10}	1 à 7.10^9

Tableau 3-9 : Raideurs normale et tangentielle pour des joints calcaires secs à très faiblement altérés, d'après Bandis et al, 1983

Raideurs joint 2 (ponts rocheux)

Il est plus délicat d'évaluer la raideur de ce joint 2 car il s'agit de simuler un pont rocheux. On sait cependant que (Figure 3.12) :

$$\sigma_n = \frac{u_n}{e} \cdot E \quad [3.16]$$

$$\tau = \frac{u_s}{e} \cdot G \quad [3.17]$$

avec E : module d'Young et G : module de cisaillement.

A partir des équations [3.16] et [3.17], en estimant que l'épaisseur de pont rocheux « e » est de l'ordre du centimètre (Figure 3.12) (estimation faite à partir d'observations de cicatrices de rupture : cf. Partie 2), on obtient les raideurs suivantes :

- $k_{n \text{ pr}} = 7.10^{12}$ Pa/m ;
- $k_{s \text{ pr}} = 3.10^{12}$ Pa/m.

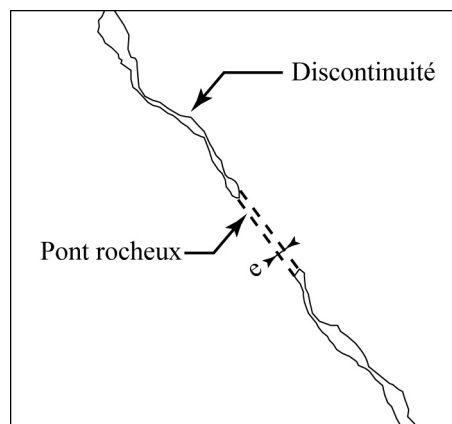


Figure 3.12 : Schéma du système : Discontinuité/Pont rocheux

Rapport de raideur entre les 2 types de joints

Le rapport des raideurs est un élément qui influence beaucoup la répartition des contraintes le long des différents joints. A partir des valeurs obtenues et de celles trouvées dans la littérature (Tableau 3-9), on appréciera l'impact de ce paramètre en testant le modèle pour différentes valeurs de rapport $k_{n\text{ pr}}/k_{n\text{ dis}}$ indiquées ci-dessous (Tableau 3-10).

Joint 1 : discontinuités	$k_{n\text{ dis}}$	(Pa/m)	7.10^{12}	7.10^{11}	7.10^{10}	7.10^9
	$k_{s\text{ dis}}$		7.10^{11}	7.10^{10}	7.10^9	7.10^8
Joint 2 : ponts rocheux	$k_{n\text{ pr}}$	(Pa/m)	7.10^{12}	7.10^{12}	7.10^{12}	7.10^{12}
	$k_{s\text{ pr}}$		3.10^{12}	3.10^{12}	3.10^{12}	3.10^{12}
Rapport : $k_{n\text{ pr}}/k_{n\text{ dis}}$			1	10	100	1000

Tableau 3-10 : Raideurs du joint 1 (discontinuités) et du joint 2 (ponts rocheux) et rapports des raideurs normales entre les deux types de joints utilisés dans les calculs

B/ Type et critère de rupture (Tableau 3-11)

On suppose que :

- les joints 1 - discontinuités - ont un comportement élastoplastique parfait avec critère de Coulomb sans cohésion (Figure 3.13).
- les joints 2 - ponts rocheux - ont un comportement élastofragile avec critères de pic et résiduel. Le critère de rupture est un critère de Coulomb tronqué tel que :
 - si $\sigma_n < -\sigma_t$, alors $\sigma_n = 0$ (Figure 3.13) ;
 - si $\sigma_n < -\sigma_t$, alors $t = s_n \tan\phi + c$.

	c_{pic} (MPa)	$c_{\text{résiduel}}$ (MPa)	$\sigma_{t\text{ pic}}$ (MPa)	$\sigma_{t\text{ résiduel}}$ (MPa)	ϕ (°)	$c_{\text{pic}}/\sigma_{t\text{ pic}}$ d'après les essais en laboratoire
Joint 1 : discontinuités	0	0	0	0	30 - 43	0
Joint 2 : ponts rocheux	déduit du calcul	0	déduit du calcul	0	54	3.3

Tableau 3-11 : Caractéristiques mécaniques du joint 1 (discontinuités) (Ramirez-Rascon, 1984) et du joint 2 (ponts rocheux) utilisés dans les calculs

4.2.2.3 Conditions aux limites et conditions initiales

A/Conditions aux limites

Nous avons fixé le bloc basal : bloc 1 (Figure 3.13) qui constitue le socle sur lequel repose le compartiment dont nous souhaitons évaluer la stabilité (bloc 2). Les blocs étant rigides, la seule option est de fixer son centre de gravité.

Le bloc 3 (Figure 3.13) qui permettra plus tard de simuler l'excavation de la vallée est initialement bloqué.

B/Chargement et affaiblissement des ponts rocheux

Le calcul est effectué par étapes. Dans un premier temps le modèle complet est soumis à la gravité, puis l'excavation de la vallée est simulée en enlevant le bloc (3). Enfin, la résistance des ponts rocheux est diminuée jusqu'à obtenir la rupture (Figure 3.13).

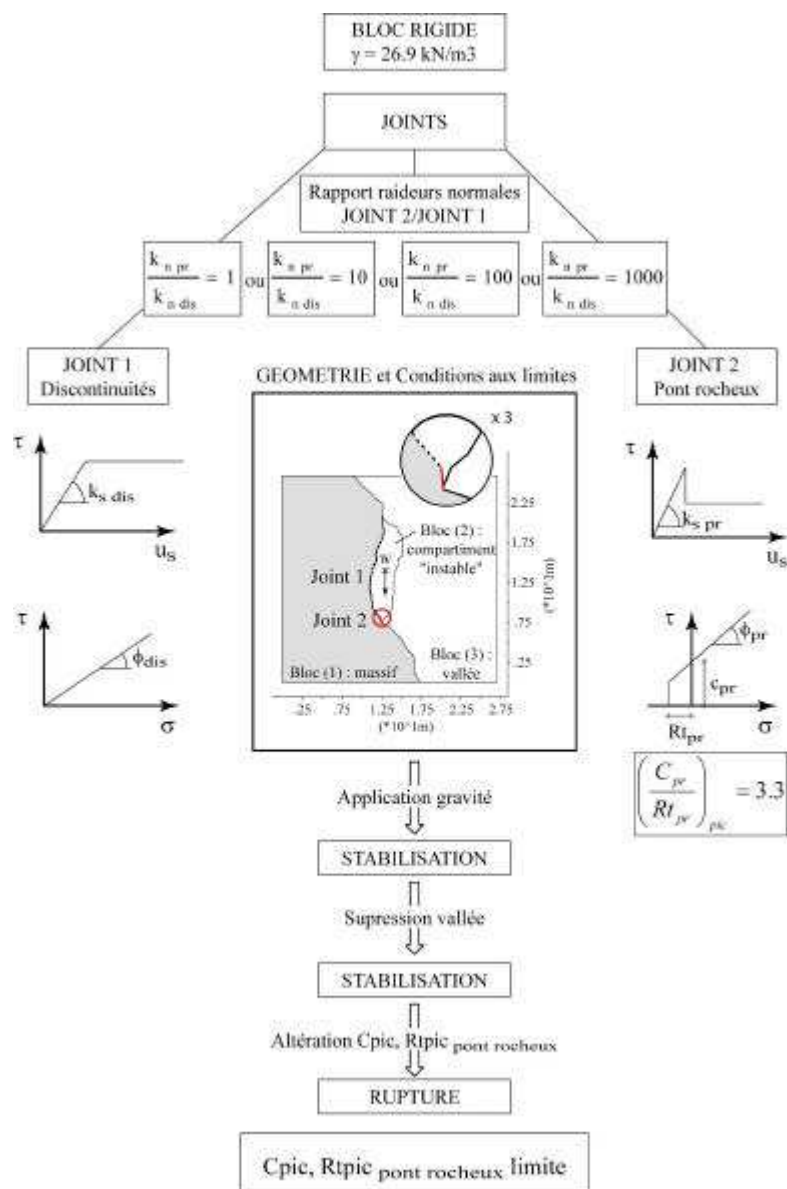


Figure 3.13 : Récapitulatif des paramètres utilisés dans les modèles et déroulement du calcul

5. Analyse en retour

Pour la plupart des éboulements que nous avons étudiés, la masse éboulée semble s'être initialement déplacée de manière monolithique compte tenu des volumes considérés (24 à 6000 m³) (Figure 3, Partie 2). Les mécanismes de rupture sont donc relativement simples. On distingue des basculements et des glissements.

5.1. Basculements

Ce terme, équivalent à toppling, regroupe à la fois des mécanismes de basculement de bloc monolithique et des mécanismes plus complexes de fauchage de versant. Les cas d'instabilité étudiés ici correspondent à des cas de basculement de bloc monolithique. On distingue deux modes de basculement suivant la nature des liaisons entre le compartiment et le massif :

- Contact face contre face uniquement ; le mécanisme est isostatique (cf. 5.1.1 Partie 3).
- Contact face contre face (*équivalent d'un encastrement en calcul de structure*) et contact face contre arête (*équivalent à un appui simple en calcul de structure*) ; dans ce cas le mécanisme est hyperstatique (cf. 5.1.2 Partie 3) ;

5.1.1. Mécanismes isostatiques

5.1.1.1 Eboulement de l'Echarina 2

A/ Présentation

L'éboulement de l'Echarina 2 se situe au milieu de la falaise délimitant au nord le plateau de Sornin (1400-1600 m). Cette falaise de calcaire urgonien, de direction N 150, imposante par sa longueur (3.5 km) et sa hauteur (entre 200 à 250 m), domine un versant boisé incliné d'environ 35°. Celui-ci rejoint la plaine au niveau du village de Noyarey vers 250 m d'altitude. Les couches sont orientées N115/10 SW. L'interprétation des photos aériennes du versant met en évidence trois directions de fractures : famille 1, N170-0 ; famille 2, N50-70 et famille 3: N140-150. Le réseau karstique est fortement développé dans ce secteur. Il existe de nombreux lapiez et des chenaux de dimension décimétrique à métrique au sommet de la falaise. Par comparaison des modèles numériques de terrain avant et après l'éboulement, nous avons calculé un volume éboulé de 147 m³. Cette instabilité est survenue entre janvier 2000 et mai 2002. La masse éboulée, haute de 14 m, est limitée latéralement par deux surfaces très lisses légèrement déversantes, d'orientation N55/80NW et N150/85SW (Figure 3.8 et Figure 3.14). La base est marquée par une surface moins inclinée de direction N25. Elle se trouve dans un niveau de calcaire gélif dessinant très nettement un abri sous roche de part et d'autre de la cicatrice (Figure 3.14 A et Figure 3.14 B). Les surfaces latérales N55 et N150 étaient visiblement ouvertes depuis longtemps (dépôts calcitiques et ouverture

encore visible de l'une des fractures à l'intersection du dièdre). La surface basale (4m^2) présente 0.9 m^2 de rupture de ponts rocheux (Figure 3.14 B). Des débris recouvrent une partie du pied de la cicatrice et cela pourrait cacher d'autres ponts rocheux.

D'après la configuration générale de la cicatrice, l'axe du basculement était probablement dans la direction du plan basal. L'analyse en deux dimensions se fera donc dans le plan perpendiculaire à cette direction (Figure 3.14 et Figure 3.15), c'est-à-dire selon la direction N115.

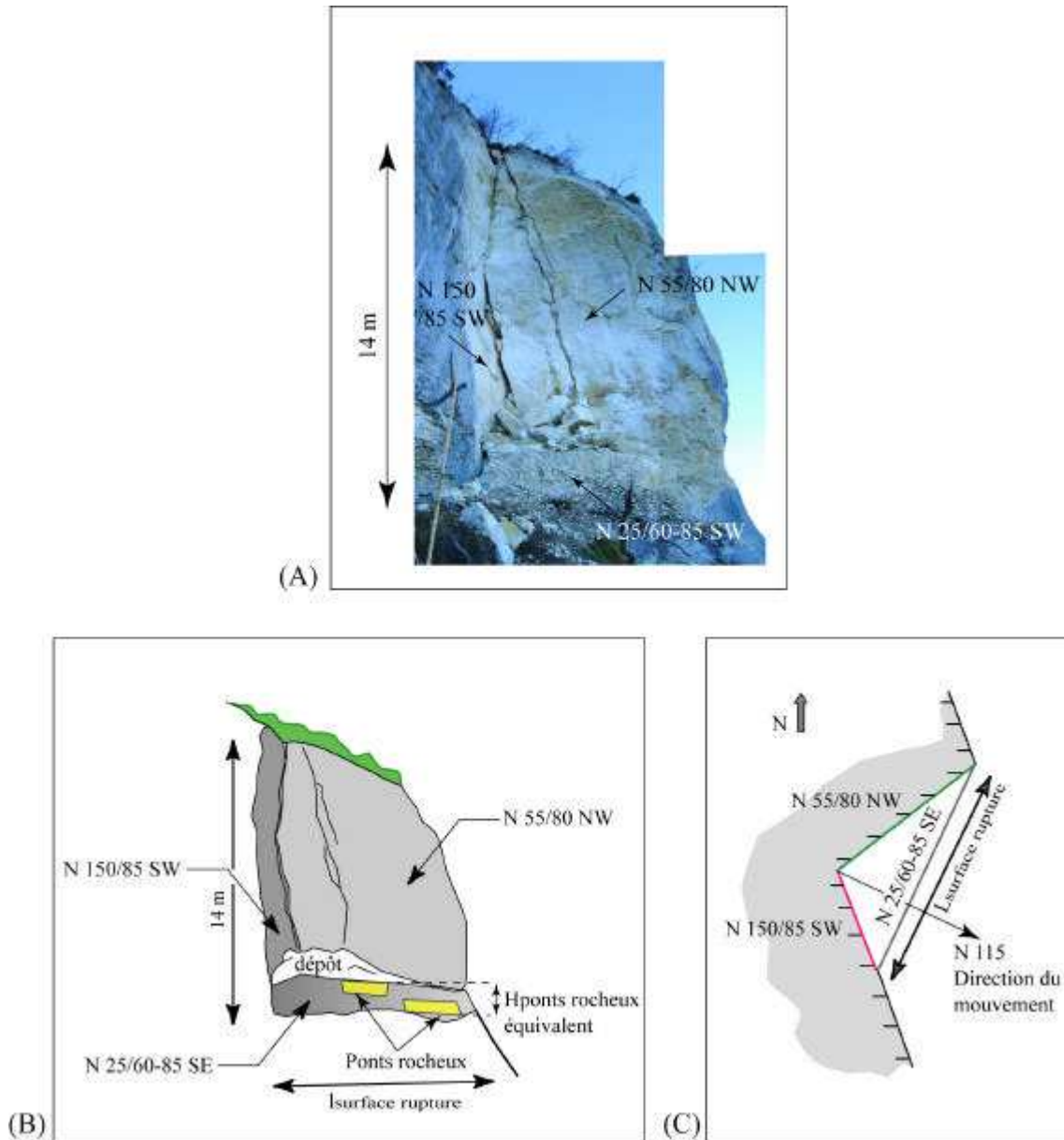


Figure 3.14 : (A) Photographie, (B) schéma de la cicatrice de l'Echarina 2, vue de face et (C) vue schématique du dessus

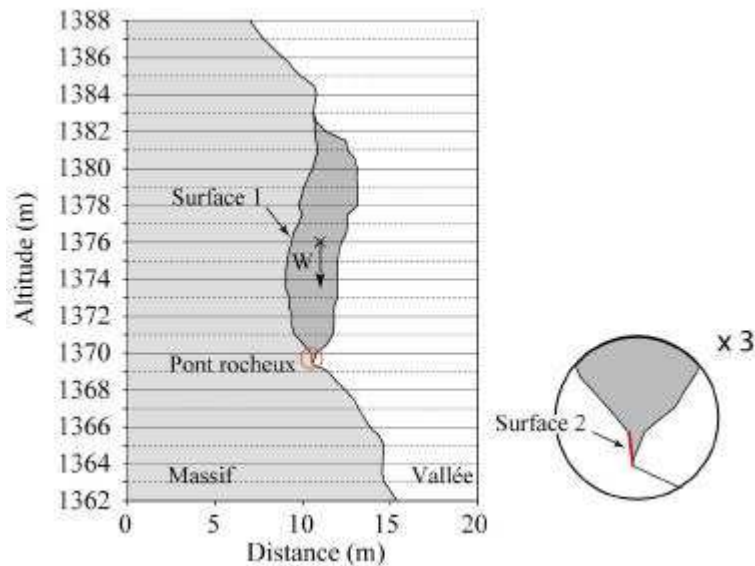


Figure 3.15 : Profil réalisé à partir du modèle numérique de terrain suivant la direction N115

B/ Méthode à l'équilibre limite

La projection du centre de gravité est en dehors de la surface d'appui (Figure 15) ; une rupture par basculement est donc possible. Dans l'hypothèse d'un basculement, la surface arrière (surface 1, Figure 15) globalement déversante est sollicitée en traction. Aucune rupture de ponts rocheux n'ayant été observée sur cette surface, on peut en conclure qu'il ne présentait aucune résistance en traction ; seule la surface basale (surface 2, Figure 15) a fourni une résistance. D'après les observations sur la cicatrice, la surface 1 (surface 1, Figure 15) est suffisamment ouverte (cm) pour qu'il n'y ait pas eu de pression hydraulique. L'équilibre des forces selon X et Y et l'équilibre des moments sont décrits ci-dessous (Figure 3.16) :

$$/X : N_2 = W \cos\alpha \quad [3.18]$$

$$/Y : T_2 = W \sin\alpha \quad [3.19]$$

$$/M_0 : M_{fz} = W \cdot dw \quad [3.20]$$

avec :

- W : poids de la masse instable ;
- N_2 et T_2 : réactions normale et tangentielle le long du pont rocheux ;
- M_{fz} : moment de flexion sur le pont rocheux ;
- dw : bras de levier entre W et le point 0.

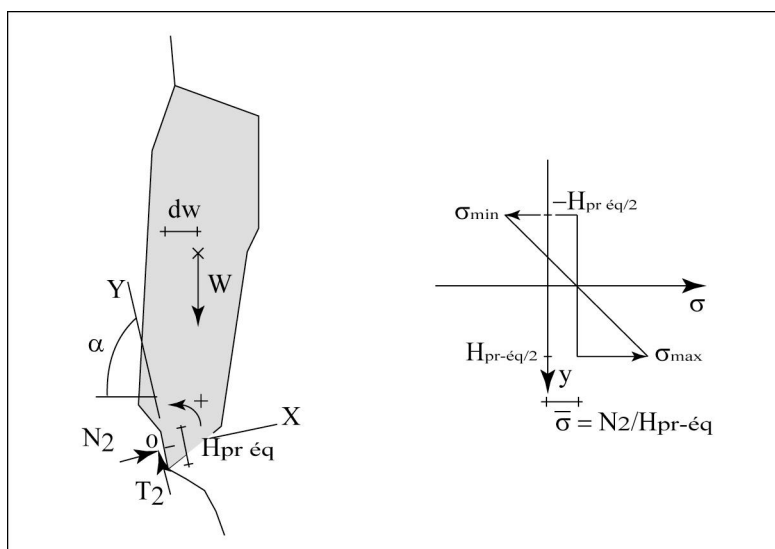


Figure 3.16 : Décomposition des forces et hypothèse de répartition des contraintes normales le long du pont rocheux, éboulement de l'Echarina 2

Nous supposons que la surface de rupture sur laquelle se trouve les ponts rocheux est répartie sur une largeur $l_{\text{surface rupture}}$ de 4.7 m et une hauteur de pont rocheux équivalent $H_{\text{pr-éq}}$ de 0.74 m (définie par les limites haute et basse de la zone de ponts rocheux) (Figure 3.14 B).

Si nous adoptons l'hypothèse d'une répartition linéaire de la contrainte normale s_n le long du pont rocheux, (Figure 3.16), celle-ci est donnée par l'expression :

$$s_n = \frac{s_{\text{max}} - \bar{s}}{H_{\text{pr-éq}}} 2y + \bar{s} \quad [3.21]$$

avec :

- σ_{max} : contrainte normale maximale le long du pont rocheux (compression) ;
- $\bar{\sigma}$: contrainte moyenne ;
- $H_{\text{pr-éq}}$: hauteur du pont rocheux équivalent utilisée dans le modèle.

La contrainte moyenne se calcule ainsi :

$$\bar{s} = \frac{N_2}{H_{\text{pr-éq}} \cdot l_{\text{surface rupture}}} \quad [3.22]$$

Le moment de flexion M_{fz} se détermine de la manière suivante :

$$M_{fz} = \int_{-H_{pr\acute{e}q}/2}^{H_{pr\acute{e}q}/2} s_n \times y \cdot dy \cdot l_{\text{surface rupture}} \quad [3.23]$$

A partir des équations [3.21] et [3.23], nous en déduisons l'expression du moment de flexion :

$$M_{fz} = \frac{s_{\max} \bar{s}}{6} \cdot H_{pr\acute{e}q}^2 \cdot l_{\text{surface rupture}} \quad [3.24]$$

A partir des équations [3.18], [3.20], [3.22] et [3.24], nous obtenons la contrainte normale maximale (σ_{\max}) le long du pont rocheux :

$$s_{\max} = \left[W \cdot dw + \frac{N_2}{6} H_{pr\acute{e}q} \right] \cdot \frac{6}{H_{pr\acute{e}q}^2 \cdot l_{\text{surface rupture}}} \quad [3.25]$$

On peut maintenant calculer la contrainte normale à l'endroit où le critère de rupture du pont rocheux équivalent est atteint, c'est-à-dire à l'extrémité supérieure de celui-ci ($y = -\frac{H_{pr\acute{e}q}}{2}$) :

$$s_{\min} = 2 \frac{N_2}{H_{pr\acute{e}q}} - s_{\max} \quad (\text{Figure 3.16}) \quad [3.26]$$

A partir des équations [3.24] et [3.25], nous obtenons l'expression de σ_{\min} suivante :

$$\sigma_{\min} = \frac{3N_2}{H_{pr\acute{e}q}} - \frac{6Wdw}{H_{pr\acute{e}q}^2} \quad [3.27]$$

En supposant une répartition constante de la contrainte tangentielle (τ_{moy}) le long du pont rocheux, celle-ci est donnée par l'expression :

$$t_{\text{moy}} = \frac{T_2}{H_{pr\acute{e}q} \cdot l_{\text{surface rupture}}} \quad [3.28]$$

En se basant sur un rapport cohésion/résistance à la traction (c/σ_t) de 3.3, nous obtenons un couple de valeurs ($c_{\text{mod}}, \sigma_{t \text{ mod}}$) égal à (18 MPa, 5.4 MPa), qui définit le critère de rupture du pont rocheux équivalent.

Les paramètres correspondant aux ponts rocheux réels sont donnés par les expressions :

$$\sigma_{t \text{ éq}} \cdot (H_{\text{pr éq}} \cdot l_{\text{surface rupture}}) = \sigma_{t \text{ réelle}} \cdot S_{\text{pr}} \quad [3.29]$$

Dans le cas de l'Echarina 2, nous déterminons ainsi un vecteur contrainte sur les ponts rocheux puis un couple (c, σ_t) de (69 MPa, 21 MPa) (Figure 3.17). Nous obtenons des valeurs nettement supérieures à celles obtenues en laboratoire. Nous commenterons ces résultats par la suite.

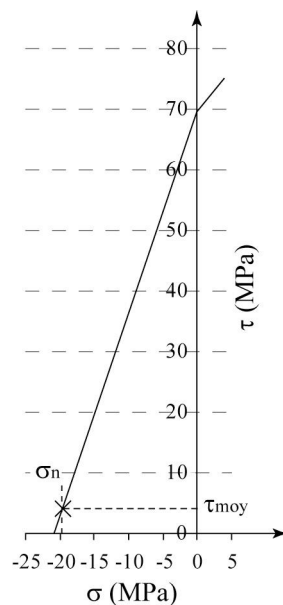


Figure 3.17 : Critère de rupture en traction pour le pont rocheux et vecteur contrainte à l'extrémité supérieure du pont rocheux

C/ Méthode des éléments distincts

La géométrie du modèle numérique 2D est obtenue à partir du MNT, en choisissant le profil le plus représentatif. La hauteur du pont rocheux équivalent ($H_{\text{pr éq}} = 0.75 \text{ m}$), est définie comme dans le cas précédent, c'est-à-dire à partir des limites haute et basse de la zone de ponts rocheux (joint 2).

Contraintes obtenues

Après suppression du bloc « vallée » et stabilisation, on constate un mouvement de basculement du bloc (2) suivant un axe proche de sa base (Figure 3.18). La répartition des contraintes est la suivante :

- au niveau des discontinuités préexistantes, $\sigma_n=0$. Sous l'effet du basculement, les joints sont sollicités en traction. Comme ils ne présentent aucune résistance, il y a décollement.
- le pont rocheux est sollicité en traction dans sa partie supérieure et en compression dans sa partie inférieure (Tableau 3-12).

Partie :	σ (MPa)	τ (MPa)
1- Supérieure	-1.5	1.1
2- Inférieure	2.2	1.1

Tableau 3-12 : Répartition des contraintes sur le pont rocheux dans le modèle

Etude de sensibilité au rapport des raideurs et à l'angle de frottement des discontinuités

Dans ce modèle, le poids du bloc 2 est repris par le pont rocheux. Le rapport des raideurs des discontinuités et du pont rocheux, ainsi que l'angle de frottement des discontinuités, ne jouent donc pas.

Caractéristiques mécaniques obtenues

La résistance à la traction ($\sigma_{\text{tréelle}}$) correspondant à la surface réelle de pont rocheux ($S_{\text{pr}} = 0.9 \text{ m}^2$) est définie grâce à l'équation [3.29]. On obtient une valeur de 4 MPa.

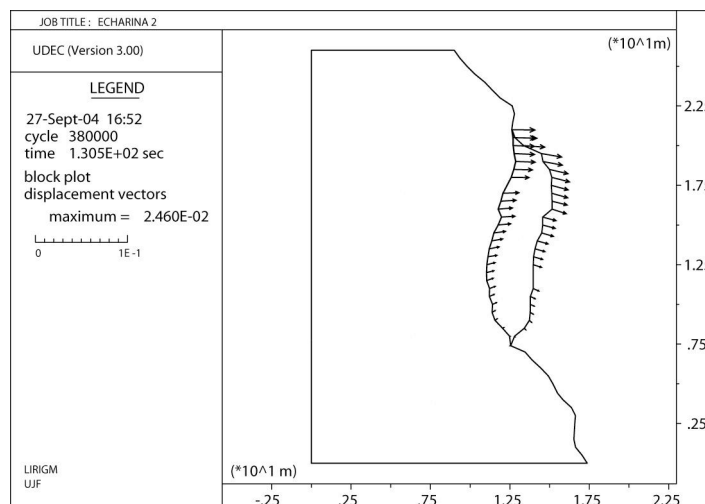


Figure 3.18 : Vecteurs déplacements après rupture du pont rocheux, cas de l'Echarina 2

D/ Comparaison entre les deux méthodes

Au niveau du joint représentant le pont rocheux équivalent, le programme UDEC calcule les forces qui s'exercent à ses extrémités, ainsi que les contraintes sur le joint, qui sont supposées réparties uniformément sur chaque moitié du joint (Figure 3.19). Pour les contraintes normales, cette distribution n'est pas statiquement équivalente (en terme de moment) au système de forces qui s'exerce sur le joint. Par rapport à la distribution que nous avons adoptée dans le calcul analytique, elle conduit à des contraintes extrêmes plus proches de la contrainte moyenne et donc à une traction plus faible à l'extrémité supérieure du joint.

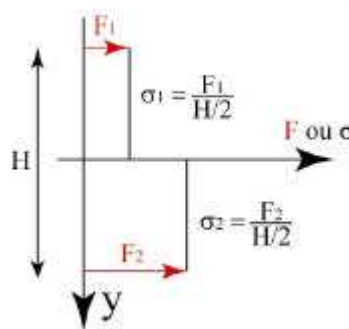


Figure 3.19 : Principe de répartition des forces et des contraintes le long d'un joint de hauteur H

En effet, pour un même moment M_z exercé sur le joint, les écarts entre contrainte moyenne et contraintes extrêmes sont :

$$\text{- pour le calcul analytique (pour } l_{\text{surface rupture}} \text{)} : \sigma_{\text{max}} - \bar{\sigma} = \frac{6M_z}{H_{\text{pr \acute{e}q}}^2} \quad [3.303]$$

$$\text{- pour les \acute{e}l\acute{e}ments distincts: } \sigma_{\text{max}} - \bar{\sigma} = \frac{2M_z}{H_{\text{pr \acute{e}q}}^2} \quad [3.313]$$

Les valeurs numériques de ces écarts entre contrainte moyenne et contraintes extrêmes sont présentées en Annexe C-III.

Nous trouvons ainsi à l'extrémité supérieure du pont rocheux équivalent, une contrainte normale de -1,5 MPa pour les éléments distincts, au lieu de -5,1 MPa avec le calcul analytique (pour une contrainte moyenne de +0,35 MPa). La traction à l'extrémité du pont rocheux, donnée par le code UDEC, est donc sous-estimée. Pour avoir une valeur plus proche de la réalité, il convient de recalculer les contraintes extrêmes à partir du système de forces donné par UDEC (lorsque l'équilibre est atteint), en adoptant une distribution linéaire, plus réaliste, de la contrainte normale sur le joint. On obtient ainsi, pour l'écart entre contrainte moyenne et contraintes extrêmes :

$$\sigma_{\max} - \bar{\sigma} = \frac{6M_{\bar{z}}}{H_{\text{pr \acute{e}q}}^2} = \frac{3(F_1 - F_2)}{H_{\text{pr \acute{e}q}}} \quad [3.32]$$

Et pour la contrainte minimale (traction) :

$$\sigma_{\min} = 2\bar{\sigma} - \frac{3(F_1 - F_2)}{H_{\text{pr \acute{e}q}}} \quad [3.33]$$

E/ Résultats

La répartition linéaire des contraintes, telle qu'elle est utilisée dans le calcul analytique semble plus réaliste. Nous choisisons de ne présenter en synthèse que les résultats du calcul analytique (Tableau 3-13). Néanmoins en terme de moment de flexion, les résultats de UDEC sont équivalents aux résultats du modèle à l'équilibre limite. Dans certains cas plus complexes, le calcul analytique peut devenir un problème hyperstatique. Il est alors intéressant d'utiliser d'une part les résultats de UDEC en terme de moment de flexion, puis de calculer d'autre part les contraintes (σ_{\max} et σ_{\min}) le long du pont rocheux à partir de ce moment de flexion.

Dans les deux méthodes, le fait que la contrainte tangentielle (τ) est constante le long du pont rocheux constitue cependant une hypothèse très forte et discutables compte tenu du fait que nous nous intéressons aux contraintes à l'extrémité du pont rocheux.

Les caractéristiques mécaniques des ponts rocheux obtenues sont très supérieures à celles obtenues en laboratoire ($c=23.3$ MPa, $\sigma_t=7.0$ MPa). Ceci pourrait s'expliquer par le fait que l'ensemble des surfaces de rupture de ponts rocheux n'aurait pas été observé car des débris recouvrent une partie de la base de la cicatrice.

Volume (m ³)	147
Surface de pont rocheux : S _{pr} (m ²)	0.9
Hauteur de pont rocheux équivalent : H _{pr \acute{e}q} (m)	0.75
(c, σ_t) réelle (MPa)	(69, 21)

Tableau 3-13 : Evaluation des paramètres de résistance des ponts rocheux (valeurs obtenues par modèle analytique), éboulement de l'Echarina 2

5.1.1.2 Eboulement du Ranc

A/ Présentation

Le 30 janvier 2004 à 18h00, au niveau des rochers du Ranc, dans la partie aval des gorges de la Bourne (Isère), une masse rocheuse d'environ 2000 m³ est tombée sur une voiture, tuant ses deux occupants. Cette masse constituait un surplomb de 2.5 mètres d'épaisseur moyenne. Elle a laissé une cicatrice d'une hauteur maximale de 20 mètres sur 50 mètres de largeur (Figure 3.20).

La cicatrice est délimitée par : (1) en partie haute, un joint de stratification N0-5/15-20 E ; (2) en arrière, une surface d'orientation moyenne N80-95/80-85 S (1050 m²). Dans sa partie supérieure, elle présente localement deux sous-surfaces singulières d'orientation N40-45 plongeant vers le Sud-Est. Dans sa partie basse, elle devient déversante et comporte des zones de rupture de matrice rocheuse (52 m² au total) représentées sur le modèle numérique de terrain élaboré pour notre analyse géomécanique (Figure 3.21). Une troisième surface (3), subverticale, constitue une surface de dégagement sur le coté ouest. En dehors des zones de rupture, la cicatrice présente des traces d'altération et de circulation d'eau : concrétions et dépôts de calcite.

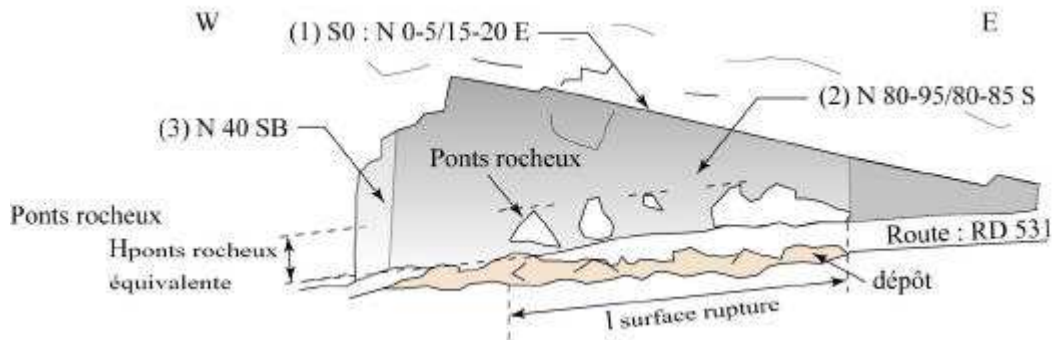


Figure 3.20 : Schéma de la cicatrice de l'éboulement du Ranc

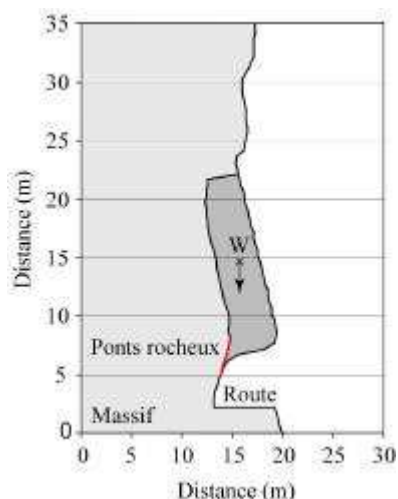


Figure 3.21 : Profil réalisé à partir du modèle numérique de terrain

B/ Méthode à l'équilibre limite

Nous nous trouvons dans le même cas que celui de l'Echarina 2, c'est-à-dire une masse surplombante avec projection du point d'application du poids propre en dehors de la surface d'appui (Figure 3.22) et une résistance présente à la base de la cicatrice. Avec une hauteur et une largeur équivalente de ponts rocheux respectivement de 3.5 m ($H_{pr \text{ éq}}$) et 35 m ($l_{\text{surface rupture}}$), nous déterminons pour le pont rocheux réel :

- le vecteur contrainte à l'extrémité supérieure du pont rocheux équivalent $(\sigma, \tau) = (-3.1, 1.1 \text{ MPa})$
- puis un couple $(c, \sigma_t) = (11.4, 3.5 \text{ MPa})$.

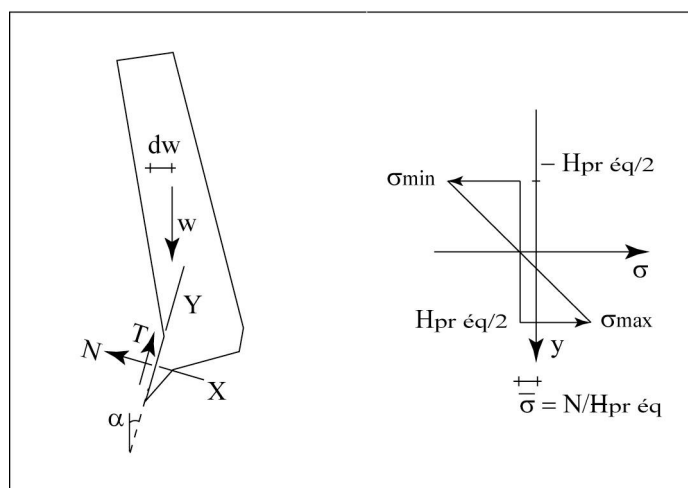


Figure 3.22 : Décomposition des forces et hypothèse de répartition des contraintes normales le long du pont rocheux, éboulement du Ranc

C/ Méthode des éléments distincts

Le modèle numérique de terrain utilisé pour cette analyse est illustré sur la Figure 3.21. Nous présentons ci-dessous les résultats.

Etat de contraintes

On observe que le bloc bascule suivant un axe proche de sa base (Figure 3.23). Ainsi au niveau des discontinuités préexistantes, on observe essentiellement du décollement (joints 1). Seule une zone en amont du pont rocheux, de 50 cm de long, est sollicitée en cisaillement avec σ_n positive. Le pont rocheux est sollicité en traction-cisaillement dans sa partie supérieure (longueur = 1.73 m) et en compression-cisaillement dans sa partie inférieure (longueur = 1.72 m) (Tableau 3-14).

	Partie :	σ_n (MPa)	τ (MPa)	F_N (N)	F_T (N)
Pont rocheux	1- Supérieure	-0.57	0.46	-10^6	$7.9 \cdot 10^5$
	2- Inférieure	0.24	0.46	$4.15 \cdot 10^5$	$7.9 \cdot 10^5$
Discontinuité	1- Supérieure	0.21	-0.07	$5.6 \cdot 10^4$	$-1.93 \cdot 10^4$
	2- Inférieure	0.09	0.005	$2.4 \cdot 10^4$	$1.3 \cdot 10^3$

Tableau 3-14 : Répartition des contraintes au niveau du pont rocheux pour $k_{n\ pr}/k_{n\ dis} = 10$

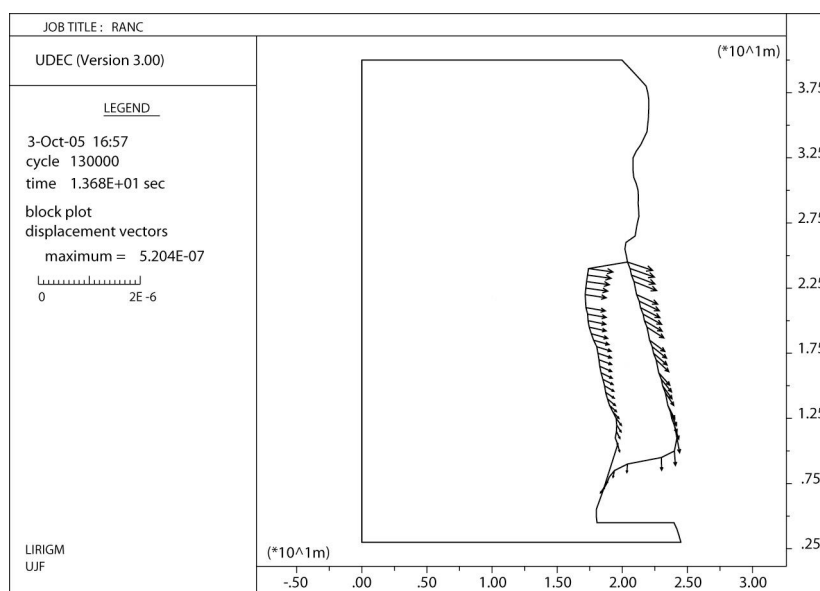


Figure 3.23 : Vecteurs déplacements avant rupture, cas du Ranc

Etude de sensibilité au rapport des raideurs et à l'angle de frottement des discontinuités

Les sollicitations sont reprises en grande majorité par le pont rocheux car seule une très faible partie du joint 1 (longueur 0.5 m) est sollicitée en cisaillement. Le rapport des raideurs de la discontinuité et du pont rocheux, ainsi que l'angle de frottement de la discontinuité, n'influent pas de manière significative sur les résultats. La rupture se produit sur la moitié supérieure du pont rocheux selon le critère : $\sigma_n = -\sigma_t$.

Caractéristiques mécaniques obtenues

Partant du constat fait pour le cas de l'Echarina 2, la répartition linéaire des contraintes, telle qu'elle est utilisée dans le calcul analytique, semble plus réaliste. Cependant, en terme de moment de flexion, les résultats de UDEC sont équivalents aux résultats du modèle à l'équilibre limite.

Le moment de flexion s'exprime ainsi :

$$M_{\dot{z}} = F_1 \frac{H_{\text{pr éq}}}{2} + F_2 \frac{H_{\text{pr éq}}}{2} \quad [3.34]$$

où F_1 et F_2 sont les efforts aux deux extrémités du pont rocheux.

En considérant ce moment de flexion [3.34] et une répartition linéaire des contraintes, nous pouvons calculer la contrainte normale de traction à l'extrémité du pont rocheux (σ_{\min}) [3.33].

Nous obtenons, pour le pont rocheux réel :

- le vecteur contrainte à l'extrémité supérieure (σ, τ) : (-2.8, 1.1 MPa)
- puis un couple (c, σ_t) = (10.4, 3.2 MPa).

E/ Résultats

Le vecteur-contrainte, calculé par la méthode des éléments distincts modifiée, et le couple (c, σ_t) qui en découle sont légèrement plus faibles que ceux obtenus avec le modèle à l'équilibre limite. La méthode des éléments distincts prend en compte les efforts repris par le pont rocheux mais aussi par la discontinuité en amont du pont rocheux. Traité avec le modèle analytique, le problème deviendrait hyperstatique. Traité par une analyse en contrainte-déformation, nous obtenons un moyen rigoureux de définir les caractéristiques mécaniques des ponts rocheux. Dans ce cas, la différence entre les deux méthodes est d'à peine 9%.

Volume (m ³)	2200
Surface de pont rocheux : S _{pr} (m ²)	52
Hauteur équivalente de pont rocheux : H _{pr éq} (m)	3.5
(c, σ _t) réelle (MPa)	(10.4, 3.2)

Tableau 3-15 : Caractéristiques mécaniques des ponts rocheux obtenues à partir de la méthode des éléments distincts pour l'éboulement du Ranc

5.1.1.3 Eboulement de la Roche du Midi

A/ Présentation

Cet éboulement d'environ 300 m³ s'est produit au niveau de la Roche du Midi, sur le rebord occidental du Vercors septentrional. La cicatrice se situe en partie médiane de la falaise haute de 200 m. Les couches sont d'orientation N5/5E et la falaise est marquée par deux familles de fractures : N10-30 verticale et N110-140 verticale. On retrouve ces directions de familles au niveau de la cicatrice (Figure 3.24). La surface de rupture, très irrégulière, est formée de 2 surfaces :

- en rive gauche, une surface subverticale de 177 m², de direction N25 à N40 dont le pendage est difficilement mesurable à cause de sa grande ondulation (JRC 20 à l'échelle décimétrique). Elle présente une croûte de calcite bien développée en partie haute ; vers le bas cette croûte se réduit à une fine pellicule. Les cassures fraîches de matrice rocheuse sont uniquement présentes sur cette surface, la zone majoritaire (4m²) se situant à la base de la cicatrice (Figure 3.24).
- en rive droite, une surface plus plane, peu étendue, de direction N130 et marquée par de nombreuses concrétions bien développées attestant d'une ouverture bien avant la rupture. D'un point de vue mécanique, elle n'a donc pas joué un rôle important.

Nous nous trouvons dans un cas de figure similaire à celui de l'éboulement de l'Echarina 2. La projection du centre de gravité de la masse semble se situer au-delà de la surface d'appui, ce qui implique une possible rupture par basculement.

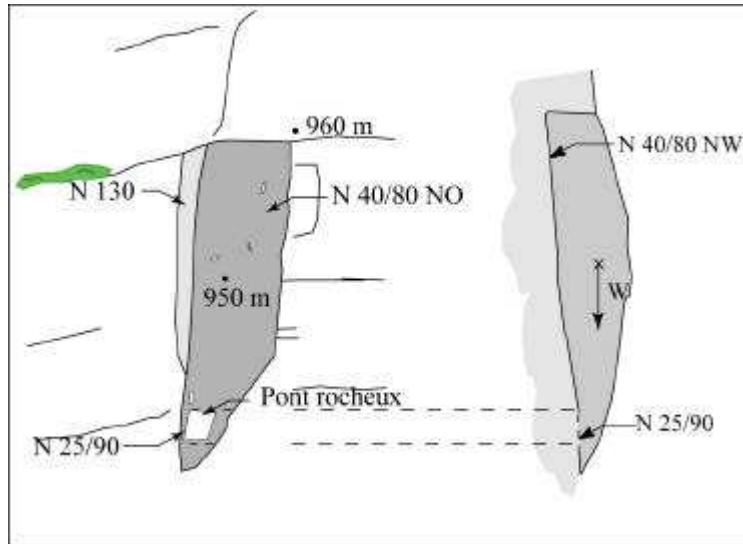


Figure 3.24 : Schéma de la cicatrice et profil de l'éboulement de la roche du Midi

B/ Méthode à l'équilibre limite

Nous avons considéré uniquement le pont rocheux de 5 m^2 à la base de la cicatrice.

L'équilibre des forces selon X et Y et l'équilibre des moments sont décrits de la même manière que dans le cas de l'Echarina 2 (cf. 5.1.1.1 B/ Partie 3) (Figure 3.25).

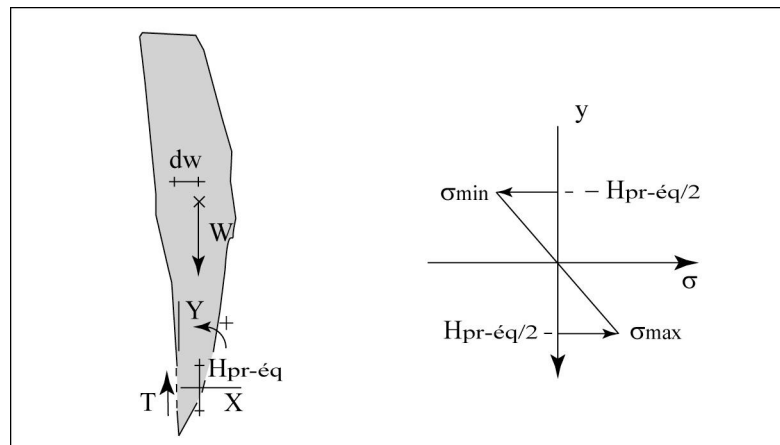


Figure 3.25 : Décomposition des forces et hypothèse de répartition des contraintes normales le long du ponts rocheux, éboulement de la Roche du Midi

C/ Résultats

Pour une largeur de la surface de rupture de 3.5 m et une hauteur équivalente de pont rocheux ($H_{pr-éq}$) de 2 m , nous obtenons un état de contrainte correspondant à la surface réelle

de ponts rocheux (4 m^2) suivant ($\sigma_n : -1.8 \text{ MPa}$, $\tau : 1.2 \text{ MPa}$). Nous en déduisons un couple cohésion, résistance suivant :

Volume (m^3)	300
Surface de pont rocheux : S_{pr} (m^2)	4
Hauteur de pont rocheux : $H_{pr \text{ éq}}$ (m)	2
(c, σ_t) réelle (MPa)	(7.5, 2.2)

Tableau 3-16 : Paramètres principaux et caractéristiques mécaniques des ponts rocheux (obtenues par équilibre limite), pour l'éboulement de la Roche du Midi

5.1.2. Cas hyperstatique : Goule Blanche

A/ Présentation

L'éboulement de Goule Blanche est survenu autour de l'année 2000. Cette masse rocheuse d'environ 30 m^3 s'est détachée du sommet des falaises de calcaire urgonien qui constituent les gorges amont de la Bourne (Vercors). Les couches sont sub-horizontales et la falaise, haute de 200 mètres, est découpée par deux familles de fractures : famille 1, N64/80SE ; famille 2, N152/78SW. Nous retrouvons ces deux directions de fractures au niveau de la cicatrice. Ainsi la surface de rupture est limitée à la base par un plan de stratification (1), en rive droite par une surface de rupture N150/85-90SW (2), en rive gauche par un plan N65/80-90SE (3) (Figure 3.26 A). A l'intersection de ces deux plans, au pied de la cicatrice, un plan singulier de direction N30-35/7NW (4) présente une cassure fraîche de matrice rocheuse de 0.2 m^2 (Figure 3.26 B). Les deux faces latérales, verticales à déversantes, présentent de nombreux cristaux de calcite et des racines. Essentiellement prédécoupé, le compartiment semblait reposer en partie basse sur le plan de stratification et était retenu à l'arrière grâce aux ponts rocheux présents sur le plan singulier (4). La reconstitution de la géométrie initiale montre que la projection du centre de gravité de la masse rocheuse se trouve à l'extérieur de sa surface d'appui (1) (Figure 3.26 C).

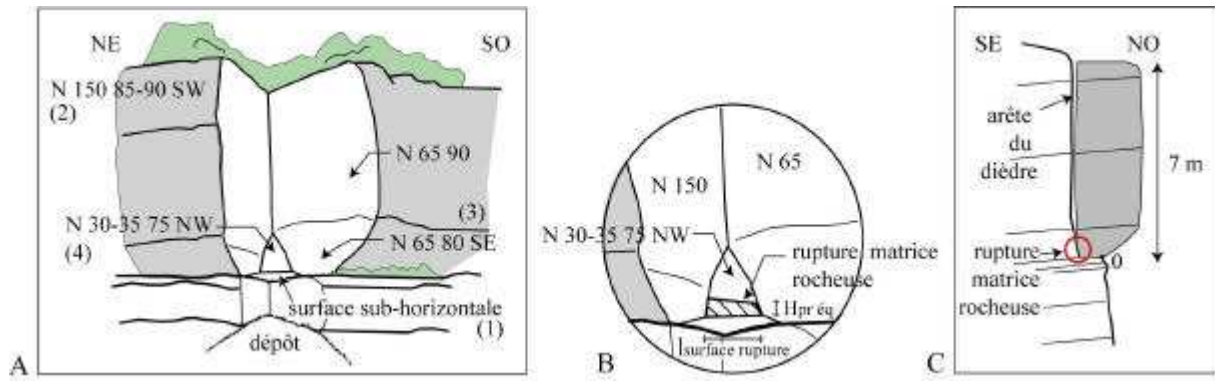


Figure 3.26 : Schéma de la cicatrice, (B) schéma de la zone de rupture de matrice rocheuse et (C) profil initial

B/ Méthode à l'équilibre limite

La surface de stratification ne présente aucune résistante en traction (pas de témoin de ponts rocheux), on considère le basculement de la masse avec rotation du bloc autour du point 0. Les efforts sur le point de contact 0 et le pont rocheux sont présentés sur la Figure 3.27 A. Notons que dans ce cas, la surface équivalente $S_{\text{éq}}$ correspond à la surface de ponts rocheux. Nous introduirons directement la cohésion et la surface de ponts rocheux (c_{pr} et S_{pr}) dans les critères de rupture.

$$/X : T_1 - R_2 \cdot \cos(\delta + \pi/2 - \beta) = 0 \quad [3.35]$$

$$/Y : N_1 + R_2 \cdot \sin(\delta + \pi/2 - \beta) - W = 0 \quad [3.36]$$

$$/M_0 : R_2 \cdot dr_x - W \cdot dw = 0 \quad [3.37]$$

$$T_1 = N_1 \cdot \tan \psi_1 + c_1 \cdot S_1 ; N_1 > 0 \text{ et } c_1 = 0 \text{ (point 0, Figure 3.27 B)} \quad [3.38]$$

$$T_2 = N_2 \cdot \tan \psi + c_{\text{pr}} \cdot S_{\text{pr}} ; \text{(ponts rocheux, Figure 3.27 C)} \quad [3.39]$$

- W : poids de la masse instable ;
- R_2 : réaction exercée par le pont rocheux sur la masse instable (N_2 et T_2 : composantes normale et tangentielle) ;
- R_1 : réaction exercée au point de contact 0 sur la masse instable (N_1 et T_1 : composantes normale et tangentielle) ;
- dr_2 : bras de levier entre R_2 et le point 0 et $dr_x = dp \cdot \cos(\beta - \alpha - \delta)$ avec :
 - dp : distance entre le point 0 et le milieu du pont rocheux P ;
 - α : angle entre la direction du segment [OP] et l'horizontale ;
 - dw : bras de levier entre W et le point 0 ;
 - δ : angle entre R_2 et la normale au pont rocheux ;

- β : angle entre le pont rocheux et l'horizontale ;
- c_1, ϕ_1 et c_{pr}, ϕ_{pr} : cohésions et angles de frottement du point de contact 0 et du pont rocheux ;
- σ_{tpr} : résistance à la traction du pont rocheux ;
- S_{pr} : surface du pont rocheux.

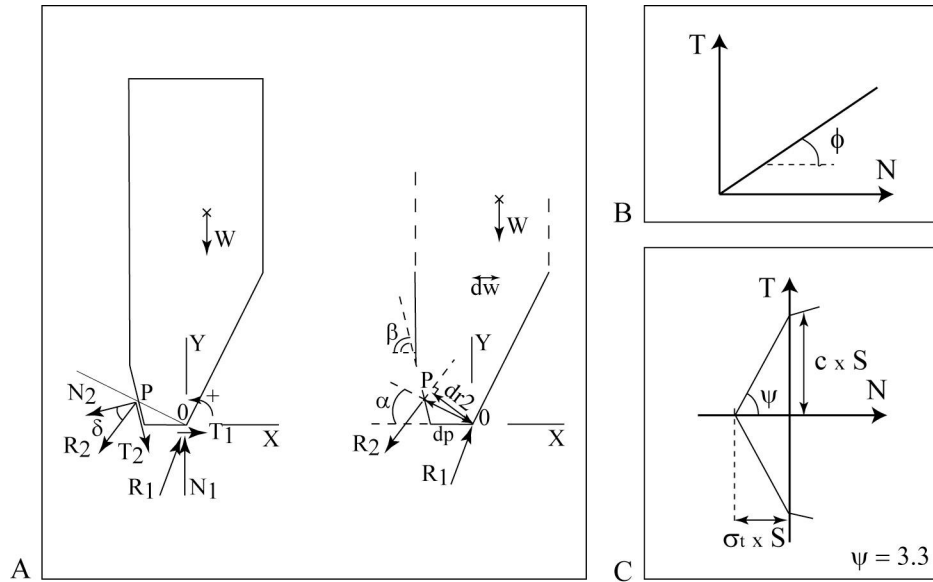


Figure 3.27 : (A) Décomposition des forces et critères de rupture en compression pour le plan 1 (B) et en traction pour le pont rocheux (C)

Sachant qu'il y a eu rupture du pont rocheux, la résolution se passe en deux étapes :

- (1) résoudre le système formé par les 4 équations [3.35] à [3.37] et [3.39], puis
- (2) vérifier si l'on reste dans le domaine fixé par le critère du joint 1 : $T_1 \leq N_1 \tan \phi_1$ [3.38] (en effet le basculement peut se faire avec ou sans glissement sur le point de contact 0) ; si cela n'est pas le cas, on impose $T_1 = N_1 \tan \phi_1$.

Lors de la première étape, il y a 5 inconnus : $N_1, T_1, R_2, \delta, C_{pr}$, et 4 équations [3.35] à [3.37] et [3.39]. Pour résoudre ce problème hyperstatique, nous déterminons l'angle δ en utilisant le principe du travail maximum (Panet, 1987). La sollicitation limite du pont rocheux R_2 est située sur le critère de rupture linéaire décrit sur la Figure 3.27 C. Pour un déplacement de direction \vec{u} , l'extrémité du vecteur R_2 est le point pour lequel $\vec{R}_2 \cdot \vec{u}$ est maximum (Figure 3.28). Dans le cas de Goule Blanche, le pont rocheux est sollicité en cisaillement pur, les résultats de l'analyse montrent une cohésion de 14 MPa et le critère $T_1 \leq N_1 \tan \phi_1$ [3.38] est vérifié ($750 \text{ kN} < 3813 \text{ kN} \times \tan 30^\circ$).

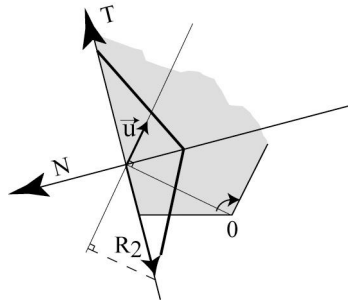


Figure 3.28 : Principe du travail maximum

C/ Résultats

Les résultats de l'analyse sont décrits ci-dessous :

Volume (m ³)	30
Surface de pont rocheux : S _{pr} (m ²)	0.2
(c, σ _t) réelle (MPa)	(14, 4.2)

Tableau 3-17 : Paramètres principaux utilisés dans la modélisation et caractéristiques mécaniques des ponts rocheux (obtenues par équilibre limite), pour l'éboulement de Goule Blanche

5.2. Glissements

Dans les massifs rocheux, les glissements de masses monolithiques sont généralement des glissements translationnels. Nous distinguons deux types : les glissement sur un plan ou une famille de plans (glissements plans) et les glissements sur deux plans ou deux familles de plans (glissements dièdres). La rupture est liée à un dépassement de la résistance au cisaillement sur les joints et/ou les ponts rocheux. Mais elle peut en plus être liée à un dépassement de la résistance à la traction de ponts rocheux. Lorsqu'un glissement est à l'évidence translationnel, on ne vérifie pas l'équilibre des moments. Ce sera le cas dans ce mémoire.

5.2.1. Cas isostatiques

5.2.1.1 Vierge du Vercors, Chalimont et Pas du Fouillet

A/ Présentation

Ces éboulements, dont les volumes sont compris entre 24 et 117 m³, sont situés au sein du massif du Vercors, à environ 50 km au sud-ouest de Grenoble. Ils se situent tous sur un même abrupt rocheux de quatre kilomètres de long et de 200 m de haut (Figure 3.29), qui constitue le front du chevauchement de Rencurel.

Chaque cas présente une surface de glissement de petite taille, régulière, assimilable à un plan moyen (Tableau 3-18), dont le pendage est d'environ 80°. Dans tout les cas, des ponts rocheux se situaient sur les plans de glissement (Figure 3.29).

Nom	Vierge du Vercors	Chalimont	Pas du Fouillet
Volume (m ³)	117	48	24
Surface de cicatrice (m ²)	235	121	40
Surface de pont rocheux S _{pr} (m ²)	0.6	0.1	0.08
Largeur de la surface de rupture l _{surface rupture} (m)	12	10	4
Hauteur de pont rocheux équivalente H _{pr éq} (m)	5.7	2.8	0.3

Tableau 3-18 : Paramètres géométriques

B/ Méthode à l'équilibre limite avec critère de Coulomb

Dans le cas d'un glissement sur un plan incliné frottant et cohésif (présence de ponts rocheux) (Figure 3.30), l'équilibre se traduit par les équations suivantes :

$$/X : T = W \sin \alpha \quad [3.40]$$

$$/Y : N = W \cos \alpha \quad [3.41]$$

avec :

- W : poids de la masse instable ;
- α : pendage du plan de glissement ;
- N et T : composantes normale et tangentielle de la réaction du massif.

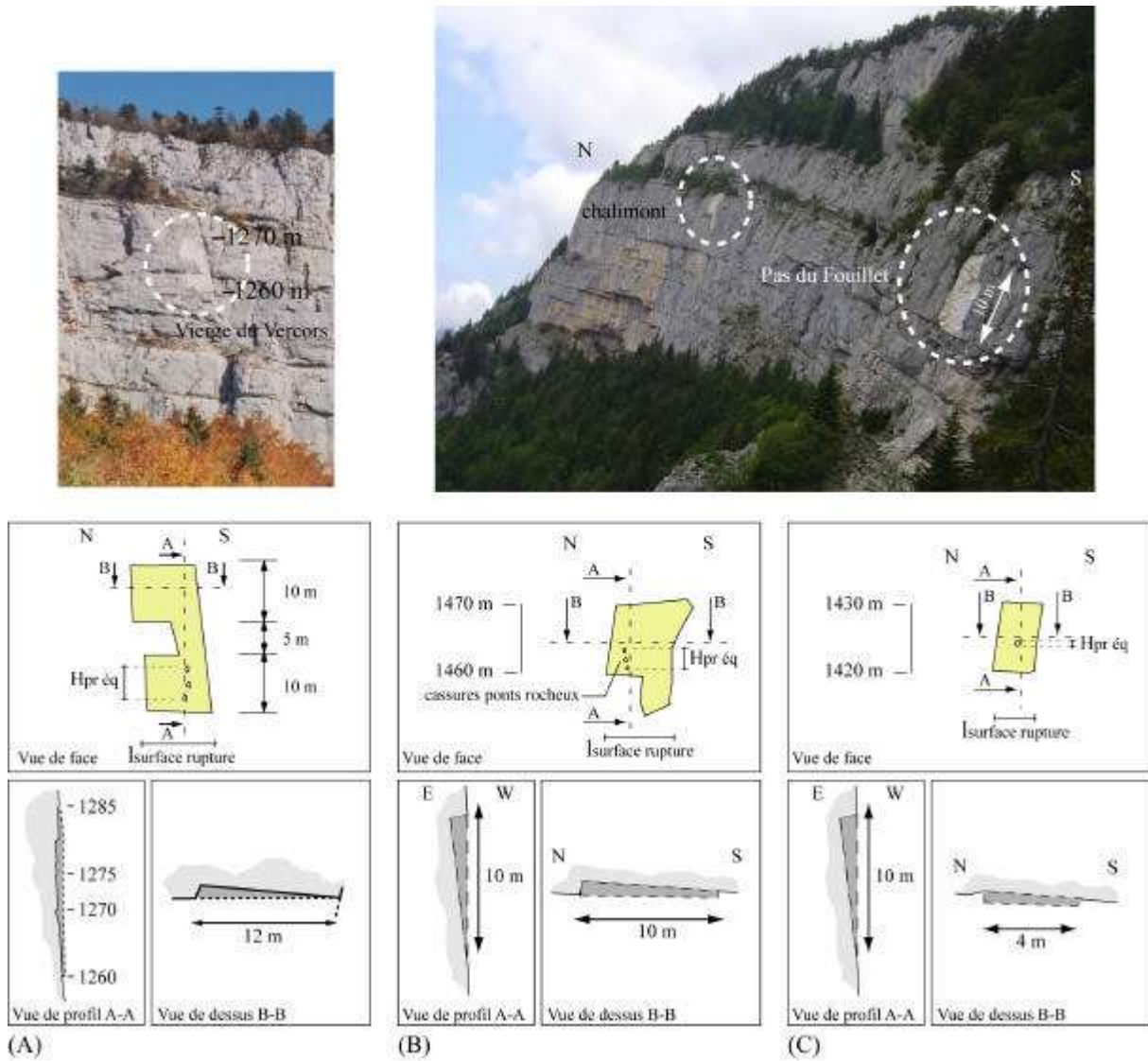


Figure 3.29 : Photographies et schémas des cicatrices des éboulements : (A) Vierge du Vercors, (B) Chalimont et (C) Pas du Fouillet

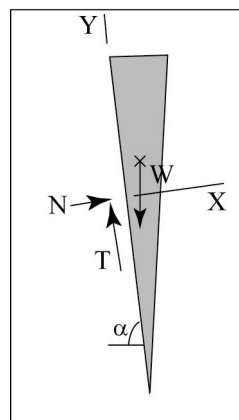


Figure 3.30 : Décomposition des forces dans les cas de glissements plans (Vierge du Vercors, Chalimont, Pas du Fouillet)

La résistance au cisaillement sur le plan de glissement est fonction de l'hypothèse de répartition des contraintes normales :

- le joint et le pont rocheux sont sollicités. Dans ce cas, la contrainte normale est supposée constante sur l'ensemble de la surface de glissement [3.42].

$$T = N[\tan f_{dis} \cdot (1 - a_{pr}) + \tan f_{pr} \cdot a_{pr}] + c_{pr} S_{pr} \quad [3.42]$$

avec :

- a_{pr} : proportion de ponts rocheux sur le plan de glissement ;
- ϕ_{dis}, ϕ_{pr} : angle de frottement du joint et du pont rocheux ;
- c_{pr}, S_{pr} : cohésion et angle de frottement du pont rocheux.

- le joint était complètement ouvert et la contrainte normale se concentre uniquement sur les ponts rocheux.

$$T = N \tan f_{pr} + c_{pr} S_{pr} \quad [3.43]$$

La réalité se situe entre ces deux conjectures.

On considérant le critère [3.42] puis le critère [3.43], nous encadrons donc la valeur de $C_{\text{éq}}$ par les valeurs extrêmes suivantes :

$$c_{pr1} = \frac{W(\sin a - \cos a \cdot (\tan f_{dis}(1 - a_{pr}) + \tan f_{pr} \cdot a_{pr}))}{S_{pr}} \quad [3.44]$$

$$c_{pr2} = \frac{W(\sin a - \cos a \cdot \tan f_{pr})}{S_{pr}} \quad [3.45]$$

Si l'angle de frottement du pont rocheux est supérieur à celui de la discontinuité, c_{pr2} est inférieur à c_{pr1} .

A l'équilibre limite, pour un angle de frottement de la discontinuité compris entre 30° et 43° et un angle de frottement du pont rocheux de 54°, on obtient des cohésions des ponts rocheux suivantes :

		σ_n constante sur la surface de glissement		σ_n uniquement sur le pont rocheux
Angle de frottement discontinuité (°)		30	43	-
Cohésion (MPa)	Vierge du Vercors	4.7	4.3	3.9
	Chalimont	11.5	10.7	9.7
	Pas du Fouillet	7.1	6.6	6.0

Tableau 3-19 : Cohésion des ponts rocheux obtenus par analyse en retour

C/ Méthode à l'équilibre limite avec critère de ténacité

A l'équilibre, nous considérons que le poids est concentré sur une zone de surface $S = l \times H$, comportant des ponts rocheux régulièrement espacés (Figure 3.11). Dans ce cas, les contraintes tangentielle et normale s'écrivent :

$$/X : t = \frac{W}{S} \sin \alpha \quad [3.46]$$

$$/Y : \sigma = \frac{W}{S} \cos \alpha \quad [3.47]$$

avec :

- W : poids de la masse instable ;
- α : pendage du plan de glissement ;
- S : surface de glissement = hauteur de la cicatrice $\times l$.

La ténacité en mode II est donnée par l'expression suivante :

$$K_{IIc} = \frac{(t - \sigma \tan \phi) \cdot 2w}{\sqrt{pa}} \quad [3.48]$$

où ϕ est l'angle de frottement le long du joint, a et w étant définis sur la Figure 3.31. Les valeurs de a et w pour les cicatrices étudiées sont données dans le Tableau 3-20.

Comme nous supposons les joints entièrement ouverts, leur angle de frottement n'est pas mobilisé.

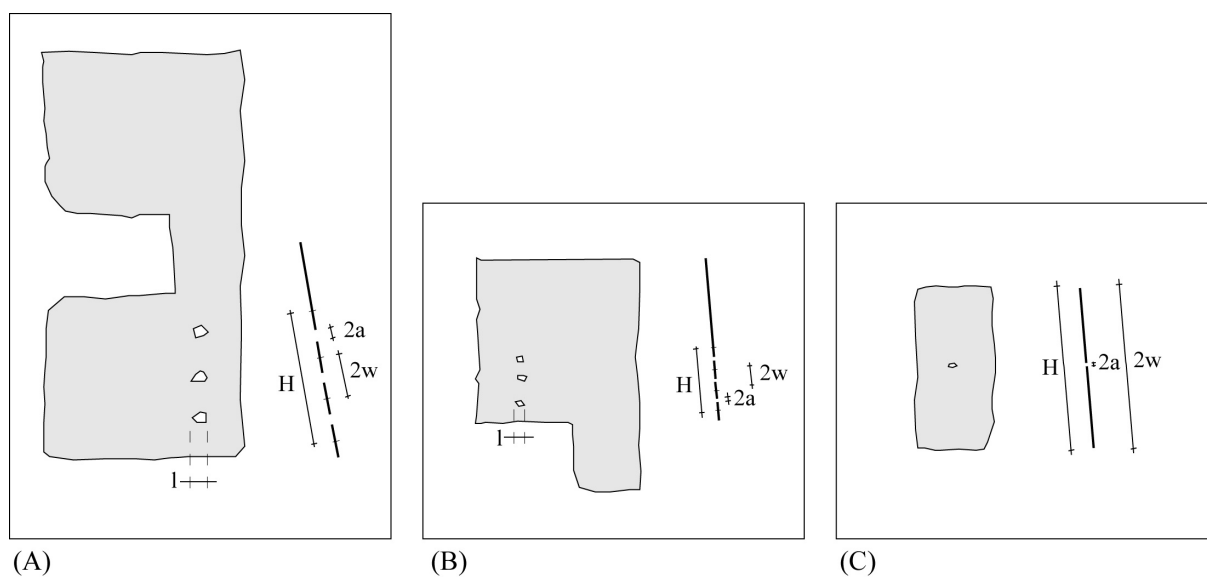


Figure 3.31 : Schéma de position des ponts rocheux et présentation des paramètres géométriques utilisées pour la modélisation ; A : Vierge du Vercors. B : Chalimont. C : Pas du Fouillet

A partir de ces paramètres, nous obtenons les valeurs de ténacité K_{IIC} suivantes :

Nom	Vierge du Vercors	Chalimont	Pas du Fouillet
V (m ³)	117.5	48.5	24
α (°)	80	80	80
H (m)	7.4	3.9	10
l (m)	0.5	0.4	0.5
a (m)	0.25	0.1	0.15
w (m)	1.3	0.65	5
K_{IIC} (MPa.m ^{1/2})	0.7	0.7	1.8

Tableau 3-20 : Paramètres principaux utilisés dans la modélisation et ténacité des ponts rocheux, cas de Vierge du Vercors, Chalimont et Pas du Fouillet

5.2.1.2 Mécanisme à deux blocs : Eglise Saint Michel

A/ Présentation

L'éboulement de l'Eglise S^t Michel est localisé sur la bordure orientale du Vercors, à une trentaine de kilomètres au Sud de Grenoble. Le 31 mars 1997, une masse rocheuse de 600 m³ s'est détachée d'une falaise de calcaire tithonique (portlandien) haute de 30 m, de direction N30 au niveau de la cicatrice, et inclinée en moyenne de 85° vers l'est. A l'échelle du versant, trois grandes familles de fractures ont été mises en évidence grâce aux photographies aériennes : famille 1, N20-30 ; famille 2, N60-70 ; famille 3, N90-100. Nous retrouvons ces directions au niveau de la cicatrice. La stratification est N35 50 NW. La masse éboulée d'une hauteur de 25 m, est limitée latéralement au Sud par un plan de faille N 15 80 SE (1) et au Nord par un plan moyen N 90 80S (2), formé de nombreux relais de diaclases (Figure 3.32). La base du dièdre est recouverte de débris dissimulant probablement un plan singulier incliné au maximum de 20° vers l'Est (3). Une étude structurale détaillée sur ce site ne met pas en évidence de famille de fractures ayant ce pendage (Tableau 3-21). Nous assimilons la limite haute du compartiment à un plan horizontal.

Famille	Nature / orientation	Persistance	Ouverture	Espacement	Macro morphologie	Micro morphologie	Remarques
	Stratification N 35 E 50 NW	hectométrique	mm	Décimétrique à métrique	plane	lisse	
1	Diaclases N 15 E 75 NW	métrique	fermée	décamétrique	ondulée	rugueuse	Famille intervenant dans le découpage du plan sud du dièdre
2	Diaclases N 35 E 55 NW	métrique	fermée	métrique	-	-	
3	Diaclases N 50 E 65 NW	décimétrique	fermée	métrique	-	-	Parallèle au plan de la falaise mais à pendage inverse
4	Diaclases N 105 E 60 NE	métrique	cm	décimétrique à métrique	ondulée	-	
5	Diaclases N 160 E 60 NE	métrique à décamétrique	mm	décimétrique à métrique	plane	lisse	

Tableau 3-21 : Familles de discontinuités relevées en parcourant le pied de la falaise au nord de l'éboulement (Dussauge-Peisser, 2002)

La surface sud est une faille continue et lisse. Sa couleur jaune orangé témoigne d'altération et de circulation d'eau. La surface nord présente une couleur jaune orangé au sommet de la paroi, similaire à celle rencontrée sur la face sud du dièdre. Nous notons la présence de croûtes de calcite bien développées (Figure 3.32 C). La couleur devient jaune clair en descendant. Toujours sur la surface nord, nous notons la présence de quelques

cassures fraîches de matrice rocheuse de couleur grise d'une surface totale de 1.5 m². L'ensemble de la cicatrice forme une surface d'environ 350 m².

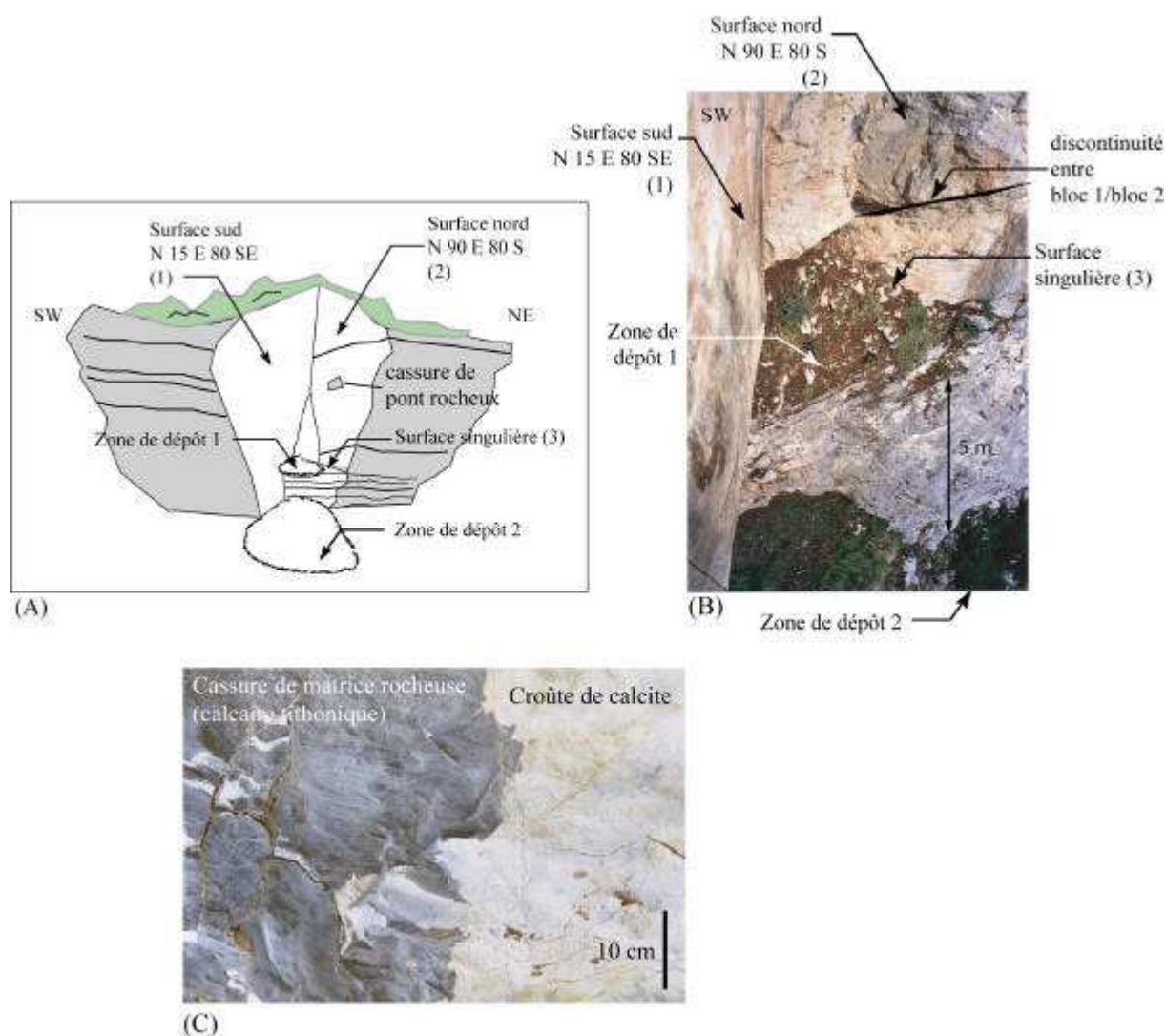


Figure 3.32 : (A) Schéma de la cicatrice de l'Eglise Saint Michel, (B) photographie vue du sommet de la cicatrice, (C) pont rocheux et croûte de calcite dans la surface nord

B/ Méthode à l'équilibre limite

L'analyse basée sur la théorie du bloc clé (Goodman et Shi, 1985) indique une possibilité de glissement dièdre sur les plans N15/80 SE (1) et N90/80 S (2) (Figure 3.33) mais l'examen de la cicatrice indique que la ligne d'intersection des deux plans n'émerge pas de la falaise (Figure 3.32). Elle se termine sur le plan singulier (3). Le glissement n'est donc pas un simple glissement dièdre. A la base du plan N90/80 S, nous notons la présence d'une discontinuité avec un plongement apparent de 60° vers le massif (Figure 3.32 B et Figure 3.34 B). De part sa présence, nous considérons un mécanisme à deux blocs (Figure 3.34) :

- Un bloc basal passif (bloc 1, $V_1 = 120 \text{ m}^3$) ;
- Un bloc supérieur actif (bloc 2, $V_1 = 480 \text{ m}^3$) limité latéralement au Sud par le plan de faille N 15/80 SE (1) et au Nord par le plan moyen N 90/80 S (2).

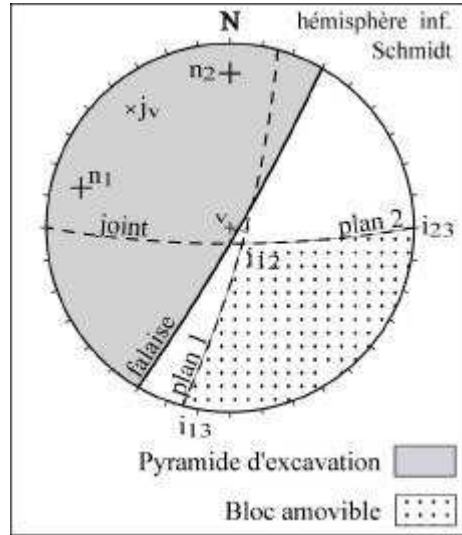


Figure 3.33 : Représentation stéréographique des plans ayant joué dans le découpage du bloc rocheux, et du plan de la falaise, sans prise en compte du plan singulier à la base

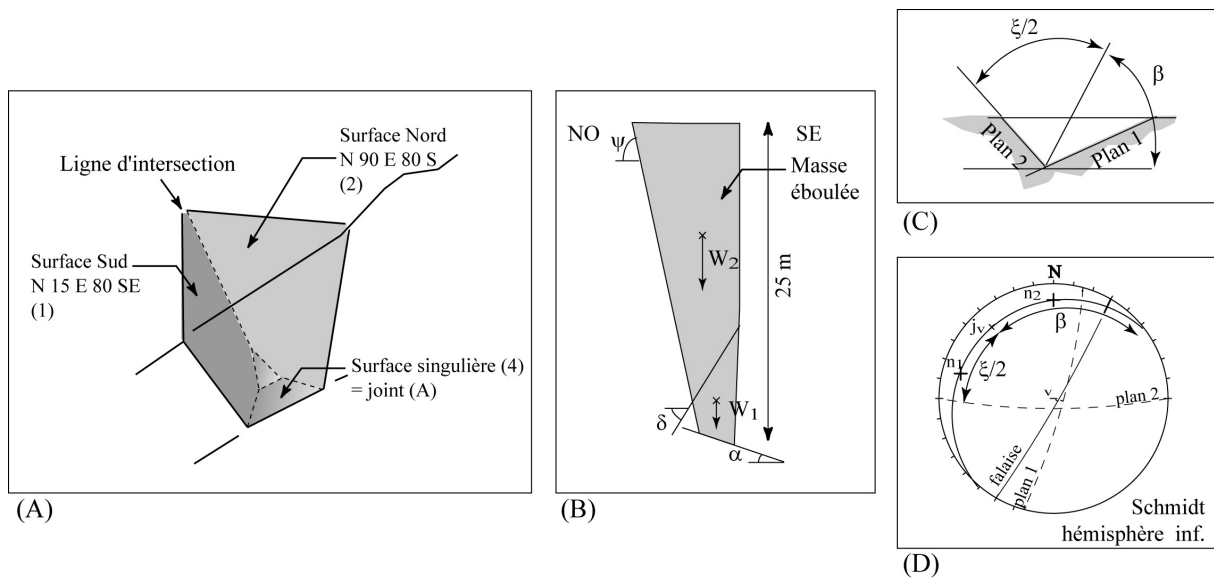


Figure 3.34 : (A) croquis de surface de rupture, (B) coupe schématique de la masse éboulée dans la direction supposé du mouvement, (C) vue le long de la ligne d'intersection des plans (1) et (2) et représentation stéréographique des plans (1) et (2)

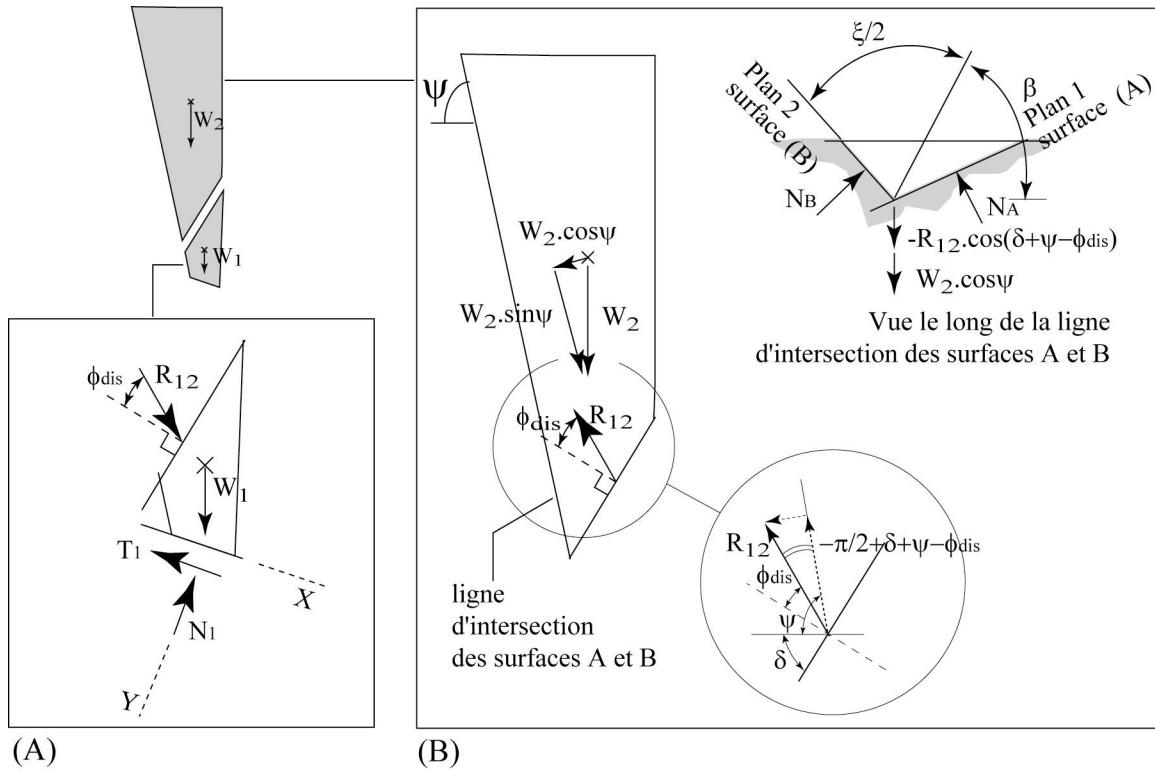


Figure 3.35 : Décomposition des forces pour le bloc 1, inférieur (A) et le bloc 2, supérieur (B)

Nous considérons les deux blocs à l'équilibre limite et nous procédons à un calcul de la stabilité bloc à bloc. Pour le bloc 1, nous calculons l'action R_{12} due au bloc supérieur (bloc 2) et nous supposons que la direction du pendage du plan (3) est identique à celle du mouvement du bloc supérieur (Figure 3.35). Pour cela, nous faisons l'hypothèse que le frottement est complètement mobilisé sur la discontinuité 1/2 ; la direction de R_{12} est donc définie par l'angle de frottement ϕ_{dis} (

Figure 3.35 A). Une fois R_{12} déterminée, l'équilibre des forces pour le bloc 2 donne les réactions (normales) selon les surfaces N 15/80 SE (N_A) et N90/80 S (N_B) (

Figure 3.35 B) ainsi que la cohésion limite des ponts rocheux sur la surface B.

Bloc 1

$$/X : T_1 = W_1 \cdot \sin \alpha + R_{12} \cdot \sin (\delta + \alpha - \phi_{dis}) \quad [3.49]$$

$$/Y : N_1 = W_1 \cdot \cos \alpha + R_{12} \cdot \cos (\delta + \alpha - \phi_{dis}) \quad [3.50]$$

$$T_1 = N_1 \cdot \tan \phi_1 \quad [3.51]$$

avec :

- W_1 : poids du bloc 1 ;
- N_1 et T_1 : composantes normale et tangentielle de la réaction du massif à la base du bloc 1 ;

- R_{12} : réaction exercée par le bloc 2 sur le bloc 1 ;
- δ : inclinaison de la discontinuité 12 par rapport à la verticale ;
- α : inclinaison du plan basal par rapport à l'horizontale ;
- ϕ_1, ϕ_{dis} : angle de frottement du plan basal et de la discontinuité entre le bloc 1 et le bloc 2.

Nous obtenons R_{12} :

$$R_{12} = \frac{W_1 (\cos \alpha \cdot \tan \phi_1 - \sin \alpha)}{\sin(\delta + \alpha - \phi_{dis}) - \cos(\delta + \alpha - \phi_{dis}) \cdot \tan \phi_1} \quad [3.52]$$

Bloc 2

Dans le but de définir les réactions normales aux surfaces A et B (N_A et N_B), nous projetons les forces selon les axes horizontal (H) et vertical (V) compris dans le plan perpendiculaire à la ligne d'intersection des surfaces A et B (Hoek et Bray, 1981).

$$/H : R_A \cdot \sin\left(\beta - \frac{\xi}{2}\right) = R_B \cdot \sin\left(\beta + \frac{\xi}{2}\right) \quad [3.53]$$

$$/V : R_A \cdot \cos\left(\beta - \frac{\xi}{2}\right) - R_B \cdot \cos\left(\beta + \frac{\xi}{2}\right) - W_2 \cdot \cos \psi + R_{12} \cdot \cos(\delta + \psi - \phi_{dis}) \quad [3.54]$$

A l'équilibre limite ($F=1$), le critère de rupture sur la surface A est :

$$T_A = N_A \cdot \tan \phi_{dis} \quad [3.55]$$

avec :

- W_2 : poids propre du bloc 2 ;
- N_A et T_A : composantes normale et tangentielle le long de la surface A ;
- ϕ_{dis} : angle de frottement des discontinuités sur les surfaces A et B.

Sur la surface B, les critères sont différents suivant l'hypothèse de répartition des contraintes normales :

- a/ hypothèse σ_n constante sur la surface B ;
- b/ hypothèse σ_n uniquement sur le pont rocheux.

Une fois N_A et N_B déterminés, nous calculons la cohésion des ponts rocheux présents sur le plan B. Suivant le critère de rupture choisi, nous obtenons :

$$C_{pr1} = \frac{W_2 \cdot \sin \psi - R_{12} \cdot \sin(\delta + \psi - \phi_{dis}) - N_A \cdot \tan \phi_{dis} - N_B \cdot (\tan \phi_{dis} \cdot (1 - a_{pr}) + \tan \phi_{pr} \cdot a_{pr})}{S_{pr}} \quad [3.56]$$

ou

$$C_{pr2} = \frac{W_2 \cdot \sin \alpha - R_{12} \cdot \sin(\alpha + \beta - \phi_{dis}) - R_1 \cdot \tan \phi_{dis} - R_2 \cdot \tan \phi_{pr}}{S_{pr}} \quad [3.57]$$

C/ Résultats

Pour un angle de frottement du plan basal $\phi_1=30^\circ$ et en faisant varier l'angle de frottement de la discontinuité de 30° à 43° , on obtient des valeurs de cohésion suivantes :

Volume (m ³)	600			
Surface de pont rocheux S_{pr} (m ²)	1.5			
Largeur de la surface de rupture $l_{surface\ rupture}$ (m)	4			
Hauteur de pont rocheux équivalente $H_{pr\ eq}$ (m)	0.8			
	σ_n constante sur la surface de glissement		σ_n uniquement sur le pont rocheux	
Angle de frottement discontinuité (°)	30	43	30	43
Cohésion ponts rocheux (MPa)	5.7	2.6	4.6	2.0

Tableau 3-22 : Paramètres principaux utilisés dans la modélisation et caractéristiques mécaniques des ponts rocheux (obtenues par équilibre limite), pour l'éboulement de l'Eglise Saint Michel

5.2.2. Cas hyperstatiques

5.2.2.1 Dent du Loup

A/ Présentation

L'éboulement de la Dent du Loup est situé quelques kilomètres au nord-ouest de Grenoble. Le 4 janvier 2001 à 11h37, un compartiment rocheux d'environ 6000m³ (Figure 3.37) s'est détaché des hautes falaises de calcaire urgonien formant le rebord septentrional du massif du Vercors (Barrémien - Aptien). L'écroulement a affecté la partie sommitale d'une paroi haute de 180 m, laissant une cicatrice de 60 m de hauteur sur environ 15 m de large (Figure 3.36 A). L'interprétation des photos aériennes du versant met en évidence quatre directions de fractures (dont l'extension varie de dix mètres à plusieurs centaines de mètres) : famille 1, N0 ; famille 2, N50-70 ; famille 3, N80-120 et famille 4 : N130-150. Au niveau de la cicatrice de rupture, trois de ces familles ont joué un rôle dans le découpage de l'écaille

rocheuse (Figure 3.36 B). On définit ainsi : (1) un plan latéral en rive droite d'orientation N145/75SW ; (2) la limite latérale en rive gauche d'orientation moyenne N145/90 ; (3) la surface principale de glissement ; elle est très irrégulière mais nous pouvons l'ajuster grossièrement par un plan moyen N60/75NW (Figure 3.36 C). Dans la cicatrice, la stratification, d'orientation N0/30E dessine quelques surplombs interrompant localement le plan moyen N60 (Figure 3.37 B). La plus grande partie de la cicatrice présente des dépôts carbonatés blanchâtres à orangés et des concrétions de calcite. De petites surfaces de cassures de matrice rocheuse, au total 9 m², sont visibles dans la partie supérieure de la cicatrice, dont la surface totale est de 1200 m² (Figure 3.36 B).

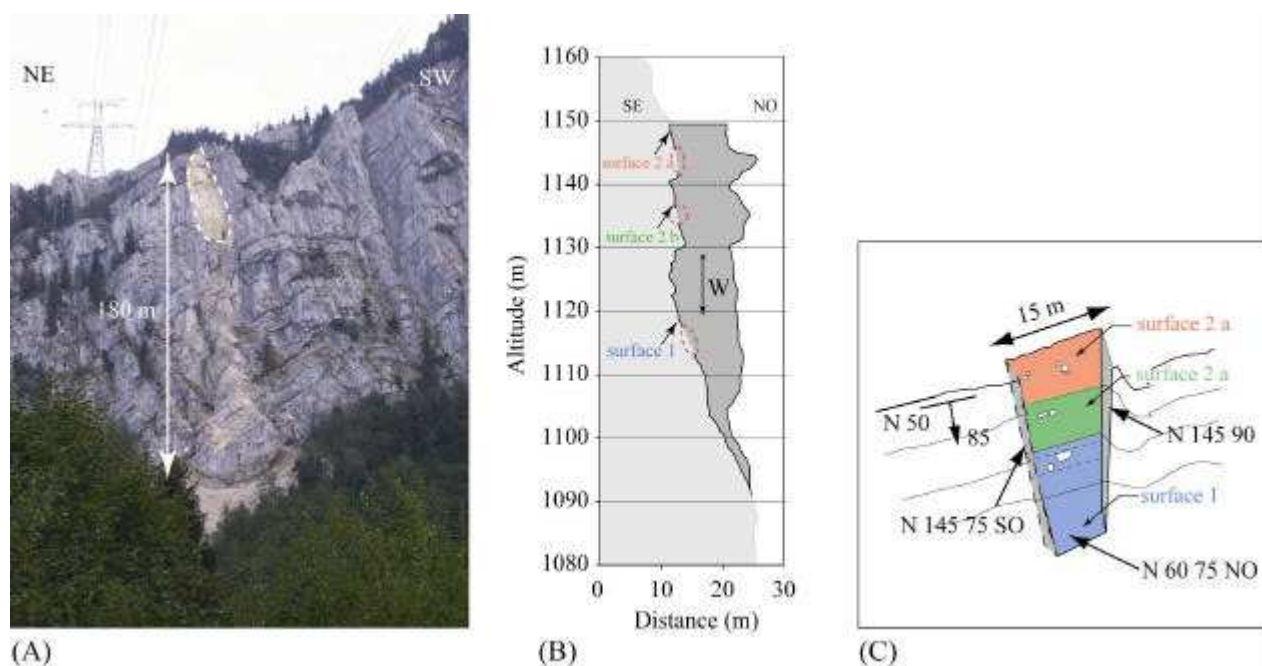


Figure 3.36 : (A) Photographie de la falaise après éboulement, (B) profil réalisé à partir du modèle numérique de terrain et (C) croquis de la surface de rupture, les ponts rocheux correspondent aux zones blanches

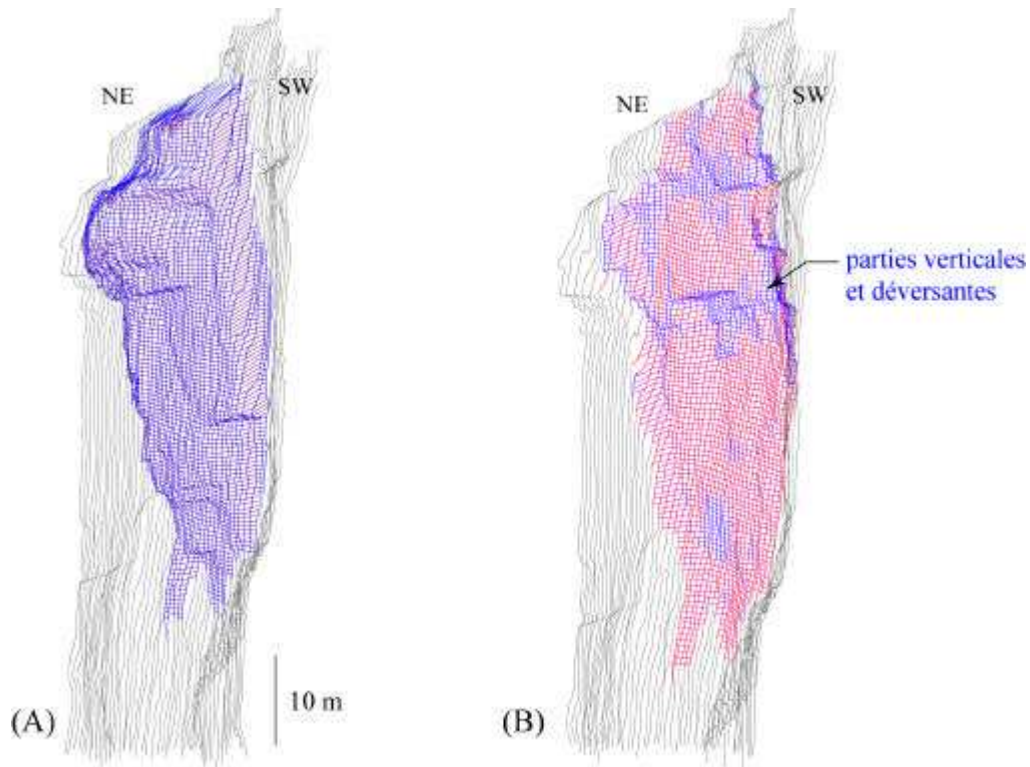


Figure 3.37 : Modèle numérique de terrain de la Dent du Loup avant (A) et après (B) éboulement

B/ Méthode à l'équilibre limite

L'analyse basée sur la théorie du bloc clé (Goodman et Shi, 1985) indique un glissement dièdre sur les plans N145/75SW (1) et N60/75NW (3) (Figure 3.38). Néanmoins, nous assimilons ce mécanisme de rupture à un glissement plan car les forces agissant sur le plan N145/75SW sont négligeables devant celles agissant sur le plan N60/75NW, ceci pour deux raisons :

- l'appui exercé sur le premier plan est très faible car sa direction (N145 = N325) est proche de celle du pendage du second plan (N330) ; la force de frottement exercée par ce plan est donc faible également ;
- ce plan n'exerçait aucune force de cohésion, car aucune trace de ponts rocheux n'y a été observée.

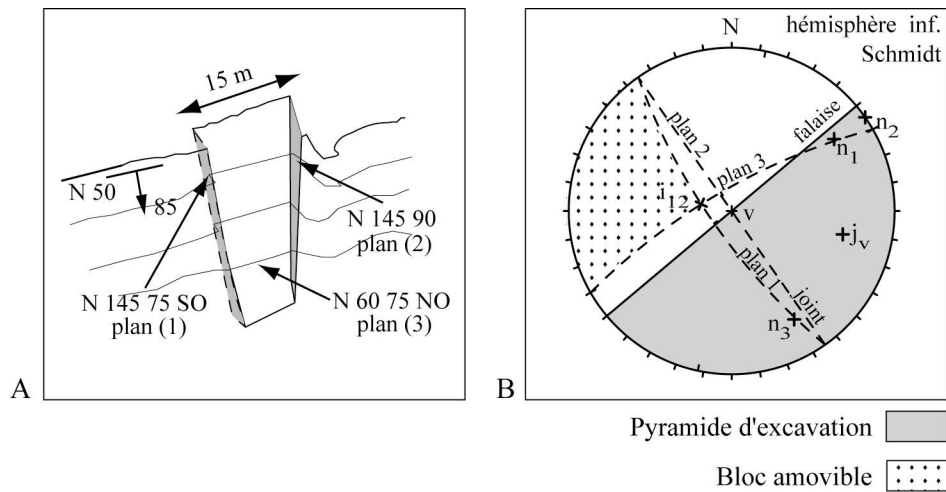


Figure 3.38 : Représentation stéréographique des plans ayant joué dans le découpage du bloc rocheux et du plan de la falaise

La surface de glissement (3) est très irrégulière. Elle est formée de surplombs, et de surfaces plus ou moins inclinées. Ces différences d'inclinaison impliquent des sollicitations variées (compression - traction). Le modèle numérique nous aide justement à différencier les zones en compression de celles en traction. Pour cela nous avons subdivisé la surface arrière très irrégulière en plusieurs plans moyens. Nous avons déterminé à l'aide du MNT, un plan 1 (Figure 3.36 B) N53/70NW interrompu vers le haut par un surplomb (stratification), un plan moyen N 48/76 NW (2b) (Figure 3.36 B) également interrompu par un surplomb puis un plan moyen N49/75 NW (2a) au sommet de la cicatrice. Le plan 1, d'une surface de 310 m², possède la plus petite inclinaison ($\alpha = 70^\circ$). Il comporte une zone de rupture de matrice rocheuse (4.7 m²). Une seconde zone de rupture de matrice rocheuse (4.3 m²) se situe, en partie haute, sur les plans (2a) et (2b) plus inclinés que le plan c ($\alpha = 75-76^\circ$).

L'analyse à l'équilibre limite suppose un bloc rigide monolithique. Ce qui signifie que la direction de glissement est guidée par la surface de glissement la moins inclinée, c'est-à-dire la surface d'orientation N53/70NW (plan 1). Cette surface est sollicitée en compression et toutes les autres surfaces de plus grande inclinaison, ainsi que les surplombs, sont sollicitées en traction.

Dans l'analyse en retour, nous considérons que les efforts sont repris uniquement par :

- (1) une surface 1 inclinée à 70° (c) présentant une rupture de ponts rocheux de 4.7 m²;
- (2) une surface 2 inclinée à 75° formée des plans (a) et (b) sur lesquels sont présents au total 4.3 m² (2a : 2.5m², 2b : 1.8 m²) de ponts rocheux.

L'équilibre des forces (Figure 3.39) selon X et Y, est décrit ci-dessous :

$$/X : -W \cdot \cos\alpha + N_1 - R_2 \cdot \cos(\delta + \beta - \alpha) = 0 \quad [3.58]$$

$$/Y : W \sin\alpha - T_1 - R_2 \cdot \sin(\delta + \beta - \alpha) = 0 \quad [3.59]$$

avec :

- W : poids de la masse instable ;
- R₁ : réaction exercée par le plan 1 sur la masse instable (N₁ et T₁ : composantes normale et tangentielle) ;
- R₂ : réaction exercée par le plan 2 sur la masse instable (N₂ et T₂, composantes normale et tangentielle : N₂ = R₂ · cosδ et T₂ = R₂ · sinδ) ;
- δ : angle entre R₂ et la normale au plan 2 ;
- α : angle entre le plan 1 et l'horizontale ;
- β : angle entre le plan 2 et l'horizontale.

Sur le plan1 (α=70°), les critères sont différents suivant l'hypothèse de répartition des contraintes normales.

- a/ hypothèse σ_n constante sur la surface 1 ;
- b/ hypothèse σ_n uniquement sur le pont rocheux.

$$T_1 = N_1 [\tan\phi_{\text{dis}} \cdot (1 - a_{\text{pr}}) + \tan\phi_{\text{pr}} \cdot a_{\text{pr}}] + c_{\text{pr1}} S_{\text{pr1}} \quad [3.60]$$

$$T_1 = N_1 \cdot \tan(\phi_{\text{pr}}) + c_{\text{pr1}} S_{\text{pr1}} \quad [3.61]$$

avec :

- a_{pr} : proportion de ponts rocheux sur le plan 1 ;
- φ_{dis} : angle de frottement du joint ;
- c_{pr1}, φ_{pr}? : cohésion et angle de frottement du pont rocheux sur le plan 1 ;
- S_{pr1} : surface du pont rocheux sur le plan 1.

Sur le plan 2, correspondant aux surfaces (2a) et (2b) d'inclinaison moyenne α=75°, la contrainte normale est négative. Le joint n'ayant aucune résistance en traction, le critère de rupture sur le plan 2 tient compte uniquement de la résistance du pont rocheux. Il est donné par l'expression suivante :

$$T_2 = N_2 \cdot \tan\psi + c_{\text{pr2}} \cdot S_{\text{pr2}} \quad (\text{Figure 3.39 C}) \quad [3.62]$$

avec :

- σ_{t pr} : résistance à la traction indirecte du pont rocheux sur le plan 2 ;
- c_{pr2} : cohésion du pont rocheux sur le plan 2 ;

- S_{pr2} : surface du pont rocheux sur le plan 2.

Supposant qu'il y eu rupture en même temps sur les ponts rocheux présents sur le plan 1 et sur le plan 2, on a un système à 6 inconnues : N_1 , T_1 , R_2 , δ , C_{pr1} , C_{pr2} et 4 équations. Il s'agit donc d'un système hyperstatique. Le nombre d'inconnues se réduit à 5 en faisant l'hypothèse que $C_{pr1} = C_{pr2}$. Pour résoudre ce système, il est nécessaire de faire une hypothèse supplémentaire. Celle-ci porte sur l'angle δ , qui peut être déterminé à partir :

- du principe du travail maximum (Panet, 1987). Sur le plan 2, la sollicitation limite du pont rocheux R_2 est située sur le critère de rupture linéaire ($N < 0$) décrit sur la Figure 3.39 A. Pour un déplacement de direction \vec{u} , l'extrémité du vecteur R_2 est le point pour lequel $\vec{R}_2 \cdot \vec{u}$ est maximum (Figure 3.41). La direction de R_2 correspond donc à un angle δ de 90° . Le pont rocheux sur le plan 2 est sollicité en cisaillement pur ($N_2=0$) ;
- de l'hypothèse suivante : la résultante est parallèle à la direction du glissement, c'est à dire pour un angle δ de 85° .

Pour une répartition constante des contraintes normales sur la surface 1, l'expression de la cohésion de ponts rocheux est la suivante :

$$c_{pr} = \frac{W \cdot [\sin\alpha - \cos\alpha(\tan\phi_{dis} \cdot (1 - a_{pr}) + \tan\phi_{pr} \cdot a_{pr})] \cdot (\sin\delta + \cos\delta \cdot \frac{c_{pr}}{\sigma_{tpr}})}{S_{pr2} \cdot [\sin(d + \beta - a) + \cos(d + \beta - a) \cdot (\tan\phi_{dis} \cdot (1 - a_{pr}) + \tan\phi_{pr} \cdot a_{pr})] + S_{pr1} \cdot (\sin\delta + \cos\delta \cdot \frac{c_{pr}}{\sigma_{tpr}})} \quad [3.63]$$

Dans le cas où les contraintes sont concentrées sur les ponts rocheux, nous avons :

$$c_{pr} = \frac{W \cdot [\sin\alpha - \cos\alpha \cdot \tan\phi_{pr}] \cdot (\sin\delta + \cos\delta \cdot \frac{c_{pr}}{\sigma_{tpr}})}{S_{pr2} \cdot [\sin(d + \beta - a) + \cos(d + \beta - a) \cdot \tan\phi_{pr}] + S_{pr1} \cdot (\sin\delta + \cos\delta \cdot \frac{c_{pr}}{\sigma_{tpr}})} \quad [3.64]$$

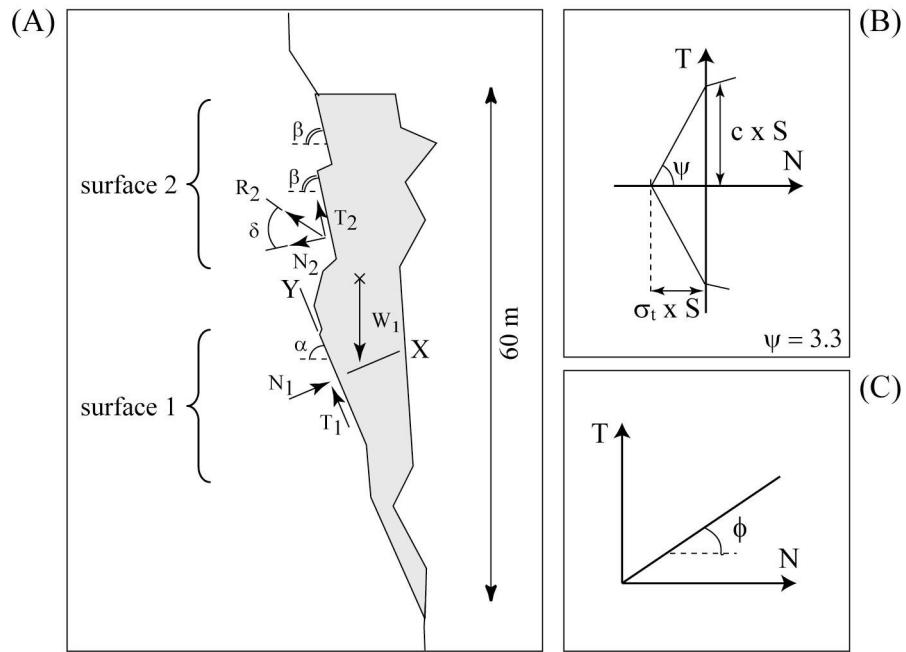


Figure 3.39 : (A) Décomposition des forces, (B) critère de rupture en compression pour la surface 1 et (C) critère de rupture en traction pour la surface 2

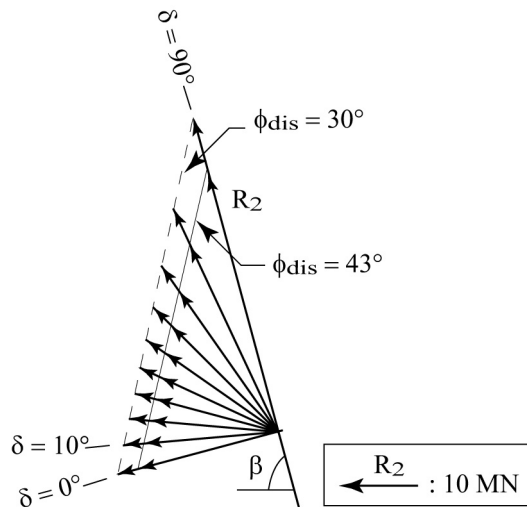


Figure 3.40 : Réaction exercée par le plan 2 sur la masse instable, pour une hypothèse de répartition constante σ_n sur le plan 1, δ compris entre 0 et 90° et différentes valeurs de l'angle de frottement de la discontinuité (ϕ_{dis}), éboulement de la Dent du Loup

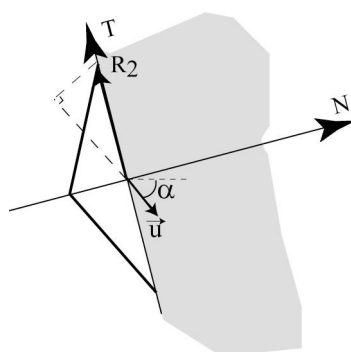


Figure 3.41 : Principe du travail maximum et représentation de l'effort maximum sur la surface 2

Nous obtenons alors les valeurs suivantes :

		σ_n constante sur la surface de glissement		σ_n uniquement sur le pont rocheux	
Angle de frottement discontinuité (°)		30	43	30	43
$\delta = 85^\circ$	(c, σ_t) réelle (MPa)	(14.8, 4.5)	(12.4, 3.8)	(9.4, 2.9)	
$\delta = 90^\circ$	(c, σ_t) réelle (MPa)	(13.6, 4.1)	(11.6, 3.5)	(8.9, 2.7)	

Tableau 3-23 : Couples (cohésion, résistance à la traction) des ponts rocheux obtenus par analyse en retour pour l'éboulement de la Dent du Loup

C/ Méthode des éléments distincts

Le code UDEC impliquant l'utilisation d'un modèle 2D, il est nécessaire d'utiliser la notion de pont rocheux équivalent. Nous considérons donc un modèle cylindrique, dans lequel la hauteur des ponts rocheux équivalents est égale à celle des ponts réels, mais leur largeur égale celle du modèle.

Le profil présente trois zones de ponts rocheux :

- Sur la surface 1, un pont rocheux de hauteur équivalente à 3.9 m incliné à 65° ,
- Sur les surfaces 2a et 2b, deux ponts rocheux de dimensions respectives 2 m et 1 m, incliné à 79° .

Etat de contraintes

Les ponts rocheux sont sollicités en traction-cisaillement ($\sigma_n < 0$) sur les surfaces les plus inclinées (2a et 2b) et en compression-cisaillement ($\sigma_n > 0$) sur la surface 1, et cela quel que soit le rapport des raideurs (Tableau 3-24).

Dans 73 % des cas, le vecteur contrainte des joints est nul car ils sont sollicités en traction ($\sigma_t = 0$). Dans 24% des cas, les joints sont sollicités en compression-cisaillement. Il s'agit de joints inclinés entre 40° (seulement un joint) et 72° .

Etude de sensibilité des rapports des raideurs

Plus le rapport de raideur kn_{pr}/kn_{dis} augmente, plus les ponts rocheux sont sollicités, ainsi la stabilité du compartiment implique des caractéristiques mécaniques des ponts rocheux plus élevées (Tableau 3-24). Nous constatons, que la rupture est initiée par la rupture des ponts sollicités en traction-cisaillement (Figure 3.42). Pour un angle de frottement des joints de 30° et pour des rapports de 1, 10, 100 et 1000, nous observons que la rupture se produit respectivement :

- sur 2b et $\delta = 70^\circ$, angle entre la réaction et la normale à la surface ;
- à la fois sur 2a et 2b et $\delta = 82^\circ$;
- sur 2a et $\delta = 77^\circ$;
- de nouveau sur 2a et $\delta = 76^\circ$.

Les valeurs de δ mettent en évidence que les hypothèses fixant δ , dans le modèle à l'équilibre limite, sont pertinentes. Lorsque δ est déterminé à partir du principe du travail maximum (cf. 5.2.2.1.B/ Partie 3), nous obtenons une valeur de 90° . Lorsqu'il est déterminé en considérant la résultante parallèle à la direction du glissement, nous obtenons un angle de 85° .

Il est normal que nous trouvions des valeurs plus faibles que $\delta = 85^\circ$ car les déplacements du bloc peuvent se faire sur des facettes moins inclinées (40° à 70°) que la surface définie dans le modèle à l'équilibre limite (70°).

		Surface 1		Surface 2a		Surface 2b	
Héq (m)		3.9		2		1	
$\frac{kn_{pr}}{kn_{dis}} = 1$	σ_n (kPa)	580	140	-260	-280	-370	-380
	τ (kPa)	1070	1070	1020	1020	1033	1033
$\frac{kn_{pr}}{kn_{dis}} = 10$	σ_n (kPa)	620	620	-200	-200	-200	-200
	τ (kPa)	1340	1340	1370	1370	1370	1370
$\frac{kn_{pr}}{kn_{dis}} = 100$	σ_n (kPa)	1050	1120	-360	-320	-180	-160
	τ (kPa)	1430	1430	1530	1530	1530	1530
$\frac{kn_{pr}}{kn_{dis}} = 1000$	σ_n (kPa)	1140	1420	-410	-360	-180	-170
	τ (kPa)	1240	1430	1530	1530	1550	1550

Tableau 3-24 : Contraintes normale et tangentielle aux extrémités des ponts rocheux pour différents rapports de raideurs et $\phi_{dis}=30^\circ$

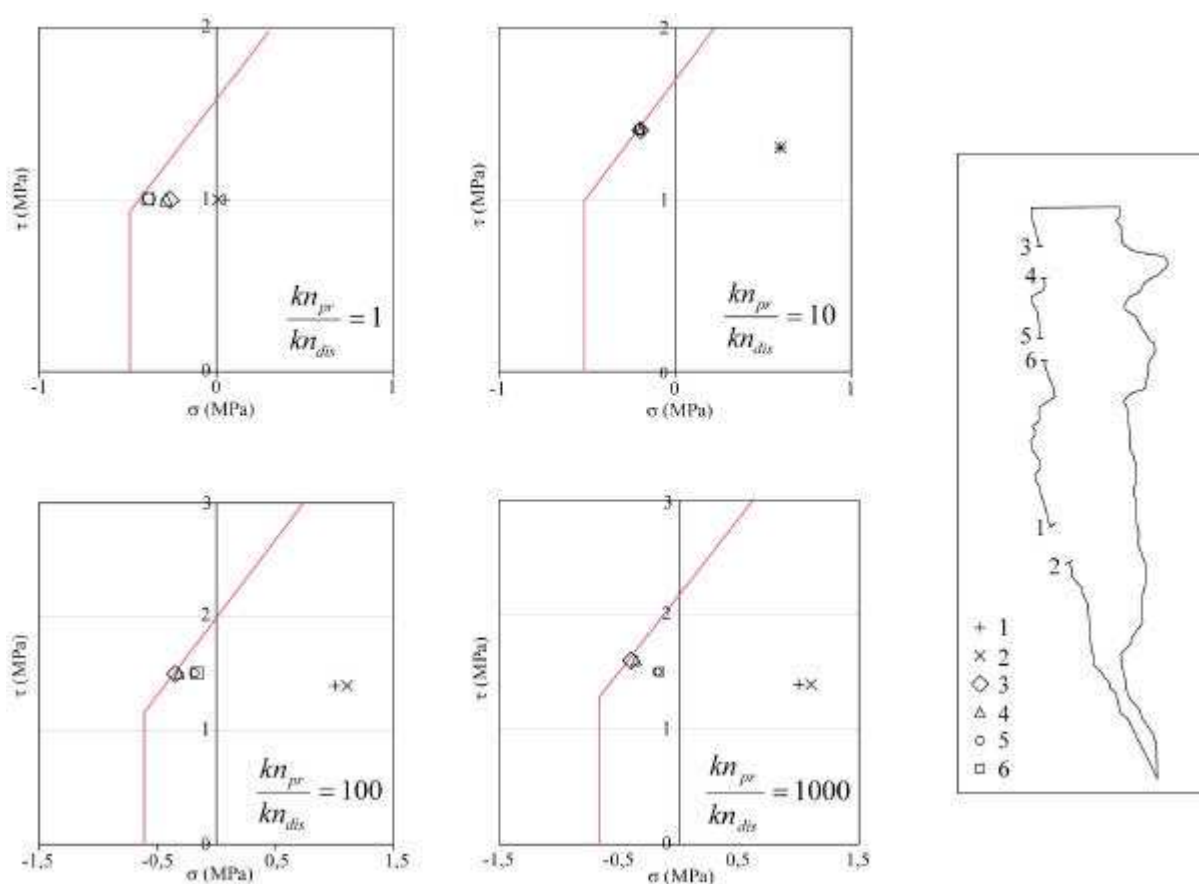


Figure 3.42 : Etat de contrainte aux extrémités à la rupture, pour différents rapports des raideurs entre le joint 2 « pont rocheux » et le joint 1 « discontinuité »

Caractéristiques mécaniques obtenues

Le pont rocheux qui a cédé le premier, entraîne la perte de la stabilité de l'ensemble et l'état de contrainte à la rupture de celui-ci permet d'estimer ses caractéristiques mécaniques.

Pour un angle de frottement des discontinuités de 40° , les ponts rocheux ne sont pas nécessaires à la stabilité. Ceci s'explique car, dans le modèle, un joint possède une telle inclinaison. Nous pouvons en conclure que l'angle de frottement des discontinuités est plus faible que 40° . Nous émettons cependant quelques réserves sur cette conclusion. D'une part nous savons que la précision sur la position des points du modèle est de 5 cm (Tableau 3-7). La distance entre les points du profil étant de 50 cm, la précision sur l'inclinaison d'un joint peut atteindre $\arctg 0.1$, soit 6° . D'autre part, il existe, suivant le profil 2D étudié, un unique joint possédant une telle inclinaison mais dans la réalité cette aspérité ne s'étend probablement pas sur toute la largeur de la cicatrice.

Les caractéristiques mécaniques des ponts rocheux sont les suivantes :

$k_{n \text{ pr}}/k_{n \text{ dis}}$	1	10	100	1000
$(c, \sigma_t)_{\text{modèle}}$ (MPa)	(1.7, 0.5)	(1.8, 0.5)	(2.0, 0.6)	(2.1, 0.6)
Pont rocheux considéré dans l'évaluation des caractéristiques mécaniques équivalentes	2b	2b	2a	2a
angle entre la réaction et la normale à la surface δ (°)	70	82	84	84
Hauteur de pont rocheux équivalente $H_{\text{pr éq}}$ (m)	1	1	2	2
Largeur de la surface de rupture $l_{\text{surface rupture}}$ (m)	12.5	12.5	10.5	10.5
Surface de pont rocheux $S_{\text{ponts rocheux réelle}}$ (m ²)	1.8	1.8	2.5	2.5
$(c, \sigma_t)_{\text{réel}}$ (MPa)	(11.8, 3.6)	(12.5, 3.8)	(16.8, 5.1)	(17.6, 5.3)

Tableau 3-25 : Paramètres principaux utilisés dans la modélisation et caractéristiques mécaniques des ponts rocheux (obtenues par la méthode des éléments distincts), pour l'éboulement de la Dent du Loup

E/ Résultats

Angle de frottement discontinuité (°)		30	43	
Equilibre limite	σ_n constante sur la surface de glissement	$\delta = 85^\circ$	(14.8, 4.5)	(12.4, 3.8)
	σ_n uniquement sur le pont rocheux		(9.4, 2.9)	
	σ_n constante sur la surface de glissement	$\delta = 90^\circ$	(13.6, 4.1)	(11.6, 3.5)
	σ_n uniquement sur le pont rocheux		(8.9, 2.7)	
Eléments distincts	$k_{n \text{ pr}}/k_{n \text{ dis}}$	1	(11.8, 3.6)	(0, 0)
		10	(12.5, 3.8)	(0, 0)
		100	(16.8, 5.1)	(0, 0)
		1000	(17.6, 5.3)	(0, 0)

Tableau 3-26 : Synthèse des couples (cohésion, résistance à la traction) en MPa pour l'éboulement de la Dent du Loup

5.2.2.2 Pas de la Balme

A/ Présentation

L'éboulement du Pas de la Balme s'est produit sur la crête orientale des plateaux du Vercors, quelques centaines de mètres au sud du Pas de la Balme. Aux environs de l'année 2000, une lame de 230 m³ de calcaire urgonien (Barrémien supérieur) s'est détachée de la partie sommitale d'une falaise de 80 mètres de hauteur et s'est arrêtée en pied de la paroi, obstruant le sentier qui permet d'atteindre le pas de la Balme depuis Saint-Andéol. La cicatrice s'étend de 1900 m jusqu'à 1868 m d'altitude sur 10 mètres de largeur. La direction générale de la crête est NW mais dans le secteur de l'éboulement la paroi a une direction N80. Les couches ont une orientation N20/15NW. La cicatrice est formée par une surface unique N80 inclinée de 75S dans sa majeure partie et de 60S à sa base. Cette surface est interrompue dans sa partie médiane par un petit surplomb (20 cm de large). Elle correspond à un miroir de faille (stries dextres) qui présente sur une grande partie des drapages carbonatés orangés. Des surfaces de cassure de matrice rocheuse, 0.5 m² au total, sont concentrées dans la partie la plus inclinée de la cicatrice dont la surface totale est de 250 m² (Figure 3.43).

B/ Méthode à l'équilibre limite

La direction de glissement est guidée par la surface de glissement la moins inclinée, c'est-à-dire la surface basale. Les équations d'équilibre des forces selon X et Y sont identiques au cas précédent de la Dent du Loup [3.58] et [3.59].

Le critère de rupture sur le plan basal (plan 1), tient compte seulement de la résistance par frottement le long du joint, car on y a observé aucun pont rocheux :

$$T_1 = N_1 \cdot \tan f_{\text{dis}} \quad [3.65]$$

Le plan 2, quant à lui, est sollicité en traction cisaillement car il est plus incliné que le plan 1 :

$$T_2 = N_2 \cdot \tan \psi + c_{\text{pr}} \cdot S_{\text{pr}} \quad [3.66]$$

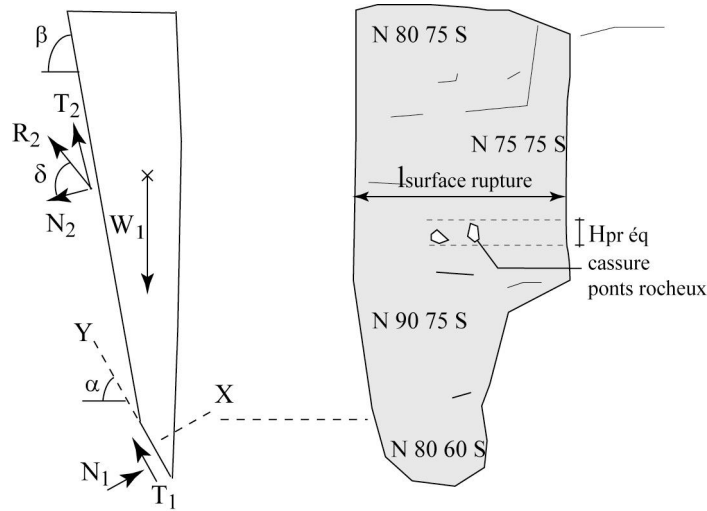


Figure 3.43 : Schéma de la cicatrice et décomposition des forces exercées sur le compartiment rocheux, Pas de la Balme ; $\alpha = 60^\circ$ et $\beta = 75^\circ$

Supposant qu'il y eu rupture en même temps sur le plan 1 et sur les ponts rocheux présents sur le plan 2, on a un système à 5 inconnues (N_1 , T_1 , R_2 , d , C_{pr}) et 4 équations, que nous résolvons comme précédemment en faisant une hypothèse sur d (Figure 3.44).

- en choisissant d'utiliser le principe du travail maximum tel qu'il est décrit dans le paragraphe 5.2.2.1 B/ (cf. Partie 3), l'angle δ vaut 90° ;
 - en prenant la direction de R_2 parallèle au plan de glissement : $\delta = 75^\circ$.
- On obtient alors la cohésion à l'équilibre limite [3.67] :

$$c_{pr} = \frac{W \cdot [\sin a - \cos a \cdot \tan \phi_{dis}]}{\sin(d + \beta - a) + \cos(d + \beta - a) \cdot \tan \phi_{dis}} (\sin d + \cos d \cdot \tan \psi) \cdot \frac{1}{S_{pr}} \quad [3.67]$$

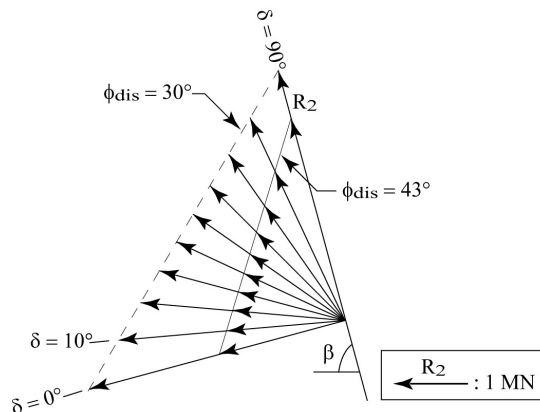


Figure 3.44 : Réaction exercée par le plan 2 sur la masse instable pour différentes valeurs de δ et différentes valeurs de ϕ_{dis} , éboulement du Pas de la Balme

C/ Résultats

En faisant varier l'angle de frottement de la discontinuité entre 30 et 43°, nous obtenons les couples (cohésion, résistance à la traction) des ponts rocheux suivants :

Volume (m ³)	230	
Surface de pont rocheux S _{pr} (m ²)	0.5	
Largeur de la surface de rupture l _{surface rupture} (m)	10	
Hauteur de pont rocheux équivalente H _{pr éq} (m)	0.7	
Angle de frottement discontinuité (°)	30	43
$\delta = 75^\circ$ (c, σ_t) _{réel} (MPa)	(13.0, 3.9)	(9.0, 2.7)
$\delta = 90^\circ$ (c, σ_t) _{réel} (MPa)	(8.7, 2.6)	(6.8, 2.1)

Tableau 3-27 : Couples (cohésion, résistance à la traction) des ponts rocheux obtenus par analyse en retour pour l'éboulement du Pas de la Balme

5.2.2.3 Les Olivets

A/ Présentation

L'éboulement des Olivets se situe dans la zone amont des Gorges de la Bourne, à 6 km à l'ouest de Villard de Lans. L'inspection de cette partie des gorges révèle la présence de plusieurs instabilités passées, d'âge inconnu, dont celui des Olivets. La cicatrice située au sommet d'une paroi de calcaire urgonien de 160 mètres de haut, indique le détachement d'une masse de 15 m de long sur 3 mètres de haut et épais de 1 à 2 mètres. Ce volume estimé est de 90 m³. La cicatrice est formée par deux principales surfaces : (1) une surface d'orientation N50-60/55NW formant la base de la cicatrice et (2) une surface verticale de même direction présentant une surface de rupture de ponts rocheux de 0.7 m² (Figure 3.45).

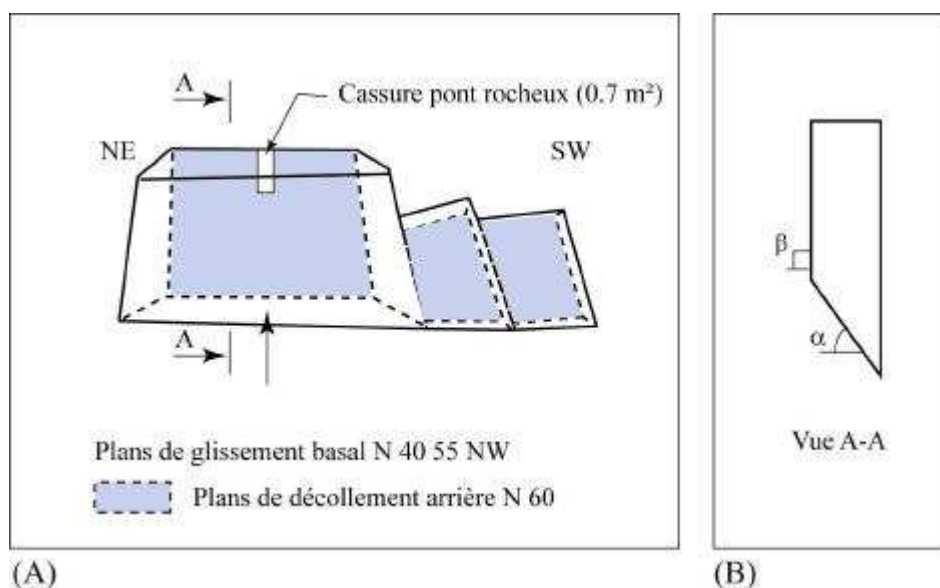


Figure 3.45 : Croquis de la surface de rupture de l'éboulement des Olivets

B/ Méthode à l'équilibre limite

Nous nous trouvons dans une situation similaire à la précédente : la cicatrice est globalement composée par (1) une surface moyennement inclinée à la base et par (2) une surface arrière beaucoup plus redressée. On résout le système en prenant :

- soit un angle $\delta = 90^\circ$;
- soit un angle $\delta = 55^\circ$ pour que R_2 soit dans la direction du glissement.

Dans le cas où $\delta = 90^\circ$, seul le pont rocheux reprend les efforts soumis par le poids propre du compartiment rocheux. Pour $\phi_{dis} = 30^\circ$ ou $\phi_{dis} = 43^\circ$, il n'y a pas de modification de la valeur de R_2 (Figure 3.46).

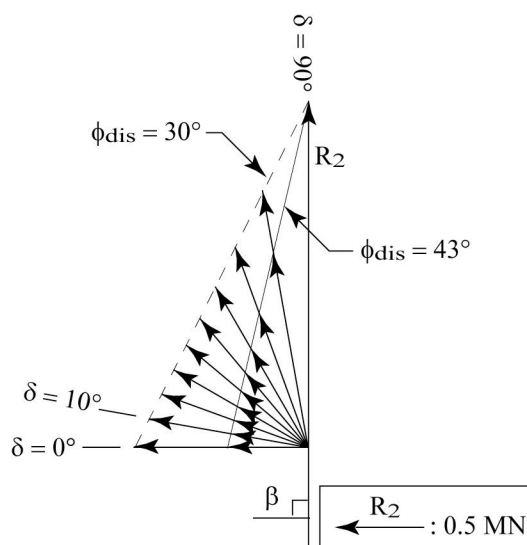


Figure 3.46 : Réaction exercée par le plan 2 sur la masse instable pour différentes valeurs de δ et différentes valeurs de ϕ_{dis} , éboulement des Olivets

Les couples (cohésion, résistance à la traction) des ponts rocheux sont les suivants :

Volume (m ³)	90	
Surface de pont rocheux S_{pr} (m ²)	0.7	
Largeur de la surface de rupture $l_{\text{surface rupture}}$ (m)	15	
Hauteur de pont rocheux équivalente $H_{pr \text{ éq}}$ (m)	1	
Angle de frottement discontinuité (°)	30	43
$\delta = 55^\circ$ (c, σ_t) _{réel} (MPa)	(4.6, 1.4)	(2.7, 0.8)
$\delta = 90^\circ$ (c, σ_t) _{réel} (MPa)	(3.5, 1.1)	

Tableau 3-28 : Couples (cohésion, résistance à la traction) des ponts rocheux, obtenus par analyse en retour pour l'éboulement des Olivets

C/ Méthode des éléments distincts

La géométrie est présentée à la Figure 3.47. Le pont rocheux, haut de 1 mètre et large d'environ 70 cm, se situe au sommet du plan arrière. Dans le modèle cylindrique de 15 m de largeur, on considèrera une hauteur équivalente de ponts rocheux ($H_{pr \text{ éq}}$) de 1 mètre.

Le modèle est défini par trois types de joints :

- Du point 1 (2.5, 3.5) au point 2 (4.5, 6.3), discontinuité inclinée à 55° par rapport à l'horizontale ;
- Du point 3 (4.5, 6.3) au point 4 (4.5, 8.5), discontinuité verticale ;
- Du point 5 (4.5, 8.5) au point 6 (4.5, 9.5), pont rocheux.

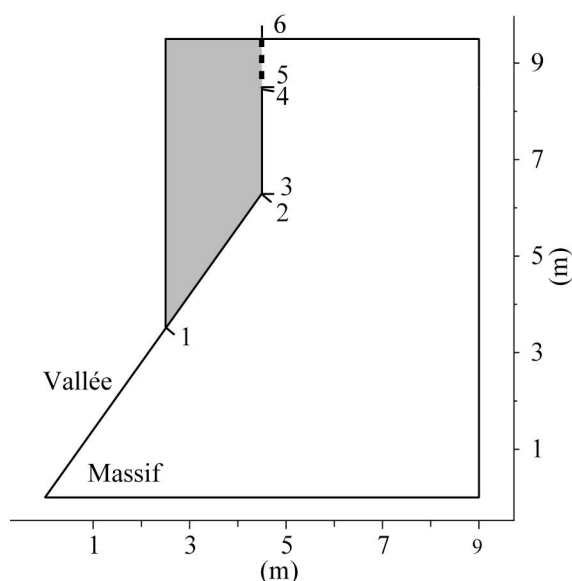


Figure 3.47 : Géométrie du modèle analytique et localisation du pont rocheux

Étude de sensibilité au rapport des raideurs

La variation du rapport des raideurs entre les discontinuités et le pont rocheux, entraîne une modification des sollicitations sur les différents joints. Ainsi, nous constatons :

- que plus le rapport des raideurs normales entre le pont rocheux et les discontinuités est élevé, plus les efforts repris par le pont rocheux sont importants (Tableau 3-29);
- que pour des rapports de raideurs normales de 1 et 10, le pont rocheux est sollicité uniquement en traction et la discontinuité verticale est ouverte ($\sigma_n=0$). Lorsque ce rapport est égal à 100 ou 1000, le pont rocheux est sollicité en flexion (traction dans la moitié supérieure et compression dans la moitié inférieure), et la discontinuité verticale est sollicitée en compression (Tableau 3-29).

Point	$\frac{kn_{pr}}{kn_{dis}} = 1$		$\frac{kn_{pr}}{kn_{dis}} = 10$		$\frac{kn_{pr}}{kn_{dis}} = 100$		$\frac{kn_{pr}}{kn_{dis}} = 1000$	
	σ_n (kPa)	τ (kPa)	σ_n (kPa)	τ (kPa)	σ_n (kPa)	τ (kPa)	σ_n (kPa)	τ (kPa)
6	-69	124	-53	197	-166	227	-443	245
5	-85	124	-53	197	81	227	417	245

Tableau 3-29 : Vecteurs contraintes aux extrémités du pont rocheux pour $\phi_{dis} = 30^\circ$ et 43°

Pour les 4 cas (rapport des raideurs normales : 1, 10, 100 et 1000), les différents mécanismes sont décrits ci-dessous (Figure 3.48) :

$\frac{kn_{pr}}{kn_{dis}} = 1$: La rupture est initiée par la rupture de la moitié inférieure du pont rocheux selon

le critère : $\sigma_n = -\sigma_t$;

$\frac{kn_{pr}}{kn_{dis}} = 10$: La rupture est initiée par la rupture du pont rocheux selon le critère : $\tau = \sigma_{n.tan}$

$\phi + c$ avec $\sigma_n < 0$;

$\frac{kn_{pr}}{kn_{dis}} = 100$: La rupture est initiée par la rupture de la moitié supérieure du pont rocheux

selon le critère : $\tau = \sigma_{n.tan} \phi + c$ avec $\sigma_n < 0$;

$\frac{kn_{pr}}{kn_{dis}} = 1000$: La rupture est initiée en deux étapes bien distinctes :

Dans un premier temps, il se produit une rupture de la moitié supérieure du pont rocheux selon le critère : $\sigma_n < -\sigma_t$. Il y a donc décollement du demi pont rocheux supérieur (Figure 3.48).

Dans un deuxième temps, après réajustement de l'état de contrainte et diminution des caractéristiques mécaniques sur l'ensemble des joints et sur la moitié inférieure du pont rocheux, la rupture survient au niveau du pont rocheux suivant le critère : $\tau > \sigma_{n.tan} \phi + c$ avec $\sigma_n < 0$ (Figure 3.48).

Ce dernier scénario de rupture en deux temps du pont rocheux n'est pas réaliste dans la mesure où les observations faites sur le terrain montrent que l'aspect de surface de la cassure du pont rocheux est homogène.

Influence de l'angle de frottement des discontinuités

La discontinuité basale inclinée de 55° n'est pas mobilisée tant qu'il n'y a pas rupture sur le pont rocheux (Figure 3.48). Le changement de l'angle de frottement des discontinuités (30 et 43°) n'influe pas de manière significative sur les vecteurs contraintes au niveau des ponts rocheux. Les valeurs des vecteurs contraintes aux extrémités du pont rocheux sont valables pour $\phi_{dis} = 30^\circ$ comme pour $\phi_{dis} = 43^\circ$ (Tableau 3-29).

Caractéristiques mécaniques obtenues

Pour des rapports de raideur de 1 et de 10, la sollicitation est uniquement en traction-cisaillement. Nous déterminerons le couple limite (c, σ_t) directement à partir des résultats de UDEC.

Pour des rapports plus élevés (100 et 1000), le pont rocheux est sollicité en mode flexion (traction-cisaillement en partie supérieure et compression-cisaillement en partie inférieure). Partant du constat fait pour le cas de l'Echarina 2, une répartition linéaire des contraintes (Figure 3.16) semble plus réaliste que celle utilisée dans le code de calcul UDEC (Figure 3.19). L'évaluation du couple limite (c, σ_t) pour un rapport des raideurs de 100 se fera en considérant un moment de flexion décrit dans l'équation [3.33] et une répartition linéaire des contraintes (Figure 3.16).

Nous n'envisagerons pas le dernier cas ($k_{n\text{ pr}}/k_{n\text{ dis}} = 1000$) car nous jugeons le mécanisme de rupture trop irréaliste.

$H_{\text{pr éq}}$ (m)		1	
$l_{\text{surface rupture}}$ (m)		15	
Surface ponts rocheux réelle (m ²)		0.7	
$k_{n\text{ pr}}/k_{n\text{ dis}}$	1	10	100
$(c, \sigma_t)_{\text{réel}}$ (MPa)	~ (6.2, 1.9)	(6, 1.8)	(30.6, 9.2)

Tableau 3-30 : Cohésion et résistance à la traction des ponts rocheux obtenues par analyse en retour pour l'éboulement des Olivets

D/ Comparaison

Le modèle à l'équilibre limite suppose une mobilisation simultanée des résistances des différents joints formant la cicatrice, alors que la méthode des éléments distincts prend en compte le fait que ces résistances ne sont généralement pas atteintes au même moment, ce qui nécessite des caractéristiques mécaniques plus élevées pour assurer la stabilité. D'autre part, la méthode des éléments distincts met en évidence le moment de flexion qui s'exerce sur le pont rocheux, lorsque la raideur de la discontinuité basale est nettement plus faible que celle du pont. Ce phénomène se traduit par le passage d'un mécanisme de rupture en traction-cisaillement à un mécanisme où la flexion est prépondérante, ce qui induit une sollicitation encore plus importante du pont rocheux par rapport à la discontinuité basale. Les caractéristiques mécaniques nécessaires pour assurer l'équilibre augmentent donc avec le rapport des raideurs.

Suivant les rapports $k_{n\text{ pr}}/k_{n\text{ dis}}$, l'angle de la force de réaction sur le pont rocheux par rapport à la normale (δ) varie :

- Pour un rapport de raideur égal à 1, cas se rapprochant le plus du modèle analytique, l'angle est de 58°.
- Pour un rapport de raideur égal à 1000, cas supposant que la majorité des efforts soit repris par le pont rocheux, l'angle est égal à 79°.

A l'équilibre limite, nous avons considéré que l'inclinaison d de la force de réaction R_2 est égale à 90° (travail maximum) ou à 55° (inclinaison du plan basal). Ces deux valeurs encadrent celles, plus réalistes, obtenues par éléments distincts.

Les valeurs retenues dans l'analyse à l'équilibre limite sont donc d'une certaine manière justifiées par le calcul numérique.

E/ résultats

Angle de frottement discontinuité ($^\circ$)		30	43
Equilibre limite	$\delta = 55^\circ$	(4.6, 1.4)	(2.7, 0.8)
	$\delta = 90^\circ$	(3.5, 1.1)	
Eléments distincts	$k_{n \text{ pr}} / k_{n \text{ dis}}$	1	(6.2, 1.9)
		10	(6.0, 1.8)
		100	(30.6, 9.2)
		1000	-

Tableau 3-31 : Synthèse des couples (cohésion, résistance à la traction) en MPa pour l'éboulement des Olivets

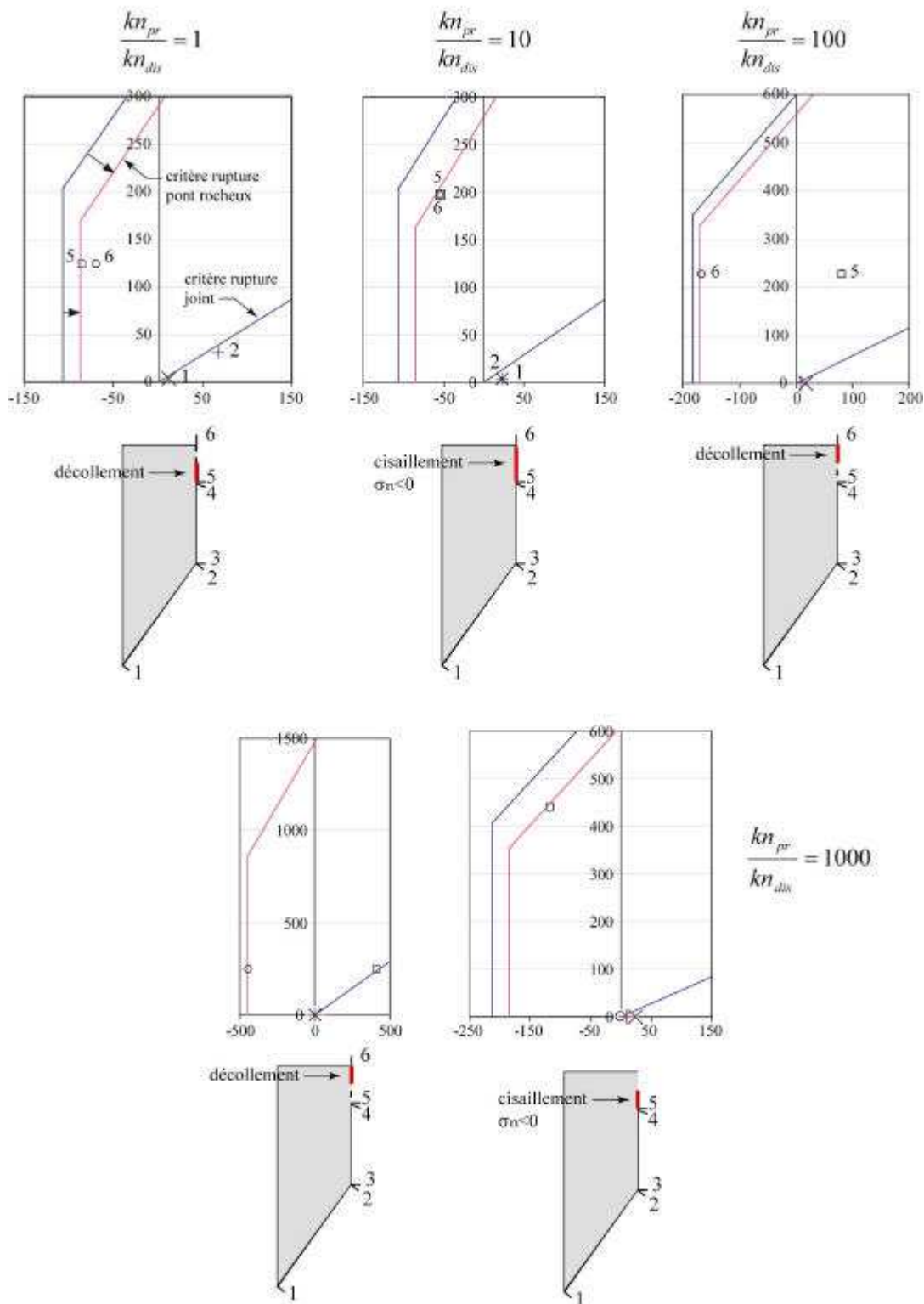


Figure 3.48 : Etat de contrainte aux extrémités à la rupture, pour différents rapports des raideurs entre le joint 2 « pont rocheux » et le joint 1 « discontinuité »

6. Conclusion

L'objectif de cette étude était d'améliorer les méthodes d'analyse de la stabilité de compartiments rocheux potentiellement instables. Nous pouvons en tirer des enseignements au niveau de la modélisation géométrique, des méthodes d'analyse de stabilité et des caractéristiques mécaniques à utiliser dans ces méthodes.

Modélisation géométrique

Il ressort des analyses effectuées que la prise en compte des ponts rocheux est primordiale pour l'analyse de la stabilité. En effet, sans ponts rocheux, une analyse prévisionnelle de la stabilité des cas étudiés aurait abouti à des coefficients de sécurité nettement inférieurs à 1. Dans le cas de basculements, nous obtiendrions un coefficient de sécurité nul. Dans le cas d'un glissement translationnel, le coefficient serait égal à $\tan\phi_{\text{dis}}/\tan\alpha$ où α est l'inclinaison du plan moyen de rupture.

Validité des méthodes utilisées

Nous avons observé cinq types de mécanismes d'instabilités (Figure 3.49) :

- Basculement isostatique ;
- Basculement hyperstatique ;
- Glissement isostatique ;
- Glissement hyperstatique ;
- Glissement à deux blocs.

Dans les cas de basculements que nous avons étudiés, les ponts rocheux étaient situés au pied de la surface de rupture et étaient donc sollicités en flexion. Dans ce cas les discontinuités préexistantes s'ouvrent et leur raideur n'intervient pas. La méthode à l'équilibre limite paraît donc utilisable pour une étude prospective.

Dans le cas des glissements, le rapport des raideurs des ponts rocheux et des discontinuités joue un rôle. A priori, ces dernières sont beaucoup plus déformables que les ponts rocheux, qui peuvent donc, dans certains cas, être sollicités en flexion. Dans ces cas, la contrainte normale à une extrémité du pont rocheux est plus faible que la contrainte moyenne calculée par équilibre limite et la résistance nécessaire pour assurer la stabilité est plus forte. La méthode des éléments distincts, qui permet de prendre en compte ce phénomène, est alors plus réaliste. La différence entre les deux méthodes est plus ou moins marquée suivant les configurations géométriques. Dans le cas des Olivets, où le pont rocheux est situé dans la partie supérieure de la surface de rupture, l'augmentation du rapport des raideurs du pont rocheux et des discontinuités, provoque une forte hétérogénéité de la contrainte normale et induit une situation défavorable en terme de stabilité. Pour un rapport de raideur variant de 1 à

100, la cohésion nécessaire à la stabilité est multipliée par 5. Cela signifie que, dans une analyse prospective, la méthode de l'équilibre limite aurait donné un coefficient de sécurité environ 5 fois trop grand. Dans le cas de la Dent du Loup, où les ponts rocheux sont mieux répartis sur la surface de rupture, la cohésion nécessaire est multipliée par 1.4 pour une même variation du rapport des raideurs.

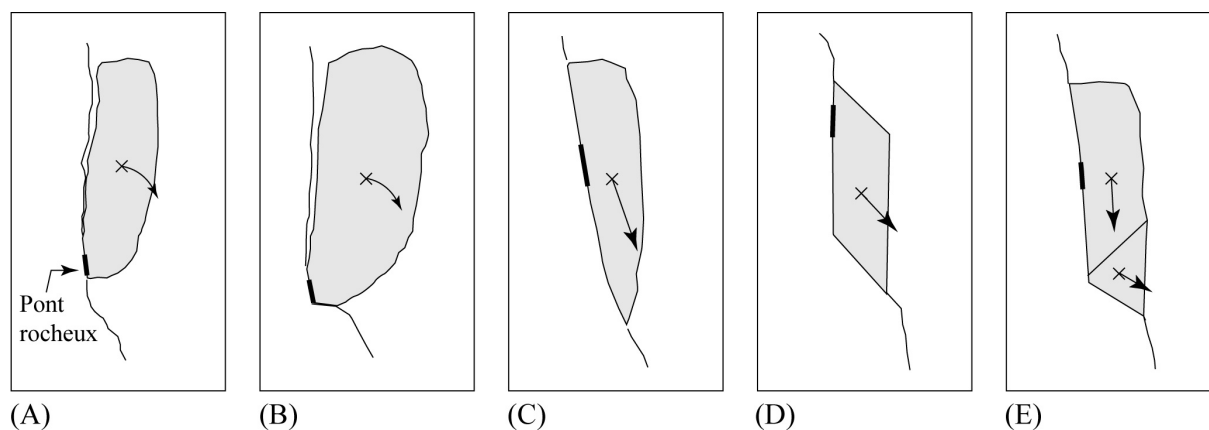


Figure 3.49 : Mécanismes d'instabilité observés ; (A) basculement isostatique, (B) Basculement hyperstatique, (C) Glissement isostatique, (D) Glissement hyperstatique, (E) Glissement à deux blocs

Caractéristiques mécaniques

Les caractéristiques mécaniques nécessaires à la stabilité, obtenues pour chaque cas étudié par la méthode qui nous semble la plus réaliste, sont présentées dans le Tableau 3-32.

Dans les cas des glissements, les résultats sont fonction de la valeur de ϕ_{dis} utilisée. Les valeurs que nous avons utilisées, n'ont pas été déterminées à partir d'échantillons prélevés sur les surfaces de glissement étudiées, mais à partir de joints prélevés sur un autre site. Cependant, nous estimons que la valeur de 43° est celle qui correspond le mieux aux surfaces de glissement que nous avons observées. D'autre part, ces valeurs ont été déterminées sur des échantillons de taille beaucoup plus petite que celle des surfaces de glissement. Avec UDEC, la morphologie des discontinuités a été représentée en utilisant des joints de 50 cm de longueur. Avec ce niveau de détail, l'utilisation de valeurs de ϕ_{dis} déterminées en laboratoire sur des échantillons de 40 cm de longueur, est satisfaisante. Pour les modèles à l'équilibre limite, nous avons déterminé des plans moyens et l'effet d'échelle portant sur les valeurs de ϕ_{dis} devient plus gênant.

Nous constatons que la cohésion moyenne du calcaire urgonien obtenue par analyse en retour ($c_{\text{moyen}} = 7.2 \text{ MPa}$) est environ 3 fois plus faible que celle fournie par les essais en laboratoire ($c_{\text{moyen}} = 23.3 \text{ MPa}$) (Tableau 3-32 et Figure 3.50). Pour les calculs faits avec la

mécanique de la rupture, nous trouvons des rapports entre 2 et 5 entre les valeurs en laboratoire (cf. Annexe A-II) et les analyses en retour.

Cette différence entre les caractéristiques mécaniques des ponts rocheux obtenues par analyse en retour et celles déterminées en laboratoire peut s'expliquer par un effet d'échelle spatial mais aussi par un effet d'échelle temporel, les valeurs obtenues par analyse en retour correspondant à une résistance à long terme.

Bieniawski et Heerden (1975, cité par Goodman, 1989) ont étudié l'effet d'échelle sur différentes roches. Pour un calcaire, le passage de 10 cm à 50 cm puis à 1 m correspond à une diminution de la cohésion d'un facteur 2 puis 2.5 (Figure 3.51). Si nous appliquons ces résultats aux ponts rocheux, les caractéristiques sont donc divisées par 2 puis par 2.5.

Ces rapports de résistance sont un peu inférieurs à ceux que nous trouvons ($\times 3$).

Dans la plupart des roches, (Goodman, 1981) sous charge maintenue constante, des ruptures peuvent se produire à long terme. Par exemple, sous un chargement uniaxial, il existe un seuil s_8 (inférieur à la résistance instantanée) au-dessus duquel se produit un fluage tertiaire aboutissant à la rupture. Le temps à la rupture augmente lorsque le rapport s_8 / s_c diminue. Les essais mentionnés dans la littérature indiquent des valeurs de 0.61-0.775 pour le calcaire, 0.56 pour la dolomite (Lama et Vutukuri, 1978 ; Goodman, 1989). La durée de vie d'un compartiment rocheux étant beaucoup plus grande que celle d'un essai en laboratoire, le rapport moyen $c_{\text{analyse en retour}} / c_{\text{laboratoire}}$ obtenu, de l'ordre de 0.3, semble cohérent.

Dans une démarche prédictive de la stabilité, nous recommandons d'utiliser des caractéristiques mécaniques des ponts rocheux 3 fois plus faibles que celles obtenues en laboratoire.

Mécanisme	Méthode	Eboulement	$\phi_{dis} = 30^\circ$	$\phi_{dis} = 43^\circ$
			c, σ_t (MPa)	
Basculement isostatique	Equilibre limite	Echarina 2	c = 69, $\sigma_t = 21$	c = 69, $\sigma_t = 21$
	Eléments distincts + Calcul des contraintes (répartition linéaire sur le pont rocheux)	Ranc	c = 10.4, $\sigma_t = 3.2$	c = 10.4, $\sigma_t = 3.2$
	Equilibre limite	Roche du Midi	c = 7.5, $\sigma_t = 2.2$	c = 7.5, $\sigma_t = 2.2$
Basculement hyperstatique	Equilibre limite	Goule Blanche	c = 14.0, $\sigma_t = 4.2$	c = 14.0, $\sigma_t = 4.2$
Glissement isostatique	Equilibre limite	Vierge du Vercors	c = 3.9-4.7, $\sigma_t = 1.2-1.4$	c = 3.9-4.3, $\sigma_t = 1.2-1.3$
	Equilibre limite	Chalimont	c = 9.7-11.5, $\sigma_t = 3.2-3.6$	c = 9.7-10.7, $\sigma_t = 3.2-3.4$
	Equilibre limite	Pas du Fouillet	c = 6.0-7.1, $\sigma_t = 1.9-2.2$	c = 6.0-6.6, $\sigma_t = 1.9-2.1$
Glissement à deux blocs	Equilibre limite	Eglise S' Michel	c = 4.6-5.7, $\sigma_t = 1.2-1.7$	c = 2.0-2.7, $\sigma_t = 0.6-0.8$
Glissement hyperstatique	Eléments distincts	Dent du Loup	c = 11.8-17.6, $\sigma_t = 3.5-5.3$	c = 0, $\sigma_t = 0$
	Equilibre limite	Pas de la Balme	c = 8.7-13.0, $\sigma_t = 2.9-3.9$	c = 6.8-9, $\sigma_t = 2.1-2.7$
	Eléments distincts	Les Olivets	c = 6.2-30.6, $\sigma_t = 1.9-9.2$	c = 6.2-30.6, $\sigma_t = 1.9-9.2$
Essais en laboratoire			c = 23.3 ± 2.7 ; $\sigma_t = 7.0 ± 2.8$	

Tableau 3-32 : Récapitulatif des caractéristiques mécaniques des ponts rocheux, obtenues par analyse en retour et en laboratoire

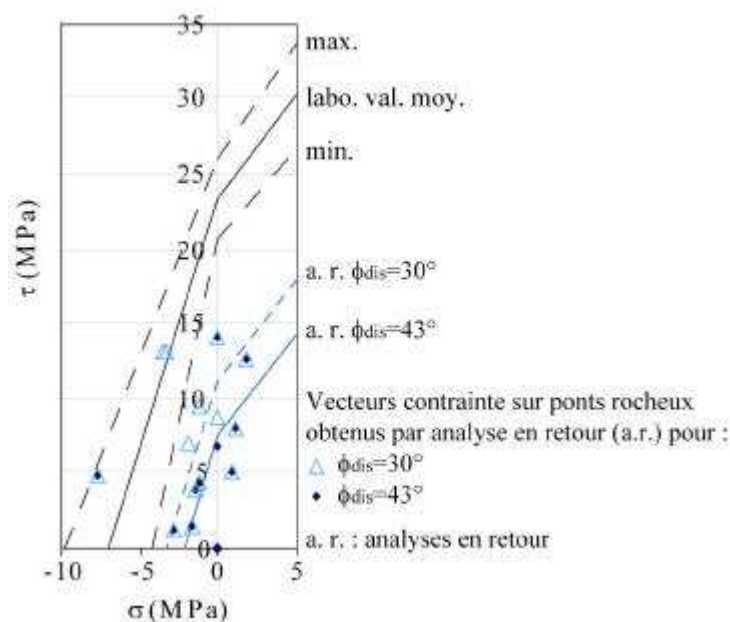


Figure 3.50 : Vecteurs contraintes à la rupture sur les ponts rocheux pour différentes valeurs d'angle de frottement des discontinuités, déterminés par analyses en retour, et critère de rupture déterminé en laboratoire ; cas de l'Eglise Saint Michel (calcaire tithonique) non intégré

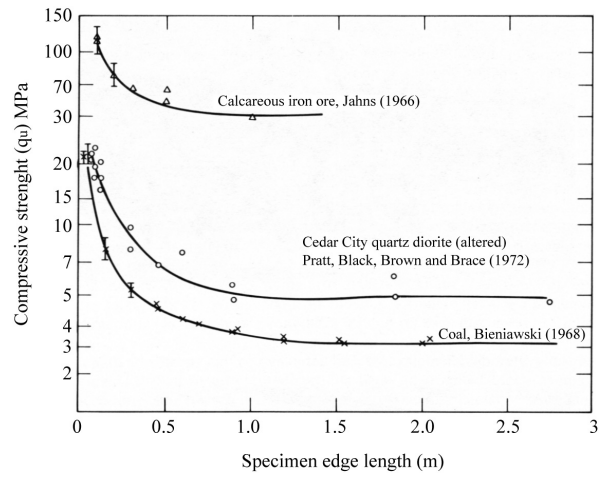


Figure 3.51 : Effet d'échelle sur la résistance en compression (Bieniawski et Heerden, 1975, cité par Goodman, 1989)

Partie 4.

Analyse en retour de l'évolution de la stabilité au cours du temps

- 1. Introduction**
- 2. Approche Géomorphologique**
 - 2.1 Calcul de la fréquence d'éboulement et du taux d'érosion
 - 2.2 Relation entre fréquence et âge moyen des compartiments
- 3. Reconstitution des accélérations sismiques**
 - 3.1 Objectif
 - 3.2 Distribution des accélérations obtenue à partir du Réseau Accélérométrique Permanent
 - 3.3 Distribution des accélérations obtenue à partir du rapport GEO-TER
 - 3.4 Synthèse des distributions des accélérations
 - 3.5 Evaluation de la période de retour et de l'accélération correspondante
- 4. Estimation du temps à la rupture**
 - 4.1 Evolution par processus de dissolution
 - 4.2 Processus par propagation de fissures sous-critiques
 - 4.3 Processus par propagation de fissures sous l'effet du gel
- 5. Conclusion**

1. Introduction

Dans la partie 3, nous avons validé des méthodes qui permettent d'analyser la stabilité actuelle des masses rocheuses. Or l'évaluation de l'aléa nécessite, non seulement de connaître l'état de stabilité actuelle, mais aussi son évolution future, sur une durée qui est généralement de l'ordre du siècle. A l'heure actuelle, il n'existe aucune méthode opérationnelle permettant d'évaluer quantitativement l'espérance de vie d'un compartiment rocheux actuellement stable. Quelques approches théoriques ont été proposées (par exemple, Kemeny,), mais aucune d'entre elles n'a pu être validée, du fait de l'absence de données concernant la durée de vie des compartiment rocheux éboulés ou l'évolution de leur état de stabilité. Dans cette partie, nous tentons d'appréhender cette évolution par une analyse en retour "historique", qui prend en compte, non seulement les sollicitations subies au moment de la rupture, mais aussi les

sollicitations extrêmes subies dans le passé. Pour cela, nous utiliserons d'abord une approche géomorphologique, qui a pour but d'évaluer l'âge des compartiments rocheux qui se sont récemment éboulés (Chapitre 1). Ensuite nous estimerons les accélérations sismiques qu'ils ont subies au cours de leur existence, à partir de données historiques d'accélérations (chapitre 2). Puis nous testerons différents modèles qui permettent de déterminer le temps restant avant la rupture, ou "temps à la rupture" (chapitre 3).

2. Approche géomorphologique

Une approche globale à grande échelle spatiale (versant) et temporelle (siècle au minimum) permet d'estimer la durée de vie moyenne des compartiments rocheux pour différentes classes de volumes. Cette approche s'appuie sur l'étude des fréquences d'éboulements, développée dans le cadre de la méthode HGP (Historique, Géomécanique et Probabiliste). Cette méthode associe une approche historique pour évaluer la fréquence moyenne d'éboulements et une approche géomécanique pour hiérarchiser les compartiments potentiellement instables (Hantz et al., 2003).

Dans un premier temps, nous décrivons l'approche historique de la méthode HGP. Dans un deuxième temps, nous verrons comment accéder, à partir des fréquences, à la durée de vie des compartiments rocheux.

2.1. Calcul de la fréquence d'éboulement et du taux d'érosion

2.1.1. Etude historique

L'étude historique permet d'évaluer le nombre d'éboulements qui se sont produits dans différentes classes de volume, sur une période donnée et dans un secteur homogène (zones aux caractéristiques géologiques, morphologiques et climatiques identiques). Elle nécessite une période d'observation suffisamment longue pour être représentative et un recensement exhaustif des éboulements.

La méthode a été appliquée aux falaises entourant l'agglomération grenobloise sur la base d'un inventaire d'éboulements du service RTM (Restauration des Terrains en Montagne) de l'Isère. Rappelons que ce secteur concerne au total 120 km de falaises, dont les hauteurs varient de 50 à 400 m (Partie 1). Elles sont globalement rectilignes sur de grandes distances, parfois jusqu'à 20 km. La stratification est le plus souvent pentée vers l'intérieur du massif. Certains des cas analysés dans la partie 2 et la partie 3 appartiennent à ces falaises, typiques des chaînes subalpines, les autres cas se trouvent dans des configurations similaires.

Au total, l'inventaire regroupe plus d'une centaine d'évènements datant de 1248 à 2000. Hantz et al, 2003 supposent qu'il est exhaustif de 1935 à 2000 pour des volumes supérieurs à 100 m³. Pour les périodes 1800-2000 et 1600- 2000, l'inventaire est jugé exhaustif pour des volumes respectivement de 10⁵ m³ et 10⁶ m³. Le nombre d'éboulements observés et la fréquence correspondante par classe de volume sont représentés dans le tableau ci-dessous (Tableau 4-1).

Classe de volume (m ³)	10 ² -10 ³	10 ³ -10 ⁴	10 ⁴ -10 ⁵	10 ⁵ -10 ⁶	10 ⁶ -10 ⁷
Période d'observation	1935-2000	1935-2000	1935-2000	1800-2000	1600-2000
Nombre d'éboulements	33	9	6	3	2
Fréquence (/siècle)	51	14	9	1.5	0.5

Tableau 4-1 : Période d'observation, nombre d'éboulements observés et fréquence correspondante par classe de volume, d'après Hantz et al (2003)

2.1.2. Loi de distribution des volumes

La fréquence d'éboulement augmente lorsque les volumes éboulés diminuent. Cette distribution a fait l'objet de plusieurs études (Dussauge-Peisser, 2002) qui montrent que la distribution cumulée des fréquences suit une loi puissance à partir d'un certain volume.

$$N(V) = aV^{-b} \quad [4.1]$$

où :

- $N(V)$ correspond au nombre d'éboulements par siècle de volume supérieur à V ;
- a et b sont les paramètres de la loi.

$$\text{Si } V > V_{\max} \text{ alors } N(V) = 0 \quad [4.2]$$

Où V_{\max} est le volume maximal d'éboulement (lié aux caractéristiques géométriques et mécaniques du versant).

Ce modèle statistique permet une estimation des fréquences moyennes dans la vallée de l'Isère. On obtient : $a=1122/\text{siècle}$ et $b=0.55\pm 0.1$. Il ressort de différentes études (Dussauge-Peisser, 2002) que cette loi puissance est applicable pour une large gamme de volumes allant de m^3 à 10^{10} m^3 .

2.1.3. Relation entre fréquence d'éboulement et taux d'érosion

Avec la loi de distribution [4.1], le volume total éboulé par siècle pour une classe de volume comprise entre V_1 et V_2 (Hantz et al., 2003) est :

$$W = \int_{N(V_2)}^{N(V_1)} V dN = \frac{ab}{(1-b)} (V_2^{1-b} - V_1^{1-b}) \quad [4.3]$$

Il est possible de calculer le volume total éboulé :

$$W_t = \int_0^{\infty} V dN = \frac{a}{(1-b)} V_{\max}^{1-b} \quad [4.4]$$

En déterminant l'aire totale S du versant, où l'inventaire a eu lieu, le taux de recul du versant ou taux d'érosion E peut être estimé :

$$E = \frac{W_t}{S} \quad [4.5]$$

Pour un volume maximal éboulé de 10^7 m^3 , Hantz et al (2003) ont calculé le volume éboulé par siècle pour chaque classe de volume, le volume total érodé et le taux d'érosion (Tableau 4-2).

2.2. Relation entre fréquence et âge moyen des compartiments

2.2.1. Principe

La partie de la falaise dans laquelle se produisent des éboulements de volume compris entre V_i et V_{i+1} a une surface moyenne A_i égale à :

$$A_i = \frac{W(V_i, V_{i+1})}{E} \quad (\text{Figure 4.2 A}) \quad [4.6]$$

avec :

- $W(V_i, V_{i+1})$: volume total des éboulements de volume compris entre V_i et V_{i+1} ;
- E : taux de recul moyen du versant.

Cette partie de la falaise est régulièrement renouvelée au fur et à mesure que les éboulements se produisent. La surface éboulée par siècle est appelée B_i (Figure 4.2).

Pour mieux comprendre ces notions, basons nous sur l'exemple présenté sur la Figure 4.2. Pour 8 éboulements de classe (V_i, V_{i+1}) se produisant en 1 siècle sur un versant donné :

- B_i , surface éboulée par siècle, sera égale à 8 fois la surface d'un éboulement ;
- A_i , surface de cicatrice observable à un instant donné, sera en moyenne égale à 2 fois la surface d'un éboulement.

Cette explication est facilement admise dans une configuration théorique simple (Figure 4.2 A), mais la réalité est bien entendu plus complexe.

La durée de vie moyenne T_i d'une cicatrice correspondant à une classe de volume donnée est égal à A_i/B_i (Hantz et al., 2005). C'est aussi la durée de vie moyenne d'un compartiment de volume compris entre V_i et V_{i+1} .

Pour appréhender plus facilement cette notion, basons nous toujours sur l'exemple précédent (Figure 4.2). En un siècle, il y a 8 cicatrices (surface B_i) qui apparaissent. A un instant t donné, 2 cicatrices en moyenne (surface A_i) sont visibles. On obtient donc une durée de vie moyenne des compartiments ($T_i=A_i/B_i$) égale à $1/4$ siècle.

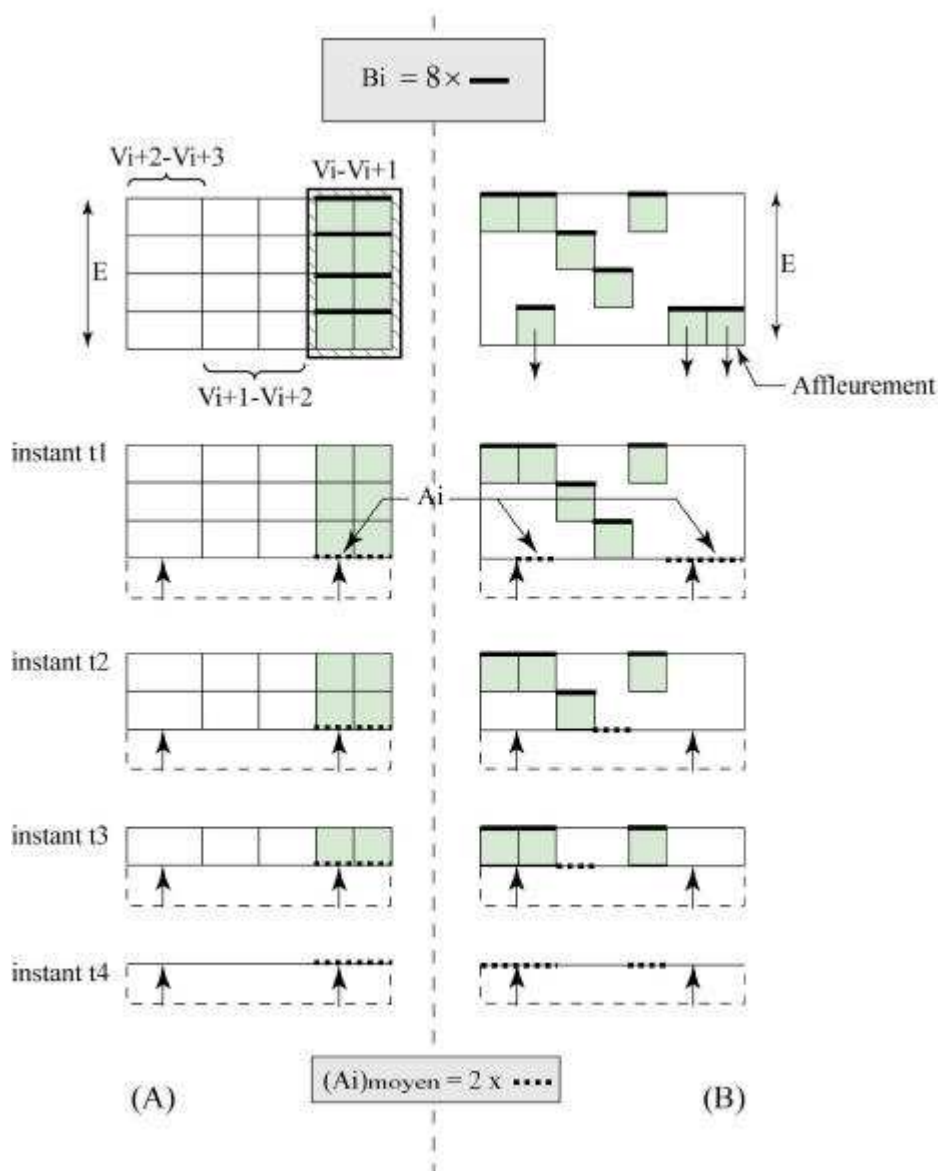


Figure 4.1 : Schéma du recul de falaise vue de dessus ; (A) modèle simple, (B) modèle quelconque de répartition des éboulements ; ces modèles illustrent les notions de surface totale éboulée pour une période donnée (B_i) et de surface de falaise affectée par les éboulements (A_i), pour une classe de volume $V_i - V_{i+1}$

2.2.2. Détermination de la surface éboulée Bi

Si l'on suppose que les volumes éboulés ont une forme constante, on peut définir un volume éboulé « standard » (Figure 4.2) :

$$V = nl.nw.nt = n^3(l.w.t) \quad [4.7]$$

avec :

- n : paramètre lié à la taille du compartiment ;
- l : longueur ;
- w : largeur ;
- t : épaisseur.

La surface de la cicatrice est donc la suivante :

$$S = n^2(l.w) \quad [4.8]$$

Des équations [4.7] et [4.8], nous déduisons la relation surface / volume suivante :

$$V = S^{3/2} \cdot \frac{t}{(l.w)^{1/2}} \quad [4.9]$$

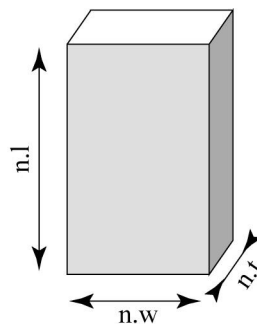


Figure 4.2 : Volume éboulé « standard »

Si les compartiments éboulés avaient des formes similaires, le volume éboulé serait donc proportionnel à la surface de la cicatrice à la puissance 3/2. A partir de la base d'éboulements restreinte (25 cas) (cf. Partie 2), nous trouvons un exposant relativement proche, égal à 1.37 (Figure 4.3) On peut en déduire que nos éboulements ont des formes assez similaires, ce qui valide, dans une certaine mesure, l'équation [4.9].

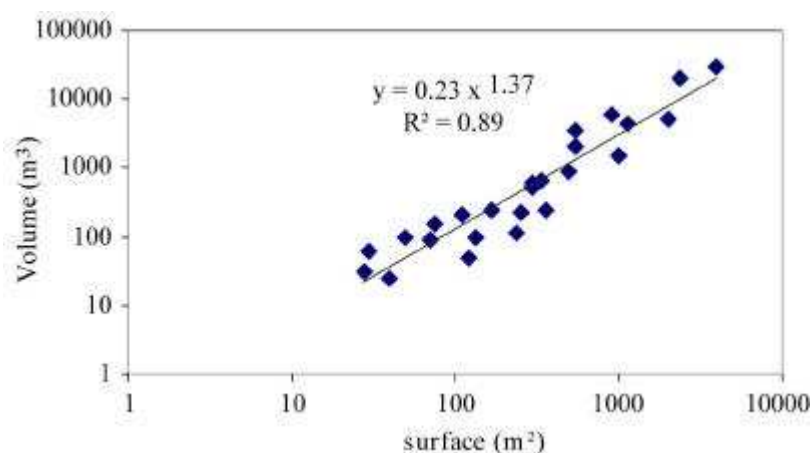


Figure 4.3 : Relation entre le volume éboulé et la surface de la cicatrice pour la base de données restreinte (25 cas d'éboulements)

En considérant que les éboulements dont la surface de la cicatrice est supérieure à S , ont un volume supérieur à $V = S^{3/2} t (l.w)^{-1/2}$. Leur fréquence (par siècle) est égale à :

$$f(S) = a \cdot t^{-b} \cdot (l.w)^{b/2} \cdot S^{-\frac{3}{2}b} = d \cdot S^{-e} \quad [4.10]$$

La distribution des surfaces suit donc une loi puissance avec un exposant voisin de -0.75 [4.10].

De la même manière que pour les volumes éboulés, il est possible de déterminer la surface totale de cicatrice (B_i) produite chaque siècle pour des éboulements de classe de volume (V_i, V_{i+1}) correspondant à une classe de surface (S_i, S_{i+1}) :

$$B_i = S(S_i, S_{i+1}) = \int_{f(V_i)}^{f(V_{i+1})} S df = \frac{d \cdot e}{1 - e} \cdot (S_{i+1}^{(1-e)} - S_i^{(1-e)}) \quad [4.11]$$

Remarque : Pour les glissements de terrain, une démarche similaire a été réalisée dans la partie sud-ouest des Alpes en Nouvelle-Zélande (Burbank, 2002). En analysant la distribution géométrique des glissements de terrains (relation surface-largeur et relation épaisseur-volume), il a ainsi été possible d'évaluer le volume total érodé par glissement de terrain.

Application aux falaises de l'agglomération grenobloise

Pour les différentes classes de volumes, les différentes étapes menant à l'estimation de l'âge moyen des compartiments (T_i) sont résumées dans le Tableau 4-2.

Classe de volume (m ³)	$V_i - V_{i+1}$	0-10 ²	10 ² -10 ³	10 ³ -10 ⁴	10 ⁴ -10 ⁵	10 ⁵ -10 ⁶	10 ⁶ -10 ⁷
Période d'observation	P_i	-	1935- 2000	1935- 2000	1935- 2000	1800- 2000	1600- 2000
Nombre d'éboulements	N_i	supposé non exhaustif	33	9	6	3	2
Fréquence d'éboulement observée (par siècle)	$\frac{N_i}{P_i}$	-	51	14	9	1.5	0.5
Fréquence moyenne calculée	$aV_i^{-b} - aV_{i+1}^{-b}$	-	65	18	5	1.5	0.6
Taux d'érosion volumique (m ³ /siècle)	$W(V_i, V_{i+1})$	10 893	19 807	55 825	157 336	443 433	2 834 632
Taux d'érosion volumique totale (m ³ /siècle)	W_t			3 521 927			
Surface totale du versant (m ²)	A_t			24.10 ⁶			
Taux d'érosion linéaire (m/siècle)	$E = \frac{W_t}{S}$			0.15			
Surface de falaise affectée par des éboulements entre V_i et V_{i+1} (m ²)	$A_i = \frac{W(V_i, V_{i+1})}{E}$	0.07.10 ⁶	0.1.10 ⁶	0.4.10 ⁶	10 ⁶	3.10 ⁶	19.10 ⁶
Taux d'érosion surfacique (m ² /siècle)	$B_i = \frac{d \cdot e}{1-e} \cdot (S_{i+1}^{(1-e)} - S_i^{(1-e)})$	9 000	7 005	12 456	22 150	39 389	123 394
Durée de vie moyenne des compartiments (an)	$T_i = \frac{A_i}{B_i}$	825	1 927	3 054	4 840	7 672	27 577

Tableau 4-2 : Estimation de l'âge moyen des compartiments

3. Reconstitution des accélérations sismiques

3.1. Objectif

Considérons un compartiment rocheux qui s'est éboulé après avoir été exposé à la surface de la falaise pendant un temps T ("durée de vie" en tant que compartiment potentiellement instable). Il a subi sans s'ébouler, des accélérations sismiques d'autant plus importantes que sa durée de vie a été longue. Dans ce chapitre, l'accélération maximale subie sera estimée par défaut, en utilisant une approche probabiliste. L'analyse en retour de la stabilité du compartiment soumise à cette accélération, permettra ensuite de déterminer, par défaut également, les contraintes admissibles à court terme, ou le coefficient de sécurité au moment de cette accélération.

Nous étudierons la distribution statistique des accélérations sismiques à partir de deux bases de données :

- les données instrumentales du Réseau Accélérométrique Permanent (RAP), qui se basent sur une échelle temporelle courte (1995-2005) (Hatzfeld D. et al., 2002) ;
- les données historiques du rapport GEO-TER, qui se rattachent à une échelle temporelle longue (derniers mille ans).

3.2. Distribution des accélérations obtenue à partir du Réseau Accélérométrique Permanent

3.2.1. Présentation du RAP

Les stations du réseau (4 en 1995, 104 en 2005) sont situées uniquement dans des zones jugées sensibles (enjeux clairement identifiés), pour améliorer la connaissance de l'aléa sismique. La gestion des stations est réalisée par des centres régionaux qui font des observations sismologiques et étudient le risque sismique.

Nous avons utilisé les données de la station du LGIT (Laboratoire de Géophysique Interne et Tectonophysique) «Grenoble Musée Dauphinois», située sur un substratum rocheux au sein même de notre secteur d'étude. Les coordonnées précises de la station sont les suivantes :

- Longitude : 5.72° ;
- Latitude : 45.19° ;
- Altitude : 250 m.

Elle a été mise en service le 21 janvier 1997 à 10h00.

Elle fournit, entre autre, les accélérations maximales dans trois directions : deux directions horizontales et une direction verticale. Pour chaque direction, nous avons analysé les 158 événements depuis la mise en service de la station (période : 8.4 ans).

3.2.2. Loi de distribution obtenue

Les accélérations sismiques sont-elles distribuées selon une loi puissance, comme le sont les magnitudes suivant la loi suivante mise en évidence par Gutenberg et Richter (1949, cité par Beauval, 2003) ?

$$N(m) = \alpha \cdot m^{-b} \quad [4.12]$$

avec :

- $N(m)$: nombre de séismes d'énergie (moment sismique) supérieure ou égale à m ;
- α et b : coefficients de la loi.

L'intérêt de cette loi provient du fait qu'elle est jugée stationnaire (Main, 1996, Beauval, 2003), c'est-à-dire qu'elle est invariante avec le temps. De plus, les inventaires sismiques sont supposés exhaustifs au-delà du niveau de résolution des appareils d'enregistrement. Le paramètre α est donc bien déterminé et caractérise le niveau d'activité sismique de la région étudiée (Main, 1996).

Dans un diagramme log-log (Figure 4.4), nous avons reporté les fréquences cumulées du nombre d'événements en fonction des accélérations pour différentes directions de l'espace. Nous constatons que les distributions cumulées des accélérations sont relativement linéaires pour des accélérations supérieures à 10^{-4} m/s². Nous pouvons donc représenter la distribution cumulée des accélérations par une loi puissance :

$$N(a) = a \cdot a^{-b} \quad \text{ou} \quad \log N(a) = \log \alpha - b \cdot \log a = c - b \cdot \log a \quad [4.13]$$

Nous avons utilisé la méthode de régression linéaire pour évaluer les paramètres de la loi puissance. Ces paramètres sont présentés sur la Figure 4.4.

$$b = \frac{\text{cov}(\log N(a), \log a)}{\text{var}(\log a)} \quad [4.14]$$

$$c = \overline{\log N(a)} - b \cdot \overline{\log a} \quad [4.15]$$

avec,

- $\text{cov}(\log N(a), \log a)$: covariance entre les deux variables considérées ;
- $\text{var}(\log a)$: variance de $\log(a)$;
- $\overline{\log N(a)}$ et $\overline{\log a}$: moyenne des variables considérées.

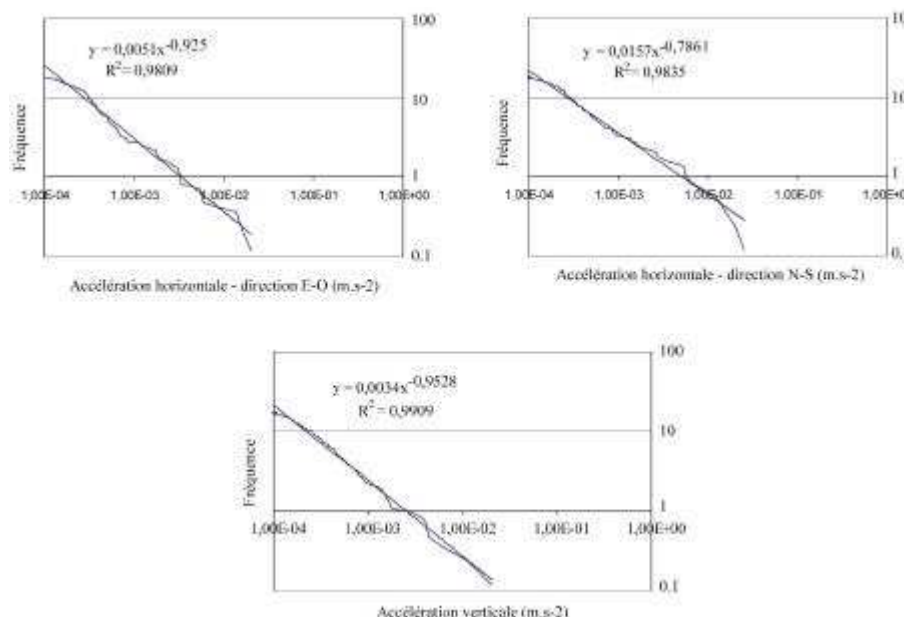


Figure 4.4 : Fréquence cumulée du nombre d'événements en fonction de l'accélération pour différentes directions d'accélération ($a_{\text{minimale}} = 10^{-4} \text{ m/s}^2$)

L'exposant de la loi puissance vaut $b=0.953$ dans la direction verticale et $b=0.925$ dans la direction Est. Selon la direction N, la droite présente une pente plus faible, $b=0.78$ mais nous ne sommes actuellement pas en mesure d'expliquer cette différence.

3.2.3. Tests de conformité

Pour tester si la distribution cumulée des accélérations sismiques suit bien une loi puissance [4.12] comme nous l'avons supposée précédemment, nous avons eu recours au test de conformité du khi deux. Ce test peut s'utiliser pour des échantillonnages dont la taille est supérieure à 20. Il est très bien adapté au-delà de 30 (Protassov, 1999).

Le principe de ce test est de répartir les valeurs de l'échantillon (de taille n) dans r classes distinctes et calculer les effectifs de ces classes. Appelons $n_{\text{obs } i}$ ($i=1, \dots, r$) les effectifs observés et $n_{\text{théo } i}$ les effectifs théoriques. Nous calculons :

$$D^2 = \sum_{i=1}^r \frac{(n_{\text{obs } i} - n_{\text{théo } i})^2}{n_{\text{théo } i}} \quad [4.16]$$

La valeur D^2 donne une mesure de l'écart existant entre les effectifs théoriques attendus et ceux observés dans l'échantillon. Plus D^2 est grand, plus le désaccord est important. Nous comparons ensuite cette valeur D^2 avec une valeur théorique $\chi^2_{\alpha, r-1-k}$ pour un risque α et un degré de liberté égale à $r-1-k$ (r : nombre de classe ; k : nombre de paramètre de la loi).

Si $D^2 > \chi^2_{a,r-l-k}$ alors l'hypothèse d'avoir effectivement à faire à la répartition théorique voulue est à rejeter avec une probabilité d'erreur d'au plus α . Dans notre cas, nous choisissons un risque de 5%.

Pour chaque régression linéaire, nous avons aussi déterminé le coefficient de corrélation « r », qui traduit la qualité de la régression (r=0 : aucune corrélation ; r=1 corrélation parfaite).

L'ajustement de la loi puissance, obtenu par régression linéaire, s'ajuste très bien avec les données d'accélération à en juger les valeurs de r (Tableau 4-3). Le test de conformité confirme cette première remarque. Les valeurs de D^2 étant inférieures aux valeurs théoriques (Tableau 4-3), nous acceptons l'hypothèse que les distributions cumulées des accélérations observées suivent la loi puissance avec une probabilité d'erreur inférieure à 1%.

Direction d'accélération	a_0 (m/s ²)	Nombre classe	Degré de liberté	Régression linéaire				Théorie $\chi^2_{0.01}$
				b	α	D^2	r	
Z (vertical)	10 ⁻⁴	135	132	0.953	0.0034	11.5	0.99	97.16
E	10 ⁻⁴	134	131	0.925	0.051	12.1	0.98	96.31
N	10 ⁻⁴	134	131	0.782	0.0157	11.7	0.98	96.31

Tableau 4-3 : Caractéristiques des paramètres de la loi puissance à partir de la régression linéaire et valeurs de D^2 et χ^2 pour un risque de 5%

3.3. Distribution des accélérations obtenue à partir du rapport GEO-TER

L'étude dans laquelle nous avons obtenu les données a été réalisée par le bureau d'étude GEO-TER (GEO-TER, 2002). Cette étude vise à définir des cartes d'évaluation probabiliste de l'aléa sismique en France pour des périodes de retour de 100, 475, 675 et 1975. Le calcul de l'aléa repose sur un catalogue de sismicité, un zonage sismotectonique et un modèle d'atténuation.

- Le catalogue de sismicité : il rassemble l'ensemble des informations disponibles concernant les séismes historiques. Ces données concernent les derniers mille ans. Une corrélation intensité-magnitude permet de calculer les magnitudes des séismes historiques (Levret et al., 1994 ; Griot-Pommeret et Scotti, 2001). Pour les séismes récents, les magnitudes dites « instrumentales » sont directement introduites dans la base de données.
- Le zonage sismotectonique a pour but de délimiter des zones sources sismiques. Dans chaque zone une courbe de récurrence est modélisée et la sismicité est supposée homogène.
- Dans l'étude probabiliste, les accélérations dues aux séismes sont calculées à partir de lois d'atténuation (Berge-Thierry et al., 2000). Ces lois relient l'accélération à la magnitude, la distance à l'épicentre, le type de sol (exemple : rocheux ou

sédimentaire) et la fréquence. Pour le site de Grenoble, les accélérations ont été calculées pour un substratum rocheux.

Le graphique (Figure 4.5) représente le taux de dépassement (τ) en fonction de l'accélération maximale horizontale pour différentes sources sismiques. Pour évaluer la période de retour correspondant à une accélération donnée, il faut déterminer la contribution de toutes les zones sources. Pour une accélération $a(t)$, il faut additionner les taux de dépassement de toutes les sources (Figure 4.5, axe vertical) ; nous obtenons alors une courbe de taux de dépassement total. En analysant la Figure 4.5, nous constatons, que pour Grenoble, l'aléa est principalement lié à la zone à laquelle appartient le site, c'est-à-dire la zone 17. Par exemple, pour une accélération de 100 cm/s^2 , la contribution des taux de dépassement de l'ensemble des courbes est négligeable devant la contribution de la courbe « zone 17 ».

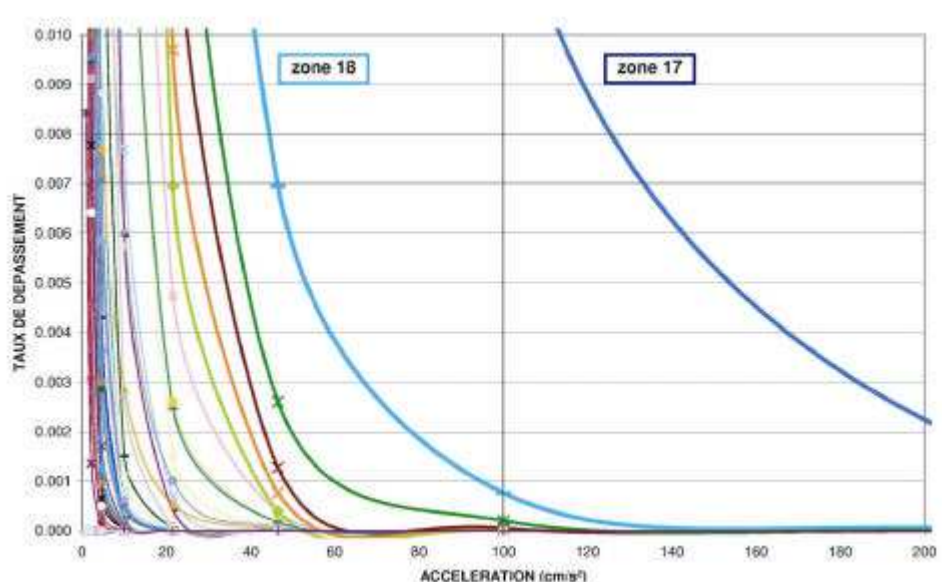


Figure 4.5 : Courbe taux de dépassement = $f(\text{accélération})$ pour la ville de Grenoble, chaque courbe correspond à la contribution de chaque zone sismique (étude de désagrégation, Annexe 6 - GEO-TER, 2002)

A partir de cette courbe, nous déduisons la loi de fréquence cumulée des accélérations suivantes (Figure 4.6), pour la zone de Grenoble.

$$\log(\text{fréquence}) = -2.6536 \cdot \log(a_{\max}) - 1.828 \quad [4.17]$$

3.4. Synthèse des distributions des accélérations

Les fréquences obtenues à partir du RAP et de GEO-TER sont représentées sur le graphique de la Figure 4.6. Pour les données du RAP, ce sont les accélérations maximales

horizontales qui sont représentées. Nous constatons que les courbes correspondant aux deux bases de données ne s'alignent pas. Les deux distributions sont pratiquement linéaires mais les pentes varient fortement : -0.8 (RAP) à -2.6 (GEO-TER, 2002). Une courbe polynomiale de degré 3 est calée sur l'ensemble des valeurs (Figure 4.6).

Il nous semblait intéressant d'utiliser à la fois les données du RAP, car il s'agit de données instrumentales et localisées sur le secteur de notre étude, et les données de GEO-TER qui couvrent une large période. Mais il n'y a pas de cohérence entre les deux distributions. Nous considérons que l'utilisation de la loi regroupant les deux bases de données ou de la loi issue des données du RAP conduirait à une surestimation des fortes accélérations, qui sont justement celles que nous allons utiliser par la suite. Ainsi nous préférons déduire les accélérations, de la régression linéaire calée uniquement sur les données du rapport GEO-TER (Figure 4.6). Nous utiliserons donc l'équation [4.17].

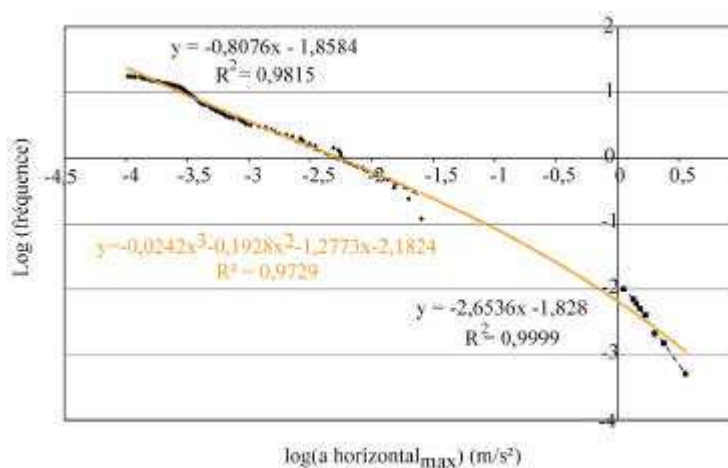


Figure 4.6 : Fréquence cumulée du nombre d'événements en fonction de l'accélération horizontale maximale pour l'ensemble des données (RAP et catalogue historique)

3.5. Evaluation de la période de retour et de l'accélération correspondante

Le but de ce calcul est de définir, avec une probabilité d'erreur donnée (risque probabiliste), quelle est la période de retour d'une accélération pour qu'elle soit dépassée durant une période égale à l'âge probable d'un compartiment. L'inverse de cette période de retour correspond à une fréquence, elle est aussi appelée taux annuel moyen d'accélérations ou taux de dépassement (τ).

Les séismes semblent se produire dans le temps suivant une loi de Poisson. Cette loi intervient dans des processus aléatoires dont les éventualités sont faiblement probables et surviennent indépendamment les uns des autres. Ainsi, la probabilité d'occurrence d'un séisme ne dépend pas du temps écoulé depuis le dernier séisme.

Une variable aléatoire discrète X (nombre de séisme) suit une loi de Poisson de paramètre λ lorsque :

$$P(X = k) = \frac{\lambda^k}{k!} e^{-\lambda} \quad [4.18]$$

avec $\lambda = \tau.T$ (T = période considérée)

La probabilité qu'au moins un séisme d'accélération a , de taux annuel moyen τ , se produise pendant un intervalle de temps T est :

$$P(X \geq 1) = 1 - e^{-\tau.T} \quad [4.19]$$

Les éboulements concernés par cette étude ont des volumes inférieurs à 10^4 m^3 . Seules trois classes de volumes sont analysées (Tableau 4-4). Pour une probabilité de 95 % qu'une accélération se produise au moins une fois pendant une période donnée (= durée de vie des compartiments), nous obtenons les périodes de retour et les taux annuels moyens (Tableau 4-4). Les valeurs d'accélération sont aussi présentées dans le tableau suivant :

Classe de volume (m^3)	Durée de vie des compartiments (an)	Fréquence de retour ou taux de dépassement (t) (Nombre d'évènement/an)	Période de retour (an)	Accélération maximale horizontale (m/s^2)
$0-10^2$	825	$3.6 \cdot 10^{-3}$	267	1.7
10^2-10^3	1927	$1.5 \cdot 10^{-3}$	666	2.3
10^3-10^4	3054	$1.0 \cdot 10^{-3}$	1000	2.7

Tableau 4-4 : Périodes de retour, taux de dépassement correspondant à une probabilité de dépassement de 95% pour différentes durées de vie des compartiments et accélérations horizontales dépassées avec une probabilité de 95% déterminées à partir des lois puissances calées sur les données GEO-TER

4. Estimation du temps à la rupture

Une synthèse des processus agissant sur l'évolution des compartiments rocheux fait l'objet d'un paragraphe dans la Partie 1. A partir de données recueillies dans la littérature sur certains de ces processus, nous testerons différents modèles qui permettent d'appréhender soit la diminution de la taille des ponts rocheux par processus de dissolution ou par processus de fissuration sous critique.

4.1. Evolution par dissolution

L'action des processus élémentaires conduisant à la rupture des versants rocheux échappe généralement à notre observation, du fait de leur grande lenteur. Néanmoins les éboulements attestent bien de leur intervention passée et actuelle. Certains de ces processus ont néanmoins fait l'objet d'études poussées dans d'autres contextes, en particulier le processus de dissolution.

D'après nos observations sur les cicatrices (présence de lapiez) (cf. Partie 2), la dissolution agit effectivement sur l'ouverture des discontinuités et, par conséquent, elle intervient sur la diminution de la superficie des ponts rocheux.

Il est admis que le taux de dissolution est fonction de la minéralogie (Coque, 1993) et de la porosité (porosité de pore ou de fissure). De manière générale, les roches sédimentaires y sont plus sensibles que les roches magmatiques et métamorphiques (Figure 4.7).

4.1.1. Quantification de la décroissance de surface des ponts rocheux

4.1.2.1 Analyses en retour

Nous considérons une surface de ponts rocheux S_{pr0} à un instant $t=0$, qui peut être calculée par analyse en retour, et une surface S_{prT} à la rupture (T : durée de vie du compartiment). La surface S_{prT} a été mesurée sur la surface de rupture.

Durant la période de durée T , le compartiment rocheux a subi au moins un séisme d'accélération supérieure ou égale à $a(T)$ avec une probabilité de 95%. En admettant que le coefficient de sécurité ne peut que diminuer au cours du temps, la valeur qu'il prend en considérant une accélération $a(T)$, constitue une estimation par défaut de sa valeur à l'instant $t=0$. On peut donc estimer, également par défaut, la surface initiale de ponts rocheux S_{pr0} .

L'action des séismes dans les rétro-analyses est représentée par une force d'inertie horizontale cW , c étant le coefficient sismique, égal à :

$$c = \frac{a(T)}{g} \quad [4.20]$$

avec :

- $a(T)$: accélération sismique (m/s^2) ;
- g : pesanteur (m/s^2).

Nous considérons que les caractéristiques mécaniques de la matrice rocheuse (C_{pr}) sont invariantes dans le temps mais que la superficie des ponts rocheux (S_{pr}) diminue dans le temps. L'analyse en retour sera identique à celle traitée dans la partie 3. Nous ne détaillerons donc pas l'ensemble des cas et présenterons uniquement un cas de glissement translationnel à titre d'exemple.

Dans le cas d'un glissement sur un plan incliné, l'équilibre se traduit par les équations suivantes :

$$/X : T = W \sin \alpha + W \cdot c \cdot \cos \alpha \quad [4.21]$$

$$/Y : N = W \cos \alpha - W \cdot c \cdot \sin \alpha \quad [4.22]$$

avec :

- W : poids de la masse instable ;
- α : pendage du plan de glissement ;
- N et T : composantes normale et tangentielle de la réaction du compartiment rocheux.

Au temps $t=0$, nous considérons que T est inférieur à la résistance au cisaillement sur le plan de glissement :

$$T < N \tan \phi_{pr} + c_{pr} S_{pr0} \quad [4.23]$$

avec :

- ϕ_{pr}, c_{pr} : angle de frottement et cohésion du pont rocheux ;
- S_{pr0} : surface du pont rocheux à $t=0$.

Nous avons un système à trois inconnus : N, T, S_{pr0} . On résout donc ce problème avec les trois équations [4.21] à [4.23]. Nous en déduisons l'estimation par défaut de la surface de pont rocheux initiale :

$$S_{pr0} \geq \frac{W [\sin \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \phi_{pr} + c \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi_{pr})]}{c_{pr}} \quad [4.24]$$

Pour simplifier, nous considérons des ponts rocheux circulaires. A partir des surfaces S_{pr0} et S_{prT} , nous estimons, par défaut, une vitesse de décroissance radiale (ou linéaire) moyenne.

Sur l'ensemble des cas analysés, la plage de vitesse de décroissance linéaire des ponts rocheux (0.01-1 mm/an) est très large (Tableau 4-6).

Nom des éboulements	Surface de ponts rocheux		Période considérée T	Vitesse linéaire de décroissance (mm/an)
	t=0 calculé pour a(t)	t=T observé après rupture		
Ranc	>127	52	3054	>0.15
Roche du Midi	>34	5	1927	>1
Goule Blanche	>0.63	0.22	825	>0.22
Vierge du Vercors	>0.98	0.60	1927	>0.026
Chalimont	>0.14	0.1	825	>0.01
Pas du Fouillet	>0.11	0.08	825	>0.02
Eglise Saint Michel	>3.1	1.5	1927	>0.16
Pas de la Balme	>0.57	0.5	1927	>0.02
Olivets	>1.09	0.7	825	>0.15

Tableau 4-5 : Surface de ponts rocheux S_{pr0} , calculée à l'équilibre limite sous sollicitations sismiques $a(T)$, surface observée après rupture S_{prT} , et vitesse de décroissance des ponts rocheux ; ligne grisée : calcaire tithonique

4.1.2.2 Confrontation entre les vitesses estimées par rétro-analyse et les vitesses mesurées sur plaquettes

Une méthode classique pour évaluer la vitesse de dissolution est de réaliser une analyse massique. Le principe consiste à placer sur le terrain, pour une durée déterminée, et dans des conditions de milieu précises, des échantillons de roches soigneusement calibrés. En pesant une plaquette avant la pose et après la récupération, il est possible d'en déduire une perte massique et de calculer ainsi une vitesse de dissolution (Rovera, 1990 ; Kupper, 1981). Dans la figure 4.7, sont exposées les valeurs de vitesses de dissolution de plaquettes en contact direct avec l'atmosphère.

Toutes roches confondues, la dissolution est un processus dont la vitesse est très variable en fonction de leur minéralogie. Le gypse se dissout plus facilement dans l'eau que le calcaire et à l'inverse de ce dernier, la dissolution du gypse faiblit lorsque la température baisse. Dans l'ensemble, la dissolution est d'autant plus importante que les précipitations sont abondantes. A l'effet climatique et lithologique, viennent certainement s'ajouter des

influences plus locales : le microclimat (exposition, effet d'abri...), la topographie, l'hydrologie et l'anthropisation. Kupper (1981) a mis en évidence le rôle de la pollution atmosphérique (fumées et dioxyde de soufre rejetés) sur la solubilité des roches.

Nous constatons que les vitesses estimées par rétro-analyse se situent plutôt au niveau des vitesses de dissolution élevées. De plus, elles constituent une estimation minimale car d'une part, la vitesse a été calculée pour un temps maximal correspondant à la durée de vie du compartiment et d'autre part, la surface de ponts rocheux calculée correspond à la valeur minimale (c'est-à-dire pour $F=1$). Cette différence peut s'expliquer en partie car les conditions de dissolution diffèrent entre les plaquettes et les ponts rocheux. Dans le premier cas, la surface exposée à l'air libre et soumise aux précipitations. Dans le second cas, les ponts rocheux sont soumis à l'action d'une eau plus ou moins chargée en acide carbonique si elle a préalablement circulé ou non dans un sol. Des mesures réalisées sur des plaquettes dans un sol ne montrent cependant pas des vitesses de dissolution de l'ordre du mm/an (0.02 à 0.05) (Keuper, 1981).

Il semble donc que le processus de dissolution ne permette pas d'expliquer à lui seul la décroissance des ponts rocheux.

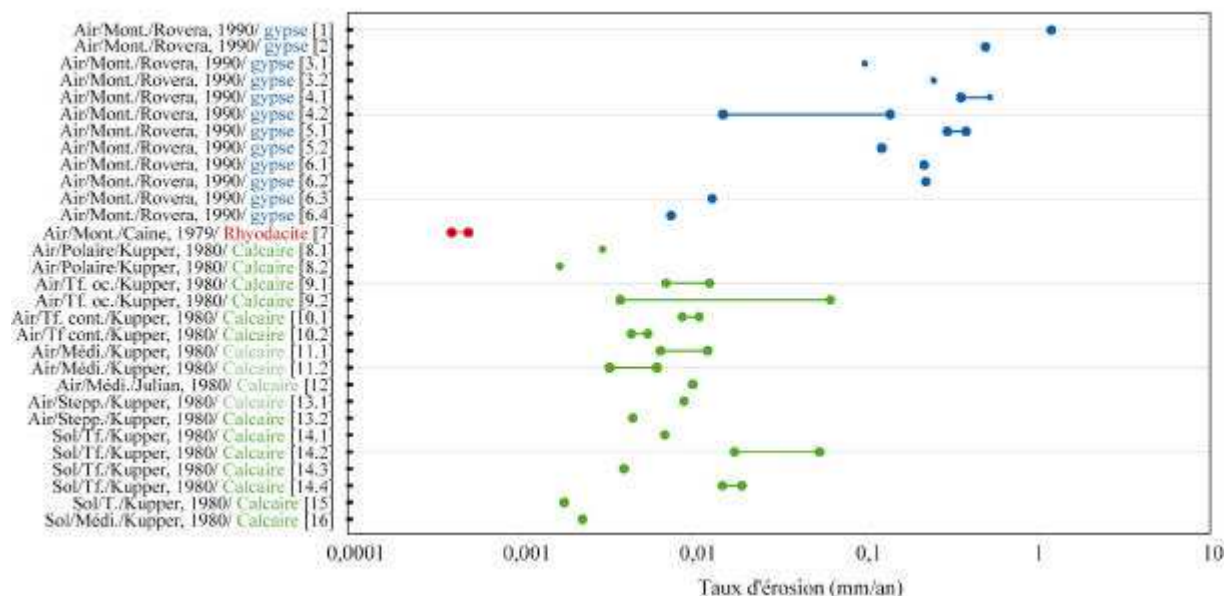


Figure 4.7 : Taux de dissolution ponctuel par analyse massique de plaquettes - Légende : exposition/climat/Auteur/ lithologie (cf. Annexe D) - Mont. : montagnard, T. : tempéré, Tf. : tempéré froid, Tf. oc. /cont. : tempéré froid océanique/continental, Médi. : méditerranéen, Stepp : steppique

4.2. Evolution par propagation de fissures sous-critiques

En dehors de l'action d'agents d'érosion telle que la dissolution, il est admis que le comportement des roches possède une dépendance à l'égard du temps. Pour appréhender ce phénomène, on peut utiliser une approche macroscopique ou une approche microscopique. A l'échelle macroscopique, on observe le comportement global d'un certain volume rocheux (éprouvette ou pont rocheux) en fonction du temps, sans chercher à décrire les processus physiques qui interviennent. A l'échelle microscopique, on s'intéresse à la propagation de fissures plus petites que le volume rocheux dont on étudie le comportement. Bien que cette approche soit généralement utilisée à une échelle plus petite, nous l'appliquerons aux discontinuités qui pré-découpent les compartiments rocheux potentiellement instables. Le but est de calculer l'état de contrainte à l'extrémité des fissures (mécanique de la rupture) pour juger de l'état stable ou instable de la fissure.

4.2.1. Approche à l'échelle microscopique : évaluation de la décroissance des ponts rocheux

4.2.1.1 Principe

Nous nous intéressons ici à la propagation des fissures qui entourent le pont rocheux. Ce phénomène peut être appréhended par la mécanique de la rupture.

Il existe deux manières d'appréhender la propagation de fissures. Il est alors question de loi d'équilibre et de loi cinématique. La première suppose qu'il y a propagation de la fissure si le facteur d'intensité de contrainte (FIC) à l'extrémité de la fissure atteint la valeur critique du matériau (ténacité). Cette approche n'a cependant pas un caractère général pour une grande échelle temporelle ; il a été mis en évidence que des taux significatifs de croissance de fissures peuvent apparaître pour des valeurs de FIC inférieures aux valeurs critiques. Ce processus est connu sous le nom de croissance sous-critique de fissures « subcritical crack growth » (Evans, 1972). Les lois cinématiques ont pour but de relier la vitesse de fissuration au FIC (Figure 4.8).

Kemeny (2003) utilise ce type de loi cinématique pour relier la décroissance géométrique des ponts rocheux avec le temps.

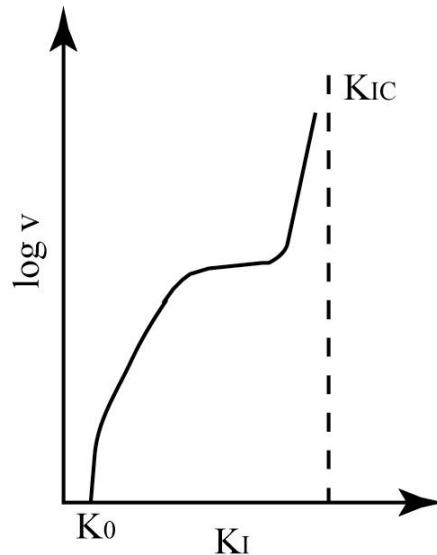


Figure 4.8 : Vitesse de fissuration en fonction du FIC en mode I–

Pour K_0 , la fissuration cesse. Au-delà de cette limite (résistance à la corrosion), la croissance subcritique est contrôlée par une variété de réactions (adsorption, diffusion, etc.). A l'approche de K_{IC} , la fissuration devient instable et la vitesse de propagation s'accélère.

4.2.1.2 Méthode utilisée

Dans le modèle présenté par Kemeny (2003), le système est formé d'un pont rocheux de longueur $2a$ espacé de $2w$ (Figure 4.9). a est très petit devant w .

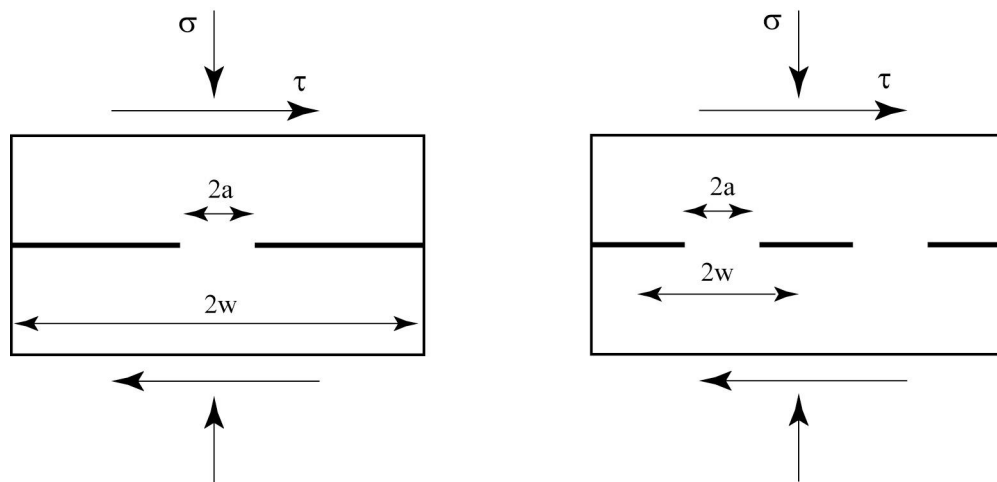


Figure 4.9 : Modèle (A) avec un pont rocheux ou (B) avec plusieurs ponts rocheux, d'après Kemeny, 2003

Facteur d'intensité de contrainte K_{II} et ténacité K_{IIC}

D'après (Rooke et Cartwright, 1976), le facteur d'intensité de contrainte K_{II} , le long d'un joint rocheux avec frottement est décrit ci-dessous (Kemeny, 2003) :

$$K_{II} = \frac{(\tau - \sigma_n \tan \phi) \cdot 2w}{\sqrt{\pi a}} \quad [4.25]$$

où ϕ est l'angle de frottement le long du joint rocheux.

A court terme, on considère que la propagation de la fissure le long du ou des ponts rocheux se produit lorsque K_{II} atteint la valeur critique K_{IIC} . Le critère de rupture peut donc s'écrire de la manière suivante :

$$\tau = \frac{K_{IIC} \sqrt{\pi a}}{2w} + \sigma_n \tan \phi \quad [4.26]$$

La cohésion équivalente du joint rocheux (discontinuité+pont rocheux) s'exprime donc ainsi :

$$C = \frac{K_{IIC} \sqrt{\pi a}}{2w} \quad [4.27]$$

Loi cinématique : évaluation de la décroissance des ponts rocheux dans le temps

La loi de Charles (1958) est une loi cinématique très connue. Généralement utilisée pour des sollicitations en mode I, Kemeny (2003) ainsi que d'autres auteurs (EPRI, 1996 ; Das et Scholtz, 1981), utilisent la loi de Charles (1958) en supposant qu'elle est aussi applicable en mode II sous la forme :

$$v = A \left(\frac{K_{II}}{K_{IIC}} \right)^n \quad [4.28]$$

Où A et n sont des constantes.

La constante n (subcritical crack growth index) est la pente de la partie linéaire du graphique $(\ln K, \ln v)$ obtenue par essai de double torsion.

Le calcul de A n'est pas aussi simple. Il s'obtient par une analyse en retour de tests particuliers (cisaillement direct, triaxial) (Kemeny, 2004 ; EPRI, 1996). Dans notre cas, les

analyses en retour permettront de définir A . Nous comparerons alors les valeurs obtenues à celles trouvées dans la littérature pour valider ou non ce modèle.

Les valeurs de A et n (Tableau 4.7) seraient semblables entre le mode I et le mode II car une grande partie de la propagation des fissures sous un chargement en mode II résulterait d'une sollicitation en traction. En effet, la propagation d'une fracture en mode II et III semble résulter de la connexion de fractures en mode I organisées en échelons (Petit et Barquins, 1988 ; Reyses et Einstein, 1991).

A partir de la formulation développée par Charles (1958), la vitesse de réduction du pont rocheux s'écrit :

$$a'(t) = A \left[\frac{2w \cdot (t - s_n \tan f)}{K_{IIC} \sqrt{pa(t)}} \right] \quad [4.29]$$

En résolvant l'équation [4.29] avec comme condition initiale, $a=a_0$ pour $t=0$, nous obtenons la loi de décroissance du pont rocheux en fonction du temps :

$$a = \left[a_0^{1+n/2} - \left(1 + \frac{n}{2}\right) A t \left(\frac{2w(t - s_n \tan f)}{K_{IIC} \sqrt{p}} \right)^n \right]^{1/(1+n/2)} \quad [4.30]$$

Insérer l'équation [4.30] dans l'équation [4.27] permet d'en déduire la cohésion du plan de glissement en fonction du temps :

$$C = \frac{\sqrt{\pi} \left[a_0^{1+n/2} - \left(1 + \frac{n}{2}\right) A t \left(\frac{2w(t - s_n \tan f)}{K_{IIC} \sqrt{p}} \right)^n \right]^{1/(2+n)}}{2w} \cdot K_{IIC} \quad [4.31]$$

Le Tableau 4-6 donne des ordres de grandeurs de n pour différentes roches et sous différentes conditions expérimentales.

Matériau	conditions	T (°C)	n	Références
<i>Carbonate rocks</i>				
Carrara marble	air	20	19	Atkinson, 1984
	water	20	15	
St Pons marble	water	20	26-29	Henry et Paquet, 1976
Solnhofen limestone	water	20	26-28	Atkinson, 1984
Tennessee marble	Carbonated water	20	9	
<i>Granitic rocks</i>				
Granite	air	20	59	Wilkins (1980) ⁽¹⁾
Merrivale granite				Atkinson et al (1984a) ⁽¹⁾
Small specimen	air	20	18-60	
	water	20	31-70	
Medium specimen	air	20	51-61	
	water	20	37-56	
Large specimen	air	20	56-90	
	water	20	40-68	
Yugawara andesite	air	25	31	Waza et al. (1980) ⁽¹⁾
	water	25	26	
Granite	?	?	25	Kemeny (1994)
<i>Basic rocks</i>				
Dresser basalt	air	20	169	Swanson (1984) ⁽¹⁾
Kinosaki basalt	air	30	34	Waza et al. (1980) ⁽¹⁾
	water	25	33	
Murata basalt	air	20	22	Sano et Ogino (1980) ⁽¹⁾
Whin Sill dolerite	air	20	31	Meredith and Atkinson (1984) ⁽¹⁾
	water	20-80	29	

Tableau 4-6 : Valeurs de n obtenues expérimentalement

4.2.1.3 Analyse en retour : Application à trois cas de glissements plans.

A/ Principe

La loi de décroissance géométrique des ponts rocheux suppose une connaissance des deux constantes n et A .

Pour la constante n , nous nous sommes basées sur les valeurs du marbre de St Pons (Tableau 4-6) car il possède une ténacité en mode I ($K_{IC} = 1.39 \text{ MPa}\cdot\text{m}^{1/2}$) voisine de celle de calcaire urgonien ($1.75 \text{ MPa}\cdot\text{m}^{1/2}$). Ces valeurs sont obtenues à partir d'échantillons saturés, ce qui semble avoir pour conséquence de diminuer les valeurs de n . Par conséquent, nous prendrons une valeur de n égale à 30. Nous ferons varier n entre 25 et 30 pour juger la sensibilité du paramètre sur les valeurs de A . Nous déterminerons A grâce aux analyses en retour de trois cas de glissements plans précédemment étudiés dans la partie 3. Il s'agit des cas d'éboulement de la Vierge du Vercors, de Chalimont et du Pas du Fouillet.

La démarche de cette analyse en retour est la suivante :

- calculer la ténacité K_{IIC} , cette étape a déjà été réalisée dans la partie 3 ;
- déterminer la valeur de a_0 d'après l'équation [4.27]:

$$a_0 = \left(\frac{C_{t=0} \cdot 2W}{K_{IIC} \sqrt{\pi}} \right)^{0.5} \quad [4.32]$$

- calculer A à partir de la valeur de a , à la rupture, c'est-à-dire à $t = T$, en utilisant les équations [4.26] et [4.30] :

$$A = \frac{a_0^{1+n/2} - a^{1+n/2}}{\left(1 + \frac{n}{2}\right) \cdot T \cdot \sqrt{a}^n} \quad [4.33]$$

B/ Applications

1^{ère} étape : K_{IIC}

Le calcul de K_{IIC} est développé dans la Partie 3 au chapitre 5.2.1.1 C/. Les résultats sont présentés dans le Tableau 4-7.

2^{ème} étape : a_0

Nous considérons qu'à $t = 0$, le poids propre et la sollicitation sont repris par le système ponts rocheux/discontinuités. Les discontinuités sont considérées comme ouvertes ($\phi = 0^\circ$). Les équations d'équilibre sont données ci-dessous :

$$/X : \tau = \frac{W}{S} \sin \alpha + \frac{W \cdot c}{S} \cos \alpha \quad [4.34]$$

$$/Y : \sigma = \frac{W}{S} \cos \alpha + \frac{W \cdot c}{S} \sin \alpha \quad [4.35]$$

avec :

- W : poids de la masse instable ;
- α : pendage du plan de glissement ;
- S : surface de glissement (hauteur de la surface de glissement x 1 mètre) ;
- N et T : composantes normale et tangentielle de la réaction du compartiment rocheux ;
- $c = a(t)/g$ avec g et $a(t)$: pesanteur et accélération sismique.

A partir de [4.34] et [4.35], nous déduisons $C_{t=0}$ [4.36] puis a_0 à partir de [4.32] (Tableau 4-7).

$$C_{t=0} > \tau - \sigma \tan \phi \quad [4.36]$$

Pour un glissement plan, le facteur de sécurité est donné par l'équation suivante :

$$F = \frac{C + \frac{W}{S} \cos \alpha \cdot \tan \phi}{\frac{W}{S} \sin \alpha} \quad [4.37]$$

A partir des équations [4.31] et [4.37], il est possible d'évaluer le degré de stabilité en fonction du temps (Figure 4.11).

C/ Résultats

Nom	Vierge du Vercors		Chalimont		Pas du Fouillet	
Volume (m ³)	117.5		48.5		24	
pendage du plan de glissement α (°)	80		80		80	
Surface de glissement (m ²)	25		10		10	
a (m)	0.25		0.1		0.15	
w (m)	1.3		0.65		5	
ϕ (°)	0		0		0	
K _{IIC} (MPa.m ^{1/2})	>0.7		>0.7		>1.8	
a ₀ (m)	>0.79		>0.57		>0.63	
n	25	30	25	30	25	30
A (m/s)	>1.6.10 ⁻⁶	>2.3.10 ⁻⁵	>4.7.10 ⁻³	>3.1.10 ⁻¹	>1.2.10 ⁻⁴	>3.5.10 ⁻³

Tableau 4-7 : Paramètres de la modélisation et valeurs de A par défaut obtenues par analyses en retour

Pour un $n = 30$, les valeurs de A que nous obtenons sont généralement plus fortes que celles obtenues par Kemeny (2004) par analyse en retour d'essais de cisaillement direct ou triaxiaux sur un tuff volcanique (10⁻⁵ m/s). Cette différence s'explique en partie car Kemeny (2003) considère n égal à 25, or pour cette valeur de n (Tableau 4-8), nos résultats sont compris dans un intervalle de 10⁻⁶ à 10⁻⁴ m/s. De manière plus détaillée, nous constatons qu'une variation de n d'environ 15% fait varier A d'un facteur 10, au minimum. Pour palier ce problème, il conviendrait de réaliser des essais de double torsion sur les échantillons de calcaire urgonien.

Dans une démarche prédictive, nous pouvons utiliser, dans un premier temps, ces valeurs de n et A pour décrire l'évolution du facteur de sécurité (Figure 4.11) et ainsi estimer un temps à la rupture.

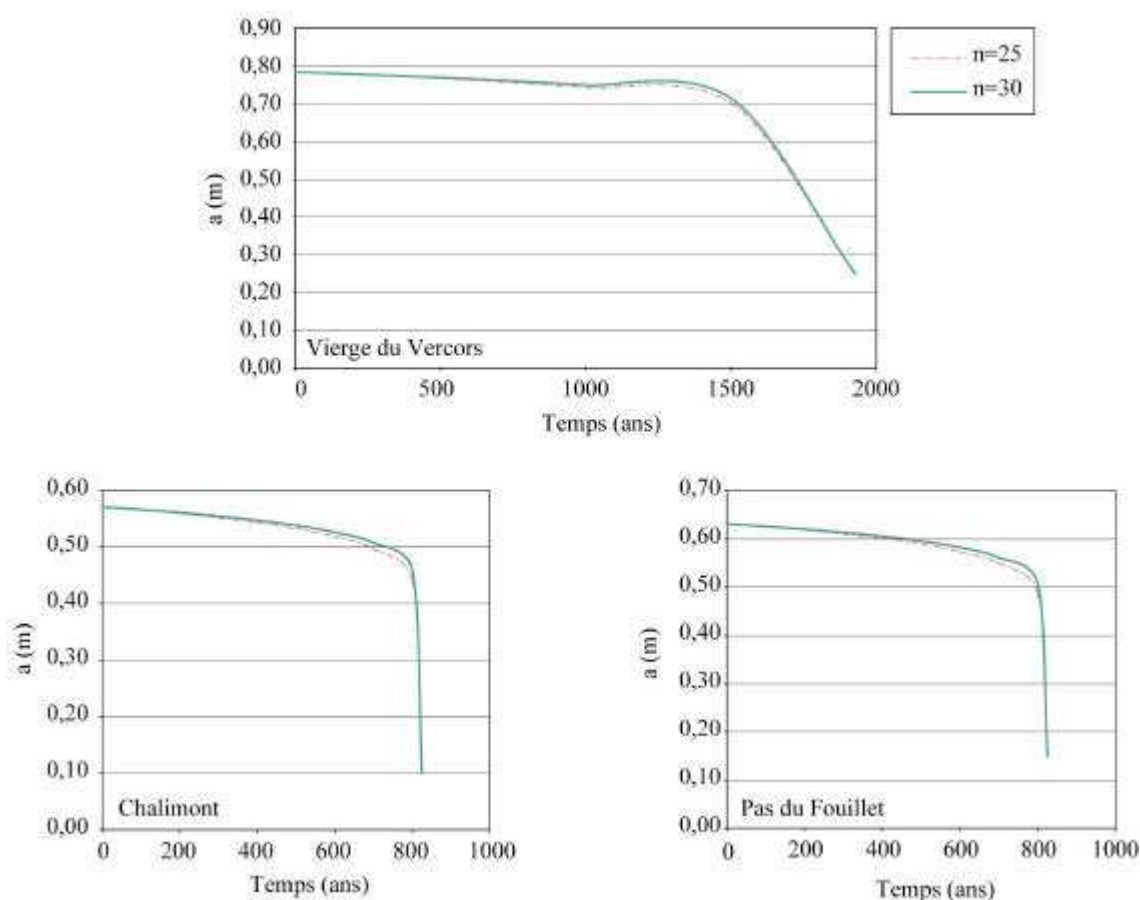


Figure 4.10 : Taille du ponts rocheux (a) en fonction du temps en utilisant les paramètres du Tableau

4.7

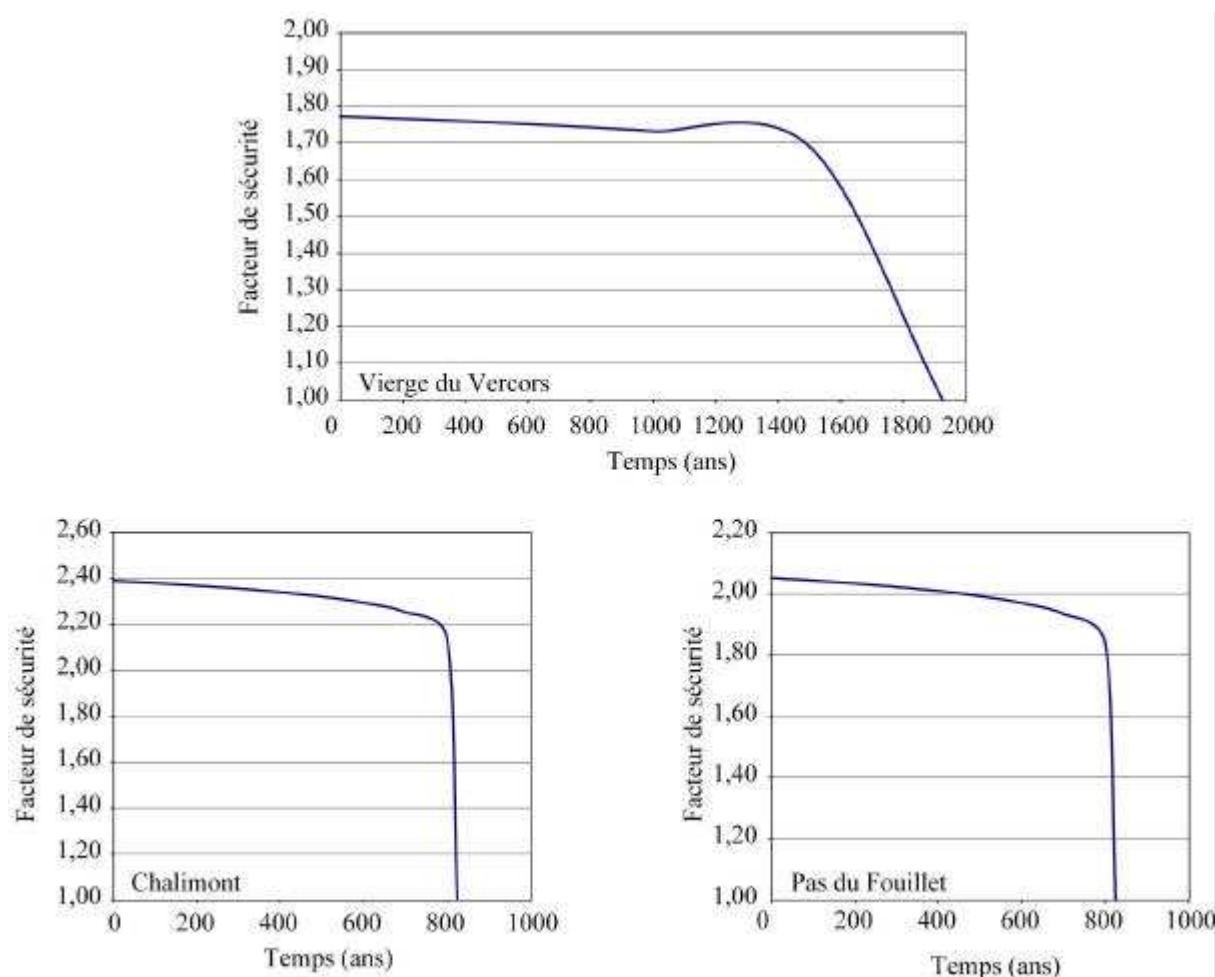


Figure 4.11 : Facteur de sécurité en fonction du temps, pour $n = 30$

4.2.2. Approche macroscopique

4.2.2.1 Temps à la rupture

En supposant que la rupture se produise lorsque la vitesse atteint un certain seuil (Wiederhorn et Bolz, 1970), le temps à la rupture peut être déterminé avec la relation suivante :

$$t_f = t_0 \exp\left(-b \frac{s}{s_0}\right) \quad [4.38]$$

Pour un type de chargement donné, σ est la contrainte soumise à l'échantillon et σ_0 est la résistance instantanée.

Scholz (1972) a observé expérimentalement cette relation pour un cristal de quartz, sous chargement uniaxial. Il a montré que t_0 décroît avec le degré de saturation et avec la

température. La constante b n'a pas montré de variations significatives vis-à-vis de ces deux paramètres.

Shaw (1993) a présenté le même type de relation, mais en loi puissance :

$$t_f = t_0 \left(\frac{s}{s_0} \right)^{-b} \quad [4.39]$$

Dans nos analyses, ces lois établies à partir des contraintes principales majeures, seront appliquées à la contrainte de cisaillement s'exerçant sur les ponts rocheux, en considérant le rapport du cisaillement subi sur la résistance au cisaillement à court terme (donnée par le critère à court terme).

La Figure 4.13 montre l'évolution du temps de rupture pour des essais de fluage pour différents auteurs. Les valeurs de b et t_0 pour chaque essai sont reportées dans le Tableau 4-8.

Des essais ponctuels réalisés sur du marbre, du calcaire et de la dolomie sont reportés sur la Figure 4.13.

Roche	T°	Sec/saturé	σ_3 (MPa)	$\overline{s_c}$ (MPa)	b	t_0	r	Référence
Barre Granite	Ambiante	Sec	0.1	-	40	0.85	0.84	Kranz, 1980
Granite (Calabria)	Ambiante	Sec	0	124	56	48	0.99	Genevois et Prestininzi, 1979
Granite (Calabria)	Ambiante	Sec	0	63	15	142	0.99	Genevois et Prestininzi, 1979

Tableau 4-8 : Détermination des paramètres b et t_0 de la loi puissance reliant le temps à la rupture à σ/σ_0 à partir de données fournies dans la littérature

Les valeurs concernant uniquement des granites montrent qu'il y a une grande disparité des valeurs de b et t_0 . Nous voyons en effet qu'une roche massive (forte valeur de résistance à la compression) possède une valeur de b bien plus élevée que pour une roche fissurée (σ_c plus faible). En effet, pour un rapport $\sigma/\sigma_0 = 0.8$, un granite possédant une résistance en compression moyenne de 124 MPa donne des temps à la rupture plus de mille fois plus élevé qu'un granite dont la résistance en compression moyenne est de 63 MPa (Figure 4.13).

4.2.2.2 Analyse en retour

Dans cette approche, nous considérons que la taille des ponts rocheux ne varie pas au cours du temps, mais que les fissures microscopiques se propagent dans les ponts rocheux jusqu'à provoquer la rupture. Pour chaque compartiment éboulé, l'analyse en retour du séisme d'accélération maximale permet d'estimer par défaut le critère de rupture à court terme (critère de pic) des ponts rocheux. Le vecteur-contrainte qui a agi de manière permanente sur ces ponts rocheux tout au long de la vie du compartiment a été déterminé par analyse statique.

Nous avons défini un rapport τ/τ_0 (Figure 4.12) :

- τ est la contrainte de cisaillement appliquée sur les ponts ;
- τ_0 est la contrainte de cisaillement maximale admissible sur les ponts telle que :

$$\tau_0 = \sigma \tan \phi_{pr} + c_{prct} \quad [4.40]$$

où c_{prct} est la cohésion du pont rocheux à court terme calculée par analyse en retour pour un séisme d'accélération $a(T)$.

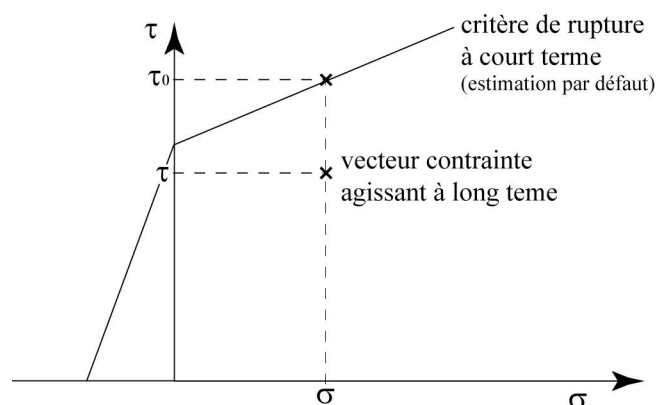


Figure 4.12 : Schéma illustrant le principe de détermination du rapport τ/τ_0 .

Pour estimer par défaut la cohésion à court terme, nous considérons que l'équilibre limite n'a pas été atteint au moment de l'accélération sismique maximale. Le rapport τ/τ_0 est donc estimé par excès.

Sur la Figure 4.13, les trois points situés sous les courbes expérimentales de fluage correspondent aux cas de basculements. Comme le rapport τ/τ_0 est estimé par excès, on peut en conclure que les temps à la rupture en traction sont plus courts qu'en cisaillement. Les autres points, qui correspondent à des cas de glissement, sont compatibles avec les courbes

expérimentales. Mais, comme le rapport τ/τ_0 a été estimé par excès, cela ne veut pas dire que ces courbes sont validées par nos analyses, à l'échelle du pont rocheux.

Cependant, en admettant la validité de ces courbes, elles permettent d'estimer par excès la durée de vie d'un pont rocheux dont la résistance à court terme a été déterminée par défaut, par une analyse en retour historique (basée sur l'accélération maximale subie). La courbe qui nous permettrait d'évaluer concrètement la durée de vie du pont rocheux se situe donc a priori en dessous d'une limite supérieure. Cette limite (Figure 4.13) peut être donnée en se basant sur le point extrême correspondant à un des cas de glissements et en adoptant une valeur de $b = 56$; il s'agit de la valeur de b obtenue pour le granite de Calabre dont les caractéristiques mécaniques ($\overline{s_c} = 124$ MPa) semblent les plus proches de celles du calcaire urgonien. Nous calculons alors une valeur de t_0 égale à $7 \cdot 10^{-7}$ s. La limite maximale est mise en évidence sur la Figure 4.13. Cette limite est certes discutable compte tenu de la grande disparité des valeurs de b et t_0 . Cela implique le besoin de faire des essais de longue durée sur des calcaires urgonien pour avoir une meilleure connaissance du comportement à long terme. De plus, les essais (Kranz, 1980) ont montré que sur des échantillons saturés, les temps à la rupture sont plus courts car, d'une part σ_0 est plus faible et d'autre part b est plus faible.

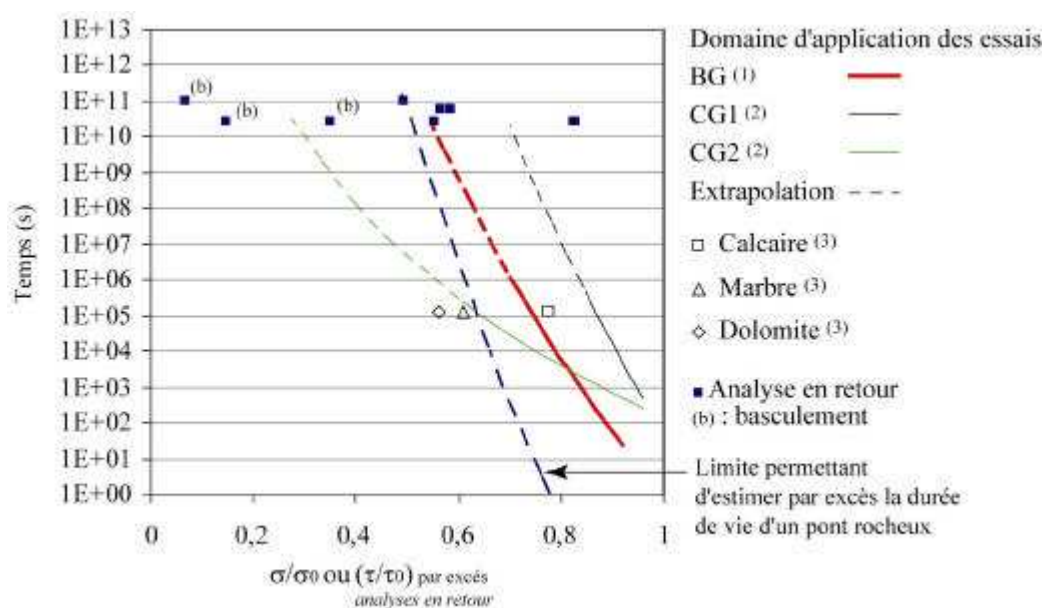


Figure 4.13 : Temps à la rupture en fonction de σ/σ_0 pour des essais de fluage, temps à la rupture en fonction τ/τ_0 pour les analyses en retour et de contraintes appliquées et la courbe permettant d'évaluer la durée de vie du pont rocheux par excès ; ⁽¹⁾ BR : Barre Granite (Kranz, 1980) ; ⁽²⁾ CG1 et CG2 : Calabria Granite $\overline{s_c} = 124$ MPa et $\overline{s_c} = 63$ MPa (Genevois et Prestininzi, 1979) ; ⁽³⁾ Lama et Vutukuri, 1978

4.3. Propagation de fissures sous l'effet du gel

Le processus de gélifraction produit une fragmentation de la roche due au gel/dégel de l'eau remplissant les fissures de la roche. Le passage de l'eau de l'état liquide à l'état solide s'accompagne d'un accroissement de volume de 10% conduisant à la fragmentation de la roche.

L'efficacité du gel est unanimement reconnue sur le processus d'ébouilisation quantifiable localement par un taux de recul des versant (Keeble, 1971 ; Rovera, 1990 ; Francou, 1988 ; Pech, 1986). L'étude des facteurs déclenchants (Partie 2) montre que le gel/dégel a aussi un effet notoire sur le déclenchement des éboulements. Ainsi, au niveau des ponts rocheux, l'effet du gel/dégel pourrait être important.

Pour mettre en évidence la propagation de fissure par le gel, nous avons réalisé une étude préliminaire en laboratoire. Une fissure verticale de 18 mm de hauteur et 3 mm d'épaisseur a été réalisée sur la face supérieure d'un cube de 4 cm de coté. Trois jauges extensométriques ont été collées sur l'échantillon (Figure 4.14). La première est placée sur une face parallèle au plan de fissure et sert de référence. La seconde, appelée jauge de fente, est à cheval sur la fissure et la troisième jauge, appelée jauge de pied, est collée au droit de la fissure sur l'échantillon à mi hauteur de la partie intacte de la roche. Un capteur miniature d'émissions acoustiques, placé au niveau du fond de la fissure, sur la face opposée aux jauges, est relié à une centrale d'acquisition, qui permet le comptage de l'émission acoustique. Ce comptage consiste à mesurer le nombre de pics de signaux d'émission acoustique dépassant un seuil de 1 Volt (nombre de coups).

Les deux extrémités verticales de la fissure ont été bouchées, de sorte que seule la partie haute soit ouverte. Une fois la fissure remplie d'eau, l'échantillon subit plusieurs cycles de gel/dégel (-12°/+20°C). Chaque cycle comporte une décroissance et une remontée en température de 10°C/heure avec un palier de 3 heures à -12°C.

Les déformations en pied de fissure et au niveau de la fente apparaissent lorsque la température de surface de l'échantillon varie entre -3° à -5°C, ce qui correspond probablement au passage de l'état liquide à l'état solide au sein de la fissure. Lors de ce passage, la déformation augmente mais pas de manière constante d'un cycle à l'autre (Figure 4.15 A). En supposant qu'il n'y ait qu'une fissure, une déformation de 10^{-3} correspond à une ouverture de 20µm. Cette déformation est synchrone avec l'activité acoustique (Figure 4.15 B). Les deux paramètres ne semblent toutefois pas clairement corrélés en intensité. L'émission acoustique est absente pendant la période de dégel.

En pied et au niveau de la fissure, chaque cycle de gel/dégel s'accompagne d'une déformation permanente (Figure 4.16) qui montre que la fissure se propage, l'émission acoustique confirmant cette indication.

Cette étude préliminaire a donc montré le rôle du gel/dégel sur la propagation des fissures. Cependant, dans une démarche prédictive, il faudrait, d'une part, établir des relations entre la vitesse de propagation de fissure et les cycles de gel/dégel, et d'autre part, connaître en détail les conditions thermiques au niveau des ponts rocheux.

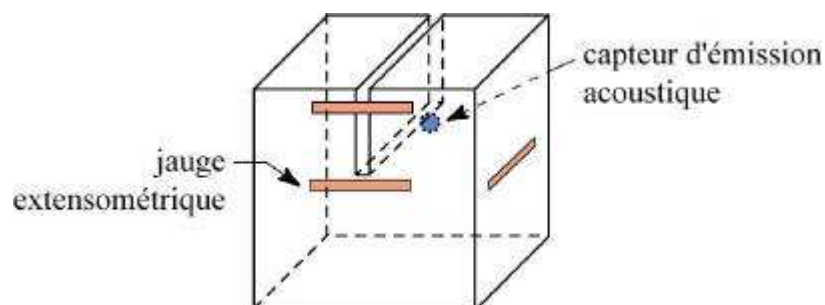


Figure 4.14 : Schéma du dispositif

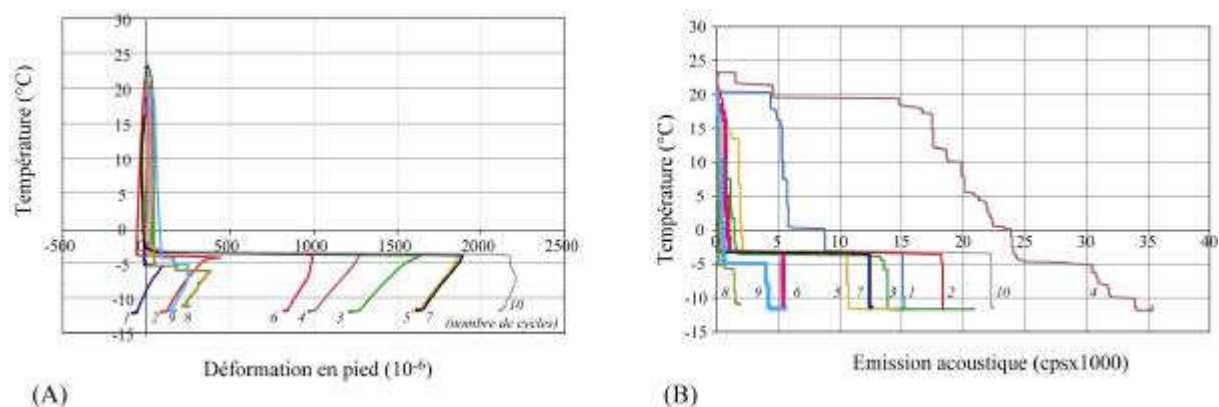


Figure 4.15 : Déformation au pied de la fissure et émission acoustique pour les différentes phases de gel

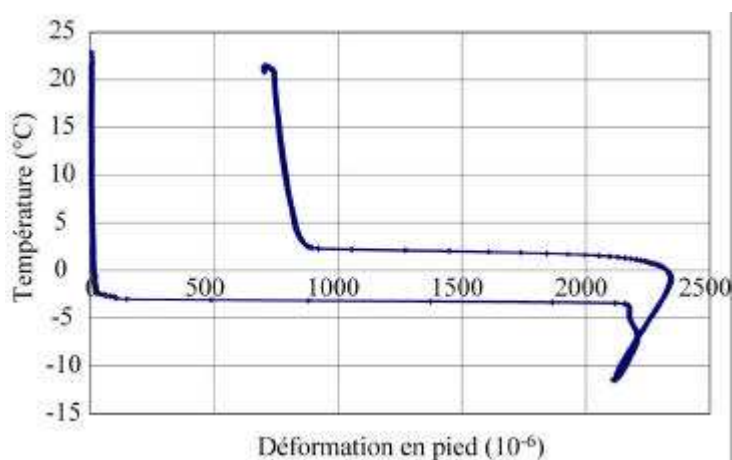


Figure 4.16 : Déformation au pied de la fissure pour le 10^{ème} cycle de gel et dégel

5. Conclusion

L'objectif de cette partie était de tester des méthodes permettant d'évaluer le temps restant avant l'éboulement des compartiments rocheux. Nous pouvons en tirer des conclusions au niveau des méthodes d'estimation de la durée de vie des compartiments rocheux et des méthodes de prévision du temps à la rupture.

Durée de vie des compartiments rocheux

Nous avons proposé une méthode, basée sur un modèle d'érosion à l'échelle du versant, pour estimer la durée de vie moyenne des compartiments rocheux en fonction de leur volume. Ce modèle demande à être validé par des datations de la surface des falaises.

Estimation du temps à la rupture

Nous avons proposé ou testé différents modèles, correspondant à différents processus, qui permettent de déterminer le temps à la rupture :

- Processus de dissolution pour évaluer la diminution surfacique des ponts rocheux ;
- Processus par propagation de fissures sous-critiques :
 - A l'échelle des fissures, l'analyse porte sur la propagation de fissures à l'extrémité des ponts rocheux ;
 - A l'échelle des ponts rocheux, nous considérons que leur taille ne varie pas au cours du temps, mais que les fissures microscopiques se propagent jusqu'à provoquer la rupture.

Les vitesses de dissolution obtenues par analyse massique de plaquettes (étude bibliographique) sont inférieures aux vitesses estimées par rétro-analyse avec un modèle de décroissance linéaire. Cette différence peut s'expliquer en partie car les conditions de dissolution des ponts rocheux seraient plus favorables que celles des plaquettes (concentration de l'écoulement dans les fissures, eau ayant circulé dans le sol, donc plus agressive), mais aussi parce que le processus de dissolution n'est pas le seul processus agissant. Dans une étude prédictive, la durée de vie d'une masse rocheuse ne peut donc être estimée uniquement par le processus de dissolution.

Concernant le modèle de propagation de fissures aux extrémités des ponts rocheux, les analyses en retour permettent de déterminer la valeur de A par défaut à partir des valeurs de n données dans la littérature. Ces valeurs sont à peu près du même ordre de grandeur, mais généralement plus élevées, que celles obtenues par Kemeny (2003) avec un Tuff.

Pour le modèle par fluage, les analyses en retour permettent d'estimer une valeur de t_0 par excès à partir des valeurs de b obtenues dans la littérature. Nous obtenons des valeurs de t_0 très différentes des ordres de grandeur des valeurs obtenues pour le granite.

Ces deux modèles sont basés sur des lois à deux paramètres. En choisissant le paramètre le mieux connu à partir de la bibliographie, les analyses en retour ont permis de déterminer le second. Dans les deux cas, les valeurs obtenues permettent d'estimer un temps à la rupture par excès.

Avant d'utiliser ces méthodes dans une démarche prédictive, il serait nécessaire de les valider par des analyses en retour de compartiments rocheux dont on aurait déterminé la durée de vie exacte par datation, et les paramètres de propagation de fissure par des essais en laboratoire.

Un autre processus important concerne le rôle du gel/dégel dans l'ouverture de fissures. Les essais préliminaires que nous avons réalisés sur des blocs calcaires pré-fissurés, soumis à des cycles de gel/dégel, montrent que le gel provoque une propagation de la fissure à son extrémité. Toujours dans un but prédictif, l'évolution de cette ouverture en fonction du nombre de cycles de gel/dégel est à étudier en détail.

Ces différents modèles, correspondant à différents processus, ont été utilisés indépendamment dans des analyses en retour alors qu'ils opèrent probablement de manière complémentaire dans la réalité. La dissolution et le gel/dégel interviennent de manière constante à long terme, ce qui n'est pas le cas du processus de fissuration sous critique. En effet, la fissuration ou la déformation évolue depuis une phase primaire jusqu'à une phase tertiaire caractérisée respectivement par une diminution puis une accélération des vitesses de fissuration ou de déformation. Nous pouvons donc penser qu'au début, les processus de dissolution et de gel/dégel prédominent. Lorsque les ponts rocheux deviennent suffisamment petits, il s'initie alors la phase tertiaire où les mécanismes de fissuration sous-critique deviennent prépondérants. A ce stade, le gel/dégel devient probablement plus efficace pour propager les fissures du fait de la concentration de contraintes plus importantes.

Conclusions et perspectives

Conclusions

Ce travail a porté sur le problème de la probabilité de déclenchement d'éboulements rocheux potentiels, pour une période donnée. Indissociable de la phase de *localisation*, l'évaluation de la probabilité de rupture dépend d'une part, de la *stabilité actuelle* et d'autre part, de *son évolution au cours du temps*. Nos travaux ont porté sur ces trois principaux points.

Dans les secteurs de falaises subverticales, la confrontation de l'agencement structural moyen et de la topographie lissée (à l'échelle des MNT de l'IGN) ne permettrait pas de détecter les instabilités car celles-ci sont très souvent provoquées par des irrégularités morphologiques qui n'apparaissent pas sur les fonds topographiques ou par des écarts au schéma structural moyen. Dans les falaises calcaires des chaînes subalpines, l'utilisation d'une typologie adaptée, en complément d'observations détaillées des falaises (terrain, photographies) est la méthode la plus appropriée. Pour cela 25 éboulements rocheux survenus dans les massifs subalpins (Vercors, Chartreuse) ont été analysés en détail : aspects structuraux et mécaniques, morphologie initiale de la falaise et de la cicatrice. Une typologie des configurations d'instabilités en falaises calcaires a ainsi été élaborée et constitue un outil pour la détection de masses rocheuses potentiellement instables. Cette étude nous a aussi permis de montrer que le processus de gel/dégel est un facteur déclenchant notoire pour des masses rocheuses pouvant aller jusqu'à plusieurs mètres d'épaisseur ce qui laisse supposer que la rupture peut être initiée par la propagation de fissures sous l'action de coins de glace.

En terme d'évaluation de la stabilité actuelle, les approches mécaniques classiquement utilisées en ingénierie comportent parfois des simplifications (discontinuités infinies...) qui ne sont pas justifiables dans une étude d'aléa compte tenu des observations effectuées au niveau des surfaces de rupture d'instabilités survenues. En effet, un élément majeur des observations est la présence de zones de rupture de matrice rocheuse dans la cicatrice, attribuées en grande partie à la rupture de ponts rocheux. Sur la base de ces observations, des modèles géomécaniques adaptés ont été appliqués sur des cas déjà survenus. Les résultats montrent premièrement que la prise en compte des ponts rocheux est primordiale dans l'analyse de la stabilité. Deuxièmement, en fonction des mécanismes, les méthodes de calcul sont plus ou moins pertinentes pour modéliser la rupture. Dans le cas des basculements, si les ponts

rocheux (sollicités en flexion) sont situés à la base de la surface de rupture potentielle, les discontinuités s'ouvrent et leur raideur n'intervient pas. La méthode à l'équilibre limite apparaît donc utilisable pour une étude prospective. Dans le cas des glissements, le rapport des raideurs des ponts rocheux et des discontinuités influence les résultats et la méthode des éléments distincts semble donc plus réaliste. Troisièmement, la cohésion moyenne du calcaire urgonien estimée par analyse en retour ($c_{\text{moyen}} = 7.2$ MPa) est environ 3 fois plus faible que celle fournie par les essais en laboratoire ($c_{\text{moyen}} = 23.3$ MPa). Cette différence peut s'expliquer par un effet d'échelle spatial mais aussi par un effet d'échelle temporel, les valeurs obtenues par analyse en retour correspondant à une résistance à long terme. Dans une démarche prospective, nous recommandons d'utiliser des caractéristiques mécaniques des ponts rocheux 3 fois plus faibles que celles obtenues en laboratoire.

L'évaluation de l'aléa nécessite, non seulement de connaître l'état de stabilité actuel, mais aussi son évolution future. L'évaluation de la durée de vie d'un compartiment rocheux est actuellement basée sur une approche empirique qui repose principalement sur un jugement d'experts et comporte donc une part importante de subjectivité. Notre démarche a consisté à tester des méthodes permettant d'évaluer le temps restant avant l'éboulement des compartiments rocheux. Dans une première étape, dans le but d'estimer la durée de vie moyenne des compartiments rocheux en fonction de leur volume, nous avons proposé une méthode, basée sur un modèle d'érosion à l'échelle du versant. Dans une deuxième étape, afin de déterminer le temps à la rupture, nous avons proposé ou testé différents modèles, correspondant à différents processus. Les vitesses de dissolution obtenues par analyse massique de plaquettes (étude bibliographique) sont inférieures aux vitesses estimées par rétro-analyse avec un modèle de décroissance linéaire. Le modèle de propagation de fissures aux extrémités des ponts rocheux, et le modèle par fluage sont basés sur des lois à deux paramètres. En choisissant le paramètre le mieux connu à partir de la bibliographie, les analyses en retour ont permis de déterminer le second. Dans les deux cas, les valeurs obtenues permettent d'estimer un temps à la rupture par excès. Avant d'utiliser ces méthodes dans une démarche prédictive, il serait nécessaire de les valider par des analyses en retour de compartiments rocheux dont on aurait déterminé la durée de vie exacte par datation, et les paramètres de propagation de fissures par des essais en laboratoire. Des études préliminaires nous ont également permis de constater que le processus de propagation de fissures peut aussi être engendré par l'action du gel.

Nous avons étudié les différents processus de manière indépendante, mais dans la réalité, ils agissent probablement de manière complémentaire. Nous pouvons donc penser qu'au début, les processus de dissolution et de gel/dégel prédominent. Lorsque les ponts rocheux deviennent suffisamment petits, les mécanismes de fissuration sous-critique deviennent prépondérants. A ce stade, le gel/dégel devient probablement plus efficace pour propager les fissures du fait de la concentration de contraintes plus importantes.

Perspectives

Cette étude soulève plusieurs problèmes, tant pour l'évaluation de la stabilité actuelle que pour l'évaluation du temps à la rupture.

Les analyses en retour (cf Partie 3) ont montré que la présence de ponts rocheux est un élément majeur dans l'évaluation de la stabilité des masses rocheuses. Désormais, l'incertitude la plus grande ne réside pas dans l'évaluation de leurs caractéristiques mécaniques (en moyenne trois fois plus faibles que celles obtenues en laboratoire) mais concerne leur étendue. Pour la connaître, des méthodes géophysiques sont actuellement testées (Jeannin, 2005 ; Deparis, 2005).

Nous constatons à quel point il est délicat d'appréhender l'évolution de la stabilité dans le temps notamment car les processus menant à la rupture sont multiples (dissolution, gel/dégel, fluage...). Dans une démarche prédictive, il conviendrait de quantifier plus précisément ces processus, pour pouvoir définir ceux qui sont prépondérants. Pour cela, nous pensons qu'il est important d'analyser chacun de ces processus dans des conditions les plus proches possibles de la réalité.

Le processus de dissolution pourrait être étudié sur des sites en falaise suffisamment représentatifs des conditions dans lesquelles les ponts rocheux se trouvent le plus souvent, c'est-à-dire à l'arrière d'un compartiment rocheux et soumis au ruissellement dans une fissure. Nous pouvons envisager de mesurer régulièrement la morphologie de la surface rocheuse à l'aide d'un appareil laser (du même type que certains rugosimètres) positionné sur des repères fixes. Parallèlement une analyse chimique de l'eau prélevée en sortie de fissure pourrait être réalisée.

L'étude de la propagation de fissures liée à l'action du gel doit être menée en parallèle en laboratoire et sur le terrain. Un enregistrement des températures à l'intérieur des fractures nous donnerait une bonne estimation des conditions thermiques auxquelles est soumis un pont rocheux. Parallèlement, au laboratoire, les essais de gel-dégel nous renseigneraient sur l'évolution de la fissuration sous l'effet de ce processus.

Le processus de fissuration sous-critique s'effectue-t-il en bordure ou au sein du pont rocheux ? Répondre à cette question revient à savoir si le modèle de propagation de fissures aux extrémités des ponts rocheux est réaliste. Pour y répondre, nous pensons qu'une inspection très fine des ruptures de ponts rocheux sur le terrain doit être faite, parallèlement à des mesures d'émissions acoustiques sur des échantillons modèles, en laboratoire. Cela permettrait alors de localiser la propagation (sur le bord ou au sein de ponts rocheux).

Références bibliographiques

Aleotti, P., Chowdhury, R., 1999. Landslide hazard assessment: summary review and new perspectives, *Bull Eng Geol Env* 58, 21-44.

Amatruda G., Castelli M., Rouiller J.D., 2004. Block Toppling Mechanism due to Progressive Failure of Rock Bridges. *Felsbau*, Vol. 22 No. 2, 8-15.

Amitrano D., Grasso J.R. et Senfaute G., 2005. Seismic precursory before a cliff collapse and critical point phenomena. *Geophysical Research Letters*, 32, L 08314.

Antoine, P., Cruden, D.M., 1984. The slide from Mt. Granier, Isère and Savoie, France, on November 24, 1248. In: *Proceedings of Int. Symp. on Landslides*, Toronto, pp. 475-481.

Antoine P., Giraud A., 1995. Typologie des mouvements de versants dans un contexte opérationnel. *Bull. Int. Assoc. of Engineering geology*, n°51, 57-62.

Atkinson B.K., 1984. Subcritical crack growth in geological materials. *J. Geophys. Res.* 89, 4077-4114.

Atkinson B.K. et al., 1987. *Fracture mechanics of rock*. Academic press geology series. Ed by B. K. Atkinson, 534 p.

Aki K., 1965. Maximum likelihood estimate of b in the formula $\log N = a - bM$ and its confidence limits, *bulletin of the Earthquake research Institute*, 43, 237-239 p.

Azimi C. et Desvarreux P., 1996. Quelques aspects de la prévision des mouvements de terrain. *Revue française de géotechnique*, n°76, 63-75.

Backers T., Stephansson O., Rybacki, E., 2002. Rock fracture toughness testing in Mode II-punch-through shear test. *Int. J. Rock. Mech. & Min. Sc.*, 39, 755-769.

Baillifard F., Jaboyedoff M., Rouiller J.-D., 2004. Towards a GIS-based rockfall hazard assessment along the Quebec City Promontory, Quebec, Canada. *Landslides : Evaluation and Stabilization*, Lacerda, Ehrlich, Fontoura & Sayao (eds), 207-213.

Bandis S.C., Lumsden A.C., Barton N.R., 1983. Fundamentals of rock joint deformation. *Int. J. Rock. Mech. Min. & geomech. Abstr.* Vol. 20, N°6, 249-268.

Beauval C., 2003. Analyse des incertitudes dans une estimation probabiliste de l'aléa sismique, exemple de la France. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble I, France. 161 pp.

Berge-Thierry C., Cotton F., Cushing M., Griot-Pommeret D.A, Joly J., Levret A. et Scotti O., 2000. Méthode de détermination des spectres horizontaux et verticaux adaptés au site dans le cadre de RFS 1.2.c, Rapport IPSN/DPRE/SERGD/00-53.

Besson L., 1996. Les risques naturels en montagne. Traitement, prévention, surveillance. Artés - publialp. 438 p.

Bésuelle P., 2001. Compacting and dilating shear bands in porous rock : theoretical and experimental conditions. *J. Geophys. Res.* 106, 13435-13442.

BRGM, Carte géologique de Grenoble, échelle : 1/50 000.

Budetta P., 2003. The modified «rockfall hazard rating system »: a new tool for roads risk assessment. *Geophysical Research Abstracts*, Vol. 5, 01659, 2003.

Burbank D. W., 2002. Rates of erosion and their implications for exhumation. *Mineralogical Magazine*, February 2002, Vol 66(1), 25-52.

Castelli M., 2000. A simplified methodology for the stability analysis of rock slopes with non-persistent discontinuity systems. In "proceedings of the third international conference on advances of computer methods in geotechnical and geoenvironmental engineering", Moscow, Russia, ed. Sergey A. Yufin, 185-190.

Colas et Pilot, 1976. Description et classification des glissements de terrain. *Bull. Liaison Labo. P. et Ch.*, Spécial 2, 21-30.

CFGI (Comité Français de géologie de l'Ingénieur), 2000. Caractérisation et cartographie de l'aléa dû aux mouvements de terrain. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, collection « Environnement – Les risques naturels », 91 p.

CFGI (Comité Français de géologie de l'Ingénieur), 1991. Mouvements de versants de grande ampleur. Séminaire de Nainville-les-Roches, 76 p.

Chau, K.T., Wong, R.H.C., Liu, J., Lee, C.F., 2003. Rockfall Hazard Analysis for Hong Kong Based on Rockfall Inventory. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 36 (5), 383-408.

Cheaney, R.F., 1983. *Statistical methods in geology for field and lab decisions*. George Allen & Unwin, London. 169 pp.

Coe, J.A., Harp, E.L., Tarr, A.C., Michael, J.A., 2005. Rock-Fall Hazard Assessment of Little Mill Campground, American Fork Canyon, Uinta National Forest, Utah: U.S. Geological Survey Open-File Report 2005-1229, <http://pubs.usgs.gov/of/2005/1229/>.

Coque R. 2002.- *Géomorphologie (6^e édition)*. Ed. Armand Colin, collection. U, 430 pp.

Cruden, D.M., Varnes, D., J., 1996. Landslide types and processes. In: Turner, A.K., Schuster, R.L. (Eds), *Landslides : Investigation and Mitigation*. Transportation Research Board Special Report 247, National Academy Press, Washington, DC, pp. 36-75.

Das et Scholtz, 1981. Theory of time-dependent rupture in the earth, *J. Geophys. Res.*, 86, 6039-6051.

Davies J., 1995. Study of shear fracture in mortar specimens. *Cement and Concrete Res.*, 25 (5), 1031-1042.

Delannoy, J.J., Rovera G., 1996. L'érosion dans les Alpes occidentales : contribution à un bilan des mesures et des méthodes. *Revue de Géographie Alpine* 2, 89-101.

Deparis, J., Garambois, S. et Jongmans, D., 2005. GPR imaging and characterization of fractures in limestone cliffs. *Geophysical Research Abstracts*, Vol. 5, 03562, 2005

Dussauge-peisser C., 1998. Evaluation du risque éboulement, chute de blocs. Bilan, études complémentaires et perspectives. Rapport de DEA, LIRIGM, Université Grenoble I, 66p.

Dussauge-Peisser C., 2002. Evaluation de l'aléa éboulement rocheux. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble I, 222 p.

Dussauge-Peisser, C., Helmstetter, A., Grasso, J.R., Hantz, D., Desvarreux, P., Jeannin, M., Giraud, A., 2002. Probabilistic approach to rock fall hazard assessment: potential of historical data analysis. *Natural Hazard and Earth System Sciences* 2, 1-13.

Dussauge-Peisser, C., Wathelet, M., Jongmans, D., Hantz, D., Couturier, B., Sintès, M., 2003. Investigation of a fractured limestone cliff (Chartreuse Massif, France) using seismic tomography and ground penetrating radar. *Near Surface Geophysics*, 2003, 161-170.

EPFL, 2005. Essai de ténacité – Calcaire urgonien, Vercors. Laboratoire de mécanique des roches, Lausanne, document R0552.

EPRI, 1996. Yucca Mountain Total System performance Assessment, Phase 3. Electric Power research Institute, Palo Alto, CA, document EPRI TR-107191.

Evans, A. G., 1972. A method for evaluating the time-dependent failure characteristics of brittle materials – and its application to polycrystalline alumina. *J. of Materials Science*, 7, 1137-1146.

Evans, S.G., and Hungr, O., 1993. The assessment of rockfall hazard at the base of talus slopes: *Canadian Geotechnical Journal*, v. 30, p. 620–636.

Fleurisson J.A., 2001. Structures géologiques et stabilité des pentes dans les massifs rocheux : description, analyse et modélisation. *Revue française de géotechnique*, n°95-96, 103-116.

Fourmaintraux D., 1976. La mécanique de roches appliquée aux ouvrages du Génie Civil, Chapitre 2 : Caractérisation des roches : essais de laboratoire. Association amicale des ingénieurs anciens élèves de l'école nationale des Ponts et Chaussées, 39-56.

Francou B., 1988. L'éboulement en haute montagne (Andes et Alpes). Thèse de doctorat, Centre de Géomorphologie, Caen, Editec, 696 p.

Federico, A., Popescu, M., Fidelibus, C., Interno, G., 2004. On the prediction of the time of occurrence of a slope failure: a review. *Landslides: Evaluation and Stabilization*, Lacerda, Ehrlich, Fontoura & Sayao (eds), Taylor and Francis Group, London.

Genevois R., Prestininzi A., 1979. Time-dependent behaviour of granitic Rocks related to their alteration grade. In "Proceedings of the Fourth Congress of the International Society for Rock Mechanics", Montreux, Suisse, 2-8 September 1979.

GEO-TER, 2002. Révision du zonage sismique de la France, étude probabiliste – Rapport final. N°GTR/MATE/0701-150, GEO-TER, Ministère de l'écologie et du développement durable.

Gidon M., 1998-2005. «GEOL'ALP », <http://www.geol-alpes.com>

Giraud A., 1990. Typologie géologique des mouvements de terrain dans les Alpes. Université Européenne d'été sur les risques naturels, session : mouvement de terrain, Sion.

Goodman, R.E., Shi, G.H., 1985. Block Theory and its Application to Rock Engineering. Prentice-Hall, London, 338 pp.

Goodman, R.E., 1989. Introduction to Rock Mechanics, second éd. Ed. John Wiley & sons, 562 p.

Griot-Pommeret D.A et Scotti O., 2001. Estimating earthquake location and magnitude from French seismic intensity observations, european geophysical Society, XXVI General Assembly, Nice, France, 25-30 March 2001.

Groupe falaise, 2001. Prévention des mouvements de versants et des instabilités de falaises, groupe falaise, confrontation des méthodes d'étude des éboulements rocheux dans l'arc alpin. Programme Interreg IIC «Falaises » Méditerranée Occidentale et Alpes Latines, 239 p.

Guide technique LCPC, 2004. Les études spécifiques d'aléa lié aux éboulements rocheux. Collection environnement, Les risques naturels. ISSN 1151-1516, 86 p.

Guoguel, J., Pachoud, A., 1972. Géologie et dynamique de l'éroulement du Mont Granier. Bull. du BRGM, section 3, 1972 (1), 29-38.

Guoguel J. et Pachoud A., 1981. Les mouvements de versant sud du massif de Platé, Haute-Savoie, France. Bulletin de liaison Labo. Ponts et Chaussées., Spécial X, 15-26.

Gutenberg B. et Richter F., 1949. Seismicity of the earth and associated phenomena. Princeton University Press, 273 p.

Guzzetti, F., Carrara, A., Cardinali, M. and Reichenbach, P., 1999. Landslides hazard evaluation: a review of current techniques and their application in a multi-scale study, Central Italy. Geomorphology, 31: 181-216.

- Guzzetti, F., Crosta, G., Detti, R., and Agliardi, F., 2002. STONE: a computer program for the three dimensional simulation of rock falls: *Computers and Geosciences*, v. 28, no. 9, p. 1,079–1,093.
- Hantz D., Vengeon J.M., Dussauge-Peisser C., 2003. An historical, geomechanical and probabilistic approach to rock fall hazard assessment. *Natural hazards and Earth System Sciences*, 3, 693-701.
- Hart R.D., 1993. An Introduction to Distinct Element Modelling for Rock Engineering. In “Proceedings of the 7th International Congress on Rock Mechanics”, Germany, Vol. 3, 1881-1892.
- Hatzfeld, D., RAP Working Group, 2003. Le Réseau Accélérométrique Permanent. *Géologues*, 135, pp. 31-35.
- Hatzfeld, D. et al., 2002. The French Accelerometric Network (RAP): a free access to data, XXVIII General Assembly, European Seismological Commission, 1-6 Sept 2002, Genoa.
- Hoek E., Brown E.T., 1980. Empirical strength criterion for rock masses. *Journal of the Geotechnical engineering Division, ASCE*, Vol. 106, n° GT9, 1980, 1013-1035.
- Hoek E., Bray J.W., 1981. *Rock slope Engineering*. The Institution of Mining and Metallurgy, London. 525 pp.
- Hoek E., 1990. *Practical Rock Engineering 3-Slope Stability and Rockfalls*, Chapter 9. www.rocscience.com/hoek/PracticalRockEngineering.asp.
- Hudson J.A., 1992. *Rock Engineering Systems : Theory and Practice – High Plains Press (JAH)*, 185 p.
- Hutchinson, J.N., 1988. General report : morphological and geotechnical parameters of landslides in relation to geology and hydrogeology. In: Bonnard, C. (Eds.), *Proceedings of 5th International Symposium on Landslides, Lausanne, Switzerland, vol. 1*, A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 3-35.
- IAEG Commission on Landslides, 1990. Suggested nomenclature for landslides. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, 41, 13-16.
- Irwin G.R., 1958. In “Handbuch der Pysick“. V. VI Elasticity and Plasicity. Ed. Flügge, S. Springer Berlin, 551-590.

ISRM Commission on testing Methods, 1988. Suggested methods for determining the fracture toughness of rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 25, 71-96.

Itasca, 1999. Universal distinct element code (UDEC) version 3.10, Itasca consulting group, Inc. Minneapolis, USA.

Jaboyedoff M., Philipposian F., Mamin M., Marro C., et Rouiller J.D., 1996. Distribution spatiale des discontinuités dans une falaise. Approche statistique et probabiliste, PNR 31, Hochschulverlag AG an der ETH Zürich, 90p.

Jaboyedoff M., Baillifard F., Marro C., Philipposian F. et Rouiller J.D., 1999. Detection of rock instabilities : Matterock methodology. In "Proceedings of the Joint Japan-Swiss scientific on Impact Load by Rock Falls and Design of protection Structures, Kanazawa", Japan 4-7 October 1999.

Jaboyedoff, M., Dudt, J.P., Labiouse, V., 2005. An attempt to refine rockfall hazard zoning based on the kinetic energy, frequency and fragmentation degree. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 5, 621-632.

Jimenez, M. J., Giardini, D., Grünthal, G., SESAME Working Group, 2001. Unified seismic hazard modelling throughout the Mediterranean region. *Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata*, 42 (1-2), 3-18.

Jeannin M., 2005. Etude des processus d'instabilités des versants rocheux par prospection géophysique - Apport du RADAR géologique - Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble I, 241 p.

Kagan Y.Y. et Jackson D.D., 2000. Probabilistic forecasting of earthquakes. *Geophys. J. Int.*, 143, 438-453.

Keeble A.B., 1971. Freeze-thaw cycles and rock weathering in Alberta. *Albertan Geographer*, 34-42.

Keefer D.K., 1984. Landslides causes by earthquakes. *Geol. Soc. of A. Bull*, Vol. 95, 406-421.

Kemeny J. 2003. The time-dependent reduction of sliding cohesion due to rock bridges along discontinuities: A fracture mechanics approach. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Vol. 36, 27-38.

Kranz R., 1980. The effect of confining pressure and difference stress on static fatigue of granite, *J. Geophys. Res.*, 85, 1854-1866.

Kupper M., 1981. Les vitesses d'érosion du calcaire. Etude de processus actuels sous différents climats. Thèse, Liège.

Labiouse V., 2004. «Fragmental rockfall paths: comparison of simulations on Alpine sites and experimental investigation of boulder impacts ». In Lacerda, Ehrlich, Fontoura and Sayao (Eds.), *Landslides Evaluation and Stabilization*, vol.1, Taylor and Francis Group, London, 457-466.

Lawn B.R. et Wilshaw T.R., 1975. *Fracture of brittle solids*. Cambridge University Press, Cambridge, 204 p.

Levret A., Backe J.C., Cushing M., 1994. Atlas of macroseismic maps for French earthquakes with their principal characteristics, *Natural Hazards*, 10, 19-46.

Main, I. Statistical physics, seismogenesis and seismic hazard. *Reviews of Geophysics*, 34, 4, 433-462.

Malatrait N., 1975. Analyse et classement des mouvements gravitaires, Feuille St. Jean-de-Maurienne. Thèse d'état, Université Joseph Fourier, Grenoble I.

Marconnet J.F., 1999. Evolution des escarpements calcaires instables. Quantification des mouvements actuels par G.P.S. et inclinométrie dans les Alpes du Nord (France). Thèse d'état, Université Joseph Fourier, Grenoble I, 285 p.

Matsuoka, N., Sakai, H., 1999. Rockfall activity from an alpine cliff during thawing periods. *Geomorphology* 28: 309-328.

Mazzoccola, D., Sciesa, E., 2000. Implementation and comparison of different methods for rockfall hazard assessment in the Italian Alps. In: proceedings of 8th Int. Symp. on Landslides. Cardiff, Thomas Telford , pp. 1035-1040.

Merrien-Soukatchoff V., Quenot X., Guglielmi Y., 2001. Modélisation par éléments distincts du phénomène de fauchage gravitaire. Application au glissement de la Clapière (Saint-Etienne-de-Tinée, Alpes Maritimes). *Revue Française de Géotechnique* n° 95/96, 133-142. (ISSN 0181-0529)

Monjuvent G. et Marnezy A., 1986. Processus d'évolution des versants dans les Alpes françaises. *Géologie Alpine*, t.62, 87-105.

Naumann, C.M., and Savigny, K.W. 1992. Large rock avalanches and seismicity in southwestern British Columbia, Canada. *In Landslides. Edited by D.H. Bell. Proceedings of the 6th International Symposium on Landslides, Christchurch, New Zealand, Vol. 2. A.A. Balkema, Rotterdam, 1187-1192.*

Panet M., 1987. Fondations et talus rocheux. *Comptes rendus du 3^{ème} Congrès International de la soc. int. de la mécanique des roches, Montréal 1987, Vol.1, p. 1569-1580.*

Pech P., 1986. Essai de quantification de l'ablation en moyenne et haute montagne à partir d'analyses volumétriques : l'exemple de l'Ossola (Alpes centrales, Italie du Nord). *Revue de géomorphologie dynamique*, tome 35, 11-20.

Petit J.-P. et Barquins M., 1988. Can natural faults propagate under Mode II conditions ? *tectonics*, 7, 1243-1256.

Petley D.N., Bulmer H. et Murphy W., 2002. Patterns of movement in rotational and translational landslides, *geology*, 30 (8), 719-722.

Potherat P. et Alfonsi P., 2001. Les mouvements de versant de Séchilienne (Isère). Prise en compte de l'héritage structural pour leur simulation numérique. *Revue française de géotechnique n°95/96*, 117-131.

Protassov K., 1999. Probabilités et incertitudes dans l'analyse des données expérimentales. PUG (Presse Universitaire de Grenoble). 148 p.

Ramirez-Rascon A., 1984. Analyse géotechnique des glissements de versants sédimentaires sur des plans de stratification. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble I, 180 p.

Rode N., 1991. Caractérisation et modélisation des massifs rocheux fracturés en blocs. Thèse de doctorat, Institut Polytechnique de Lorraine, Nancy, 156 p.

Rovera G., 1990. Géomorphologie dynamique et aménagement des versants en moyenne Tarentaise. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble I, France. 465 p.

Rovera G., 1997. L'éboulisation des corniches de calcaire urgonien dans le massif de la Grande Chartreuse (Alpes du Nord). *Environnements périglaciaires*, n° XXII-4, 13-27.

Sandersen F., Bakkehøi S., Lied K., 1996. The influence of meteorological factors on the initiation of debris flows, rockfalls, rockslides and rockmass stability. In Senneset (Ed.): Landslides. Balkema, Rotterdam, 97-114.

Saunders et Young A., 1983. Rates of surface processes on slopes, slope retreat and denudation. *Earth surfaces processes and landforms*, 8, 473-501.

Scavia, C., Barla, G., Bernaudo, V., 1990. Probabilistic stability analysis of block toppling failure in rock slope. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 27 (6), 465-478.

C. Scavia, V. Saetta, 2001. Metodo meccanico-probabilistico per l'analisi della stabilità dei pendii in roccia", Gruppo di Ricerca Interreg IIC Falaises - Prevenzione dei fenomeni di instabilità delle pareti rocciose, Regione Piemonte, Torino, 116-132.

Scavia C., 1995. A method for the study of crack propagation in rock structures. *Géotechnique*. Vol. 45, 447-463.

Schoeneich P., Hantz D., Vengeon J.M., Frayssines M., Deline P., Amelot F., Savary J., Rouiller J.D., Paganone M., 2004. A new Alpine rockfall inventory. 2nd Swiss Geo-science Meeting, November 2004

Scholz, C. 1968. Mechanism of creep in brittle rock, *J. Geophys. Res.*, 73 (10), 3295-3302.

Scholz, C. 1972. Static fatigue of quartz, *J. Geophys. Res.*, 77 (11), 2104-2114.

Serratrice J.F., Durville J.L., 1997. Description des roches et des massifs rocheux, exploitation de deux bases de données. *Bulletin des Laboratoire des Ponts et Chaussées*, 211, 73-87.

Shaw B., 2003. Generalised omori law for aftershocks and foreshocks from simple dynamics. *Geophys. Res. Lett.*, 20, 907-910.

Stagg K.G., et Zienkiewics O.G., 1968. *Rock Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley & Sons, Inc.

Summerfield, M. A., 1991. *Global geomorphology : an introduction to the study of landforms*. Longman Scientific & Technical ; Wiley, [Harlow, Eng.], New York, 537 p.

Thouvenot, F., Fréchet, J., 2004. Seismicity along the north-western edge of the Adria microplate. In: Pinter, N., Stein, S., Weber, J. (Eds.), *The Adria Microplate*. Kluwer, in press.

USGS administrative report. USGS response to an urban earthquake : Nothridge'94.
<http://pubs.usgs.gov/of/1996/ofr-96-0263/valley.htm>

Varnes, D.J., Int. Association of Engineering Geology Commission on Landslides, 1984. Landslide hazard zonation : a review of principles and practice. In: Natural Hazards 3. UNESCO, Paris. 63 p.

Vengeon J.-M., 1998. Déformation et rupture des versants en terrain métamorphique anisotrope. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier Grenoble I, 186 p.

Viéban F., 1983. 1^{er} sujet : Installation et évolution de la plate-forme urgonienne du Jura méridional aux chaînes subalpines (Ain, Savoie, Haute-Savoie) ; 2^{ème} sujet : dolomitisation, fracturation et porosité au voisinage d'une faille majeure (Urgonien du massif du Vercors). Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, 293 p.

Vutukri V.S, Lama R.D., Saluja S.S, 1974. Handbook on Mechanical Properties of Rocks. Vol. I : Specimen Preparation for laboratory Tests. Trans Tech Publications, Switzerland, 1978.

Vutukri V.S, Lama R.D., Saluja S.S, 1974. Handbook on Mechanical Properties of Rocks. Vol. III : Mechanical properties of rocks. Trans Tech Publications, Switzerland, 1978.

Wieczorek, G.F., Morrissey, M.M., Iovine, G., and Godt, J., 1999. Rock-fall potential in the Yosemite Valley, California: U.S. Geological Survey Open File Report 99-578, 1 plate 1:12.000, 7 p. <http://greenwood.cr.usgs.gov/pub/open-file-reports/ofr-99-0578/>

Wieczorek, G.F., and Snyder, J.B., 2004. Historical rock falls in Yosemite National Park : U.S. Geological Survey Open-File Report 03-491. (<http://pubs.usgs.gov/of/2003/of03-491/>).

Wiederhorn S. M. et Bolz L. H., 1970. Stress corrosion and static fatigue of glass, J. Am. Ceram. Soc., 50, 543.

Wong T.F, Baud P. et Klein E., 2001. Localized failures modes in a compactant porous rock. Geophys. Res. Letter. 28 : 2521-2524.

Zeghloul A., 2003-2004. Concepts fondamentaux de la mécanique de la rupture. Cours DEA Mécanique-Matériaux-Structures-Procédés, Université de Metz, 153 p.

Annexes

Annexe A. (correspondant à la Partie 1)

1. Valeurs de ténacité en mode I

En mode I (traction), un large éventail de tests ont été utilisés pour déterminer la ténacité critique (K_{IC}). La société internationale de Mécanique des Roches (ISRM, 1988) a défini des recommandations. Quelques valeurs de K_{IC} , dont la plupart sont tirées de la synthèse d'Atkinson (1987), sont présentées dans le tableau A.1.

Matériau	K_{IC} (MPa.m ^{1/2})	Référence
<i>Quartz rocks</i>		
Arkose	0.62	Didd et al. (1983) ⁽¹⁾
Hohensyburg sandstone	1.17-1.33	Bergkvist and Fornerod (1979) ⁽¹⁾
Nugget sandstone	0.22-0.34	Brown et al. (1972) ⁽¹⁾
<i>Carbonate rocks</i>		
Balmholtz limestone	1.77	Bergkvist and Fornerod (1979) ⁽¹⁾
Carboniferous limestone	1.25	Dibb et al. (1983) ⁽¹⁾
Urgonian limestone	1.61-1.88	EPFL, 2005
Carrara marble	0.64-1.26	Atkinson (1984) ⁽¹⁾
Chalk	0.17	Dibb et al. (1983) ⁽¹⁾
<i>Granite rocks</i>		
Black granite	2.80	Lundborg and Almgren (1972) ⁽¹⁾
Bohus granite	1.26-2.03	Ouchterlony and Sun (1983) ⁽¹⁾
Charcoal granite	2.5	Schmidt (1976c) ⁽¹⁾
Finnsjön granodiorite	2.45	Olofsson (1978) ⁽¹⁾
<i>Ultrabasic rocks</i>		
Dunite	3.74	Meredith et al. (1984) ⁽¹⁾
Serpentinized dunite	1.39	Meredith et al. (1984) ⁽¹⁾
<i>Sedimentary rocks</i>		
Rome basin shale	1.21-1.34	Abou-Saved et al. (1978) ⁽¹⁾
Salt	0.4-0.57	Rummel et Muller (1984) ⁽¹⁾

⁽¹⁾cité par Atkinson (1987)

Tableau A.1 : Valeurs expérimentales du facteur d'intensité de contrainte critique en mode I, K_{IC}

2. Valeurs de ténacité en Mode II

En mode II (cisaillement plan), il n'existe pas encore de test standard. Le test PTS (Punch-Through Shear test) est assez couramment utilisé (Davies, 1995 ; Backers et al., 2002). Nous constatons que K_{IIc} croît avec la pression de confinement (Tableau A.3). Ce facteur augmente aussi suivant l'ordre des matériaux : calcaire, marbre, granite. Ces trois matériaux sont caractérisés dans le tableau A.2.

Rock type	σ_c (MPa)	E (GPa)	ν	K_{IC} (MPa m ^{1/2})
Aue granite	134	48	0.19	1.60±0.09
Carrara marble	59	49	0.23	1.14±0.07
Rüdersdorf limestone	40	22	0.22	1.12±0.02

σ_c : résistance en compression uniaxiale, E : module d'Young, ν : coefficient de poisson, K_{IC} : ténacité en mode I.

Tableau A.2 : Caractéristiques mécaniques de trois roches utilisées pour des PTS tests, d'après Backers et al, 2002

Matériau	P (MPa)	K_{IIC} (MPa m ^{1/2})
<i>Aue granite</i>	0	2.2
	5	5.2-11.2
	10	11.7
	15	13.9
	30	18.1
	50	21.1
	70	20.8
<i>Carrara marble</i>	5	3.4
	10	7.6
	15	7.6
	20	9
	30	11.1
	40	11.2
	50	11.9
	60	11.6
	70	11.5
<i>Rüdersdorf limestone</i>	0	3.4
	1	3.4
	10	2.8-7.4
	20	6.1-8.6
	30	6.6-9.3
	40	8.4-9.3
	50	9.5
	70	8.9

P : pression de confinement

Tableau A.3 : Valeurs expérimentales du facteur d'intensité de contrainte critique en mode II, K_{IIC} , d'après Backers et al, 2002

Annexe B. (correspondant à la Partie 2)

1. Tableau recensant les éboulements utilisés pour l'étude des facteurs déclenchants

N°	Date	Volume (m ³)	Mean altitude (m)	Place
1	22/01/1971	50	575	Saint-Martin le Vinoux
2	30/01/1971	30,000	1,505	Montaud
3	05/06/1971	300	575	Saint-Martin le Vinoux
4	27/10/1973	250	675	Saint-Pierre d'Entremont
5	11/02/1977	20	550	Vif
6	17/08/1979	200	750	Crolles
7	16/03/1980	100	360	Varces
8	19/12/1982	20	360	Grenoble
9	11/04/1983	150	310	Fontaine
10	14/01/1984	100	750	Crolles
11	09/02/1984	100	1,000	Saint-Pancrasse
12	10/04/1984	60	900	Crolles
13	27/05/1984	200	500	Voreppe
14	15/10/1984	80	700	Crolles
15	20/10/1984	120	750	Crolles
16	18/12/1986	85	900	Meylan
17	26/12/1986	800	900	Biviers
18	12/02/1987	3000	900	Biviers
19	06/02/1987	30	360	Grenoble
20	13/08/1987	50	500	Voreppe
21	25/08/1987	150	575	Saint-Martin le Vinoux
22	02/09/1987	600	1,450	Saint-Bernard du Touvet
23	13/03/1988	60	575	Saint-Martin le Vinoux
24	10/12/1988	20	400	Saint Quentin sur Isère
25	06/01/1989	50	900	Meylan
26	13/12/1990	900	330	Varces
27	17/02/1991	200	975	Meylan
28	02/02/1992	600	600	Veurey
29	20/04/1992	20,000	1,530	Montaud
30	07/11/1992	300	350	Varces
31	15/12/1992	350	575	Saint-Martin le Vinoux
32	11/01/1994	150	500	Voreppe
33	13/04/1994	15	360	Grenoble
34	06/02/1995	4,230	488	Claix
35	07/03/1996	100	635	Chapelle-en-Vercors
36	22/03/1996	5,000	1,380	Voreppe
37	31/03/1997	500	810	Saillants-du-Gua
38	22/01/1998	270,000	1,540	Bourg d'Oisans
39	09/06/1999	30,000	1540	Bourg d'Oisans
40	02/01/2001	500	765	Lumbin
41	04/01/2001	3,500	1,140	Noyarey
42	20-21/04/2001	600	1,000	Châtelus
43	22/04/2001	200	950	Biviers
44	24/07/2001	660	245	La Rivière
45	14/01/2002	50-500	878	Rencurel
46	21/02/2003	3,500	660	Chapelle-en-Vercors
47	02/01/2004	60	900	Laffrey
48	30/01/2004	2,000	530	Choranche
49	29/02/2004	100	400	Saint Quentin sur Isère
50	28/10/2004	50-500	245	La Rivière
51	13/12/2004	<50	625	Rovon

2. Compléments sur les méthodes statistiques : principes et résultats

2.1 Test de Kolmogorov-Smirnov

2.1.1 Principe du test

Ce test n'exige aucune hypothèse sur les données. Il ne nécessite pas de regroupement de classes quand l'effectif de l'échantillon est petit, ainsi ce test peut s'appliquer pour des échantillons de faible taille.

Ce test permet de déterminer si deux jeux de données diffèrent significativement. Il consiste à calculer les différences existant entre les deux fonctions de répartition empiriques $F(X)$ et $F^*(X)$ des deux échantillons de taille N_1 et N_2 en mesurant le plus grand écart D entre ces deux fonctions. Deux hypothèses sont alors confrontées :

- Cette grandeur « D » est le fruit de fluctuations fortuites d'échantillonnage. Il s'agit de l'hypothèse nulle (H_0) où les deux populations sont identiques.
- La seconde hypothèse dite « alternative » implique que les deux échantillons sont issus de populations différentes (H_1).

On acceptera l'hypothèse H_0 si $D < w_{1-p}$ pour une probabilité d'erreur donnée $1-p$ (risque statistique). Les valeurs de w_{1-p} sont lues sur les tables de Kolmogorov.

Dans notre cas $w_{1-p} = 1.36 N'$ avec $N' = \sqrt{[(N_1 + N_2)/(N_1 \times N_2)]}$.

2.1.2 Résultats : Influence pluie le jour de l'éboulement

A/ Pluie journalière

On compare la première population : pluviométrie journalière entre 1970 et 2004 et la seconde population : pluviométrie les jours d'éboulements. Les tailles des échantillons sont $N_1=12450$ et $N_2=51$. La moyenne pluviométrique journalière de la seconde distribution est plus élevée ($\bar{N}_2 = 3.4mm$) que celle de la première population ($\bar{N}_1 = 2.7mm$). Ce premier résultat laisse penser que la pluviométrie est un facteur qui influence le déclenchement des éboulements.

Le test de Kolmogorov-Smirnov indique cependant que cette tendance n'est pas significative.

L'écart maximal mesuré entre les deux fonctions de répartition est $D=0.102$ et la valeur de $w_{1-p} = 0.191$. On a plus de 95 chances sur 100 pour que l'hypothèse d'indépendance (H_0) entre la pluviométrie journalière (population 1) et la pluviométrie les jours d'éboulements (population 2) soit vérifiée. On accepte donc l'hypothèse d'indépendance entre la pluviométrie et l'occurrence d'éboulement.

B/ Pluie sur 2 jours consécutifs

On compare la première population : pluviométrie successive sur deux jours entre 1970 et 2004 et la seconde population : pluviométrie sur deux jours avec éboulement le second jour. Les tailles des échantillons sont $N_1=12449$ et $N_2=51$ ($\bar{N}_1 = 5.5mm, \bar{N}_2 = 7.9mm$).

La dispersion maximale mesurée entre les deux fonctions de répartition est $D=0.15$ et la valeur de $w_{1-p} = 0.19$.

On accepte là aussi l'hypothèse d'indépendance entre la pluviométrie et l'occurrence d'éboulement.

C/ Pluie sur 3 jours consécutifs

On compare cette fois la pluviométrie successive sur trois jours entre 1970 et 2004 et la pluviométrie sur trois jours avec éboulement le troisième jour. Les tailles des échantillons sont $N_1=12448$ et $N_2=51$ ($\bar{N}_1 = 8.2mm, \bar{N}_2 = 12.8mm$).

La dispersion maximale mesurée entre les deux fonctions de répartition est $D=0.15$ et la valeur de $w_{1-p} = 0.19$.

On accepte toujours l'hypothèse d'indépendance entre la pluviométrie et l'occurrence d'éboulement.

D/ Synthèse

<i>Pluies :</i>	<i>Population 1</i>		<i>Population 2</i>		<i>D</i>	<i>W</i> ($1-p=0.05$)
	<i>Taille (N_1)</i>	<i>Moyenne (mm)</i>	<i>Taille (N_2)</i>	<i>Moyenne (mm)</i>		
<i>journalière</i>	12,450	2.7	51	3.4	0.10	0.19
<i>sur 2 jours</i>	12,449	5.5		7.9	0.15	0.19
<i>sur 3 jours</i>	12,448	8.2		12.8	0.15	0.19

Les moyennes pluviométriques des périodes d'éboulements demeurent toujours supérieures aux valeurs journalières sur 33 ans (1971 à 2004). Pour un cumul pluviométrique sur 2 jours et 3 jours, l'écart relatif entre ces moyennes pluviométriques augmente. Cette tendance est reflétée par une augmentation de D (plus grand écart entre les deux fonctions de répartition des populations 1 et 2).

Ceci suggère une influence de la pluie sur le déclenchement des éboulements. Néanmoins comme D demeure inférieur à la grandeur w, on considère avec un risque de 5%, que les deux populations sont identiques.

2.2 χ^2 de contingence

2.2.1 Principe du test

Un tableau de contingence contient les fréquences d'association entre les modalités de deux caractères qualitatifs i et j . Soit n_{ij} l'effectif figurant à l'intersection de la ligne i et de la colonne j . On pose $n_{i\bullet} = \sum_j n_{ij}$, et $n_{\bullet j} = \sum_i n_{ij}$ les effectifs marginaux et n l'effectif total.

Pour mesurer la dépendance entre deux caractères qualitatifs, la statistique classique propose de calculer le χ^2 de contingence.

$$\text{On calcule la distance du chi-deux de contingence : } D^2 = n \left[\sum_i \sum_j \frac{n_{ij}^2}{n_{i\bullet} \cdot n_{\bullet j}} - 1 \right]$$

On introduit deux hypothèses : l'hypothèse nulle H_0 (il n'y a pas de relation) et l'hypothèse alternative H_1 (une relation donnée existe). Si l'échantillon a été pris au hasard, D^2 suit une loi du χ^2 à $(p-1)(q-1)$ degrés de liberté, où p et q sont les nombres de modalités des deux caractères. On détermine la valeur de $\chi^2_{(z, \alpha)}$ qui est la valeur de χ^2 d'un tableau de contingence à z degrés de liberté qui ne serait dépassée que dans α % des cas si les variables i et j étaient indépendantes.

On peut considérer dans notre cas le tableau croisé d'occurrence d'éboulement avec les jours de gel/dégel. Par exemple, la case n_{11} de ce tableau contient le nombre d'éboulements ($i=1$) qui se sont produits les jours de gel/dégel ($j=1$).

2.2.2 Résultats

A/ Gel toute la journée

On a regardé sur 51 sites d'éboulements, les jours de gel total (Température minimale journalière $< 0^\circ\text{C}$ et température maximale journalière $< 0^\circ\text{C}$) depuis 1971 à 2004 soient $12419 \cdot 51 = 633369$ jours.

	Rockfall	No rockfall	Total
Entirely freeze	3	41063	41066
No entirely freeze	48	592255	592303
Total	51	633318	633369

On trouve $D^2=0.03$. La lecture d'une table du χ^2 à 1 degré de liberté nous montre que nous pouvons rejeter l'hypothèse d'indépendance avec un risque de plus de 86 %. Ce risque d'erreur est trop important. On garde l'hypothèse d'indépendance.

*B/ Gel/dégel***Cycle gel/dégel journalier**

Dans notre cas on a observé sur 51 sites d'éboulements, le nombre de cycle de gel/dégel (Température minimale journalière $<0^{\circ}\text{C}$ et température maximale journalière $>0^{\circ}\text{C}$) depuis 1971 à 2004 soient $12419 \times 51 = 633369$ jours.

	Rockfall	No rockfall	Total
Freeze-thaw cycle	25	185,733	185,758
No freeze-thaw cycle	26	447,585	447,611
Total	51	633,318	633,369

On définit une distance de contingence de 9.5. La lecture d'une table du χ^2 à 1 degré de liberté nous montre que nous pouvons rejeter l'hypothèse d'indépendance entre le gel/dégel et l'occurrence d'éboulement, avec un risque de 0.2 %.

Deux jours consécutifs de cycle gel/dégel

	Rockfall	No rockfall	Total
Freeze-thaw cycle	22	136,902	136,924
No freeze-thaw cycle	29	496,365	496,394
Total	51	633,267	633,318

On obtient $D^2=13.9$. Nous rejeterons l'hypothèse d'indépendance entre le gel/dégel et l'occurrence d'éboulement, avec un risque de 0.01 %.

Trois jours consécutifs de cycle gel/dégel

	Rockfall	No rockfall	Total
Freeze-thaw cycle	19	105,146	105,165
No freeze-thaw cycle	32	528,070	528,102
Total	51	633,216	633,267

On obtient $D^2=15.7$. Nous rejeterons l'hypothèse d'indépendance entre le gel/dégel et l'occurrence d'éboulement, avec un risque encore plus faible (0.007 %).

Quatre jours consécutifs de cycle gel/dégel

	Rockfall	No rockfall	Total
Freeze-thaw cycle	15	82,751	82,766
No freeze-thaw cycle	36	550,414	550,450
Total	51	633,165	633,216

On obtient $D^2=12.0$. Nous rejetterons l'hypothèse d'indépendance entre le gel/dégel et l'occurrence d'éboulement, avec un risque de 0.05%

Cinq jours consécutifs de cycle gel/dégel

	Rockfall	No rockfall	Total
Freeze-thaw cycle	12	65,938	65,950
No freeze-thaw cycle	34	567,181	567,215
Total	51	633,119	633,165

On obtient $D^2=12.1$. Nous avons le même risque que pour quatre jours de gel dégel consécutifs.

Jusqu'à trois jours consécutifs de gel dégel journalier on obtient une dépendance de plus en plus forte entre le gel dégel et l'occurrence d'éboulement. Cette dépendance semble diminuer au-delà de 4 jours.

Annexe C. (correspondant à la partie 3)

1. Les étapes de la construction d'un MNT

1.1 Signalisation et stéréopréparation

Il faut définir des points de référence, qui sont essentiels dans la construction du modèle. Afin d'identifier facilement des points sur les clichés, des croix noires de 50-70 cm de largeur ont été peintes sur le rocher avant la deuxième prise de vue. Ces points de référence ont été répartis le plus régulièrement possible dans la zone étudiée.

La mesure de la position géométrique exacte de ces points sur le terrain (stéréopréparation) a ensuite été effectuée. Il s'agit d'un travail de topométrie. Cette mesure a été réalisée par visée laser (station totale SOKKIA Set 5F). La distance entre le réflecteur en paroi et le point de visé est de l'ordre de 500 m voire plus. La précision de définition du point est de l'ordre de 5 cm.

1.2 Prise de vue

La prise de vue a été réalisée avec une chambre photographique argentique métrique ZEISS UMK 1318 qui est étalonnée et comporte quatre marques de fond de chambre, destinées à corriger le plus parfaitement possible l'échelle et l'orientation de l'image restituée, pour la ramener à celles du cliché (Figure C.1). Ces appareils garantissent une haute qualité optique et géométrique. Les prises de vue (18x13 cm) ont un recouvrement de l'ordre de 80%.

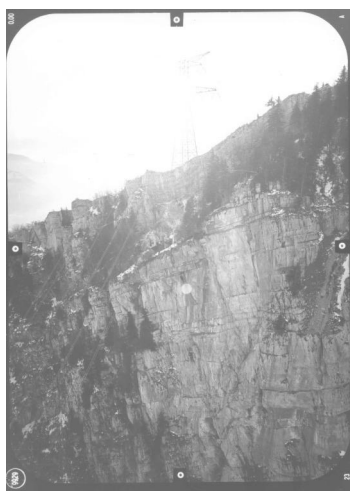


Figure C.1 : Photographie de la Dent du Loup (Mission 2001)

1.3 Orientation des clichés : mise en place du couple pour permettre la mesure du MNT

Orientation interne de chaque cliché du couple

Cette étape est une transformation qui permet de passer des coordonnées du cliché aux coordonnées du comparateur.

Orientation externe

Cette orientation se décompose en deux grandes étapes : l'orientation relative et l'orientation absolue.

L'orientation relative du couple a pour but de positionner deux clichés afin qu'au moins six points objets s'intersectent (5 points + 1 point pour contrôler la qualité de l'orientation).

L'orientation absolue consiste à transformer les coordonnées photo des points d'appui (points relevés pendant la stéréopréparation), calculées grâce à l'orientation précédente, en coordonnées terrain en leur faisant subir une translation, un changement d'échelle et une rotation spatiale.

1.4 Stéréorestitution (Figure C.2)

Un MNT peut être représenté sous différentes formes. Dans notre cas, la restitution s'est effectuée selon des profils verticaux espacés de 50 cm chacun. Dans un profil, l'intervalle entre deux points cotés est variable et s'adapte à la morphologie locale.

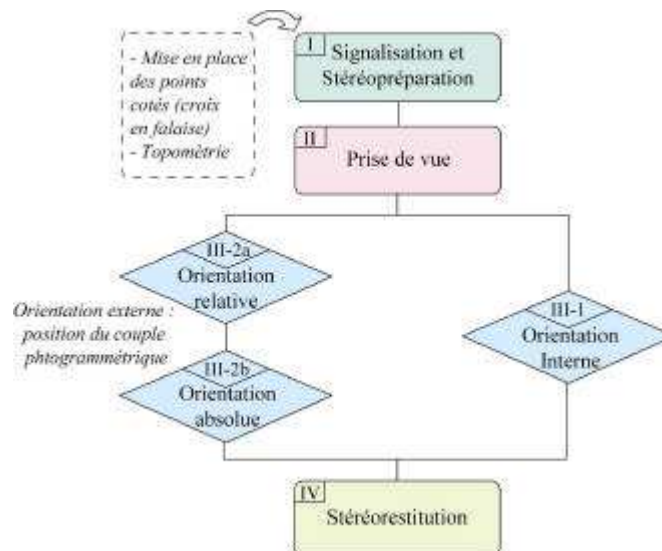


Figure C.2 : Schéma de construction du MNT

2. Présentation de la méthode des éléments distincts

Cette méthode permet de décrire l'évolution d'un système (ensemble de blocs) dans le temps. Le temps intervient de manière explicite dans la résolution des équations du mouvement.

Les blocs formant le modèle peuvent être rigides ou déformables. Pour les blocs rigides, le mouvement des points du massif est calculé en fonction du barycentre de chaque bloc. Cette simplification se justifie lorsque la déformation de la matrice rocheuse est négligeable devant les déplacements des joints. Quand cette déformation ne peut être ignorée, on utilise des blocs déformables. Les blocs sont alors discrétisés par un maillage en zones triangulaires.

2.1. Hypothèses de base

Le modèle est formé d'un assemblage de blocs. Chaque bloc est soumis à

- des forces extérieures (poids propre, actions sismiques...) et
- aux forces de contact.

Dans le cas d'un modèle bi-dimensionnel, il existe deux types de contact entre blocs :

- Face contre face et
- Face contre arête

Un dernier type de contact : arête contre arête est envisageable mais demeure très peu probable.

Ces contacts engendrent des forces. Dans le cas d'un contact face contre face, l'interaction est représentée par deux forces normales situées à chaque extrémité de la zone de contact entre les deux blocs, et une force tangentielle (Figure C.3). Dans le cas d'un contact face contre arête, l'interaction se caractérise par une force normale et une force tangentielle.

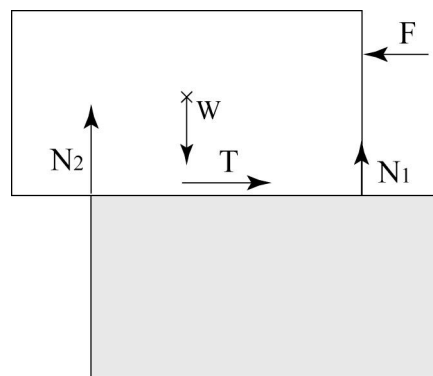


Figure C.3 : contact face contre face entre deux blocs rigides

2.2 Loi de comportement des joints

Les blocs interagissent au niveau des joints. La déformabilité de ces joints peut être représentée par un système de ressorts aux points de contact. Elle est gérée par des lois reliant les contraintes aux déplacements.

Dans la direction normale au joint, la loi de comportement est généralement supposée linéaire avec ou sans résistance à la traction. Elle est contrôlée par la raideur normale du joint k_n .

$$\Delta s_n = -k_n \cdot \Delta u_n$$

Dans la direction tangentielle, la loi de comportement est souvent élasto-plastique avec critère de Coulomb.

$$\Delta \tau_s = -k_s \cdot \Delta u_s^e \quad \text{si} \quad |\tau_s| < s_n \tan \phi + c = \tau_{\max}$$

Si le critère de rupture est atteint :

$$\tau_s = \tau_{\max}$$

2.3 Méthode de calcul

Les calculs s'effectuent par pas de temps successifs Δt .

La première étape consiste à identifier les blocs en contact. Par rapport au pas de temps précédent, des glissements de blocs les uns par rapport aux autres ou des décollements ont pu survenir.

La seconde étape implique le calcul des forces de contact grâce aux lois de comportement. Une fois cette étape terminée, le code utilise les lois de la dynamique pour calculer les vitesses puis les déplacements.

$$\Delta x'' = \frac{\sum F_k}{m} \quad \text{et} \quad \Delta \theta'' = \frac{\sum M_k}{J}$$

où m est la masse du bloc et J , son moment d'inertie par rapport à son centre de gravité.

$$x'(t + \frac{\Delta t}{2}) = x'(t - \frac{\Delta t}{2}) + \frac{\sum F_k}{m} \Delta t \quad \text{et} \quad \theta'(t + \frac{\Delta t}{2}) = \theta'(t - \frac{\Delta t}{2}) + \frac{\sum M_k}{J} \Delta t$$

$$x(t + \Delta t) = x(t) + x'(t + \frac{\Delta t}{2})\Delta t \quad \text{et} \quad \theta(t + \Delta t) = \theta(t) + \theta'(t + \frac{\Delta t}{2})\Delta t$$

On revient ensuite à la première étape.

Il est nécessaire d'introduire un coefficient d'amortissement pour stabiliser le modèle.

3. Comparaison des résultats entre la méthode de calcul UDEC et la méthode d'équilibre limite : cas de l'Echarina II

3.1 Expression des moments et des contraintes moyennes

3.1.1 Dans le modèle analytique :

$$M_{fz} = W \cdot dw$$

$$\bar{s} = \frac{N_2}{H_{pr \text{ éq}} \cdot l_{\text{surface rupture}}}$$

où

- W : poids de la masse instable ;
- dw : bras de levier entre W et le point 0 ;
- N_2 : réaction normale le long du pont rocheux ;
- $H_{pr \text{ éq}}$: Hauteur du pont rocheux équivalent ;
- $l_{\text{surface rupture}}$: largeur de la surface de rupture du pont rocheux équivalent.

3.1.2 Dans le modèle par éléments distincts

$$M_{fz} = F_1 dl_1 + F_2 dl_2$$

$$\bar{s} = \frac{\bar{\sigma}_{\max} + \bar{\sigma}_{\min}}{2}$$

où

- F_1 et F_2 : efforts aux deux extrémités du pont rocheux ;
- $\bar{\sigma}_{\max}$ et $\bar{\sigma}_{\min}$: contraintes maximales et minimales ;
- dl_1 et dl_2 : demi longueur du pont rocheux équivalent.

3.1.3 Vérification égalité des moments

Pour un même poids propre et en se basant sur les caractéristiques suivantes, on vérifie l'égalité des moments calculés par les deux méthodes :

<i>Commun</i>	<i>W (kN/ml)</i>	826
	<i>Bras de levier : dw (m)</i>	0.60
	<i>Hpr-éq (m)</i>	0.74
<i>Modèle analytique</i>	M_{fz}	0.49
<i>Modèle numérique</i>	$F_{N1} (MN)$	0.54
	$F_{N2} (MN)$	0.82
	$dl_1 (m)$	0.372
	$dl_2 (m)$	0.362
	M_{fz}	0.49

3.2 Expression des contraintes extrêmes

3.2.1 Dans le modèle analytique (répartition linéaire des contraintes normales)

Répartition de la contrainte normale sur le pont rocheux : $s_n = \frac{s_{\max} - \bar{s}}{H_{\text{pr-éq}}} 2y + \bar{s}$

Calcul $s_{\max} - \bar{s}$ à partir de : $M_{fz} = \int_{-H_{\text{pr-éq}}/2}^{H_{\text{pr-éq}}/2} s_n \times y \cdot dy = \frac{s_{\max} - \bar{s}}{6} \cdot H_{\text{pr-éq}}^2$

Nous obtenons donc : $s_{\max} - \bar{s} = \frac{6 \cdot M_{fz}}{H_{\text{pr-éq}}^2}$ et

$$\sigma_{\min} = 2\bar{\sigma} - \sigma_{\max}$$

3.2.2 Dans le modèle par éléments distincts (répartition constante des contraintes normales)

Les valeurs sont directement calculées par le code de calcul.

3.2.3 Ecarts entre contrainte moyenne et contraintes extrêmes

Le rapport entre $(\sigma_{\max} - \bar{\sigma})$ obtenu à partir des sorties de UDEC et $(\sigma_{\max} - \bar{\sigma})$ obtenu avec une distribution linéaire de la contrainte normale vaut 2.9, comme on peut le vérifier dans le tableau ci-dessous. (cf .5.1.1.1 C/ et D/, Partie III).

Modèle analytique	$\sigma_{\text{cmax}} - \bar{\sigma}$ (MPa)	5.5
Modèle éléments distincts	$\sigma_{\text{cmax}} - \bar{\sigma}$ (MPa)	1.9

Annexe D. (correspondant à la partie 4)

1. Vitesses de dissolution ponctuelle

N°	Echelle spatiale, temporelle	Processus Erosif et (méthode)	Climat et/ou Système Morphogénétique	Lieu	Substrat, exposition	Vitesse (mm/an)			Réf.	
						Min.	Max.	Moy.		
1	Ponctuelle, période actuelle	Dissolution à l'air libre Analyse massique	Montagnard Tempéré, Etage périglaciaire	Moyenne Tarentaise (France)	Gypse			1.2	Rovera, 1990	
2	Ponctuelle, période actuelle		Montagnard Tempéré, Etage sub-alpin	Moyenne Tarentaise (France)	Gypse			0.5		
3.1	Ponctuelle, période actuelle		Montagnard Tempéré, Etage montagnard et collinéen	Moyenne Tarentaise (France)	Gypse,					
					Adret			0.1		
3.2					Ubac			0.25		
4.1	Ponctuelle, période actuelle		Montagnard Tempéré, Etage sub-alpin	Moyenne Tarentaise (France)	Gypse					
						Gypse Crêtes rhexistatiques	0.36	0.53		
						Gypse Crêtes biostatiques	0.015	0.140		
4.2										
5.1	dam ² , période actuelle		Montagnard Tempéré, Etage sub-alpin	Moyenne Tarentaise (France)	Gypse					
						Gypse Crêtes rhexistatiques	0.3	0.385		
						Gypse Crêtes biostatiques				0.125
5.2										
6.1	Ponctuelle, période actuelle		Montagnard Tempéré, Etage sub-alpin	Moyenne Tarentaise (France)	Gypse					
		Gypse versants rhexistatiques				Adret		0.22		
		Gypse versants rhexistatiques				Ubac		0.225		
		Gypse versants biostatiques				Adret		0.016		
		Gypse versants biostatiques				Ubac		0.0075		
6.2										
6.3										
6.4										
7	Ponctuelle, période actuelle	Dissolution à l'air libre Analyse massique	Montagnard Tempéré	Colorado, USA	Rhyodacite	0.0004	0.0005		Caine, 1979 cité par Saunders et Young, 1983	
8.1	Ponctuelle, période actuelle	Dissolution à l'air libre	-	Invik (N.W Canada)	Calcaire			0.0033	Kupper, 1980	
8.2		Analyse massique						0.0017		

N°	Echelle spatiale, temporelle	Processus Erosif et (méthode)	Climat et/ou Système Morphogénétique	Lieu,	Substrat, exposition	Vitesse (mm/an)			Réf.	
						Min.	Max.	Moy.		
9.1	Ponctuelle, période actuelle	Dissolution à l'air libre Analyse massique	Tempéré froid océanique	Aberystwyth (Grande-Bretagne)	Calcaire	0.007	0.0125 urbain	0.0098	Kupper, 1980	
				Keele (Grande-Bretagne)						
				Londres (Grande-Bretagne)						
				Oxford (Grande-Bretagne)						
9.2						Cork (Irlande)	0.0038	0.0630r rural		0.0051
				Caen (France)						
				Dinard (France)						
	Poitiers (France)									
10.1	Ponctuelle, période actuelle	Dissolution à l'air libre Analyse massique	Tempéré froid tendance continentale	Iasi (Roumanie)	Calcaire	0.087	0.0109 urbain	0.0098		
10.2				Arnsberg (Allemagne)						0.0044r ural
	Ponctuelle, période actuelle	Dissolution à l'air libre Analyse massique	Médi-terranéen	Aix (France)	Calcaire	0.0065	0.0122 urbain			
				Madrid (Espagne)						
				Génes (Italie)		0.0038 rural	0.0062 rural			
				Alger (Algérie)						
12	Ponctuelle, période actuelle	Dissolution à l'air libre Analyse massique	Médi-terranéen	Marguareis (Alpes de Htes Provence, France)	Calcaire			0.01	Julian, 1980 <i>cité par Delannoy, 1996</i>	
13.1	Ponctuelle, période actuelle	Dissolution à l'air libre Analyse massique	Steppique	Ankara (Turquie)	Calcaire			0.0089 urbain	Kupper, 1980	
13.2								0.0045 rural		
14.1	Ponctuelle, période actuelle	<i>Dissolution dans le sol</i> Analyse massique	Tempéré froid	Galway (Irlande)	Calcaire			0.0069	Kupper, 1980	
14.2				Rawdon (Canada)	Calcaire Sol podzolique (pH acide)	0.0175	0.0544	0.0358		
14.3				Iasi (Roumanie)	Calcaire Sol tcherno-zéïques			0.004		
14.4				Galway (Irlande)	Calcaire Sol tourbeux (pH basique)	0.0149	0.0193	0.0171		
15				Tempéré	Belgique	Calcaire				0.0018
16				Médi-terranéen	Pontevès, (Provence, France)	Calcaire				0.0023

Contribution à l'évaluation de l'aléa éboulement rocheux (rupture)

Contribution to rock fall hazard evaluation (failure)

Magali FRAYSSINES

Laboratoire Interdisciplinaire de Recherche Impliquant la Géologie et la Mécanique

RESUME

La *détection* de masses rocheuses potentiellement instables et l'évaluation de leur *probabilité de rupture* pour une période donnée sont des éléments clés dans la prévention du risque d'éboulement.

25 éboulements rocheux (25-30 000 m³) survenus dans les massifs subalpins ont été analysés en détail. Une typologie des configurations d'instabilités en falaises calcaires a ainsi été élaborée et constitue un outil pour la détection de masses rocheuses potentiellement instables. Une analyse statistique portant sur 51 cas d'éboulements, montre que le gel/dégel est le principal facteur déclenchant.

Les analyses en retour réalisées par des méthodes d'équilibre limite et d'éléments distincts, montrent que la prise en compte des ponts rocheux est primordiale dans l'analyse de la stabilité et que leur cohésion obtenue par analyse en retour, est en moyenne 3 fois plus faible que celle fournie par les essais en laboratoire.

Nous avons donc proposé et testé différents modèles permettant de déterminer le temps à la rupture, pour différents processus. Les paramètres des lois modélisant le processus de propagation de fissures sous-critiques ont été estimés par des analyses en retour historique, en considérant un modèle d'érosion à l'échelle du versant, pour estimer la durée de vie moyenne des compartiments rocheux. Des essais en laboratoire seront nécessaires pour une meilleure estimation. Les vitesses de dissolution pour des plaquettes de roche exposées à la pluie sont trop faibles pour expliquer la décroissance surfacique des ponts rocheux. Des essais préliminaires ont montré l'influence du gel/dégel sur la propagation des fissures.

MOTS-CLES : Aléa éboulement, ponts rocheux, typologie, facteurs déclenchants, analyse de stabilité, probabilité de rupture, temps à la rupture, éléments distincts.

ABSTRACT

The *detection* of prospective rock falls and the evaluation of their *probability of failure* for a given period are a key stage in rock fall hazard assessment.

25 rock falls (25-30 000 m³) occurred in French Subalpine Ranges have been described in details. Typical failure configurations have been identified and can be used for the detection of prospective rock falls. From a statistical analysis of 51 rock falls, we have shown that freeze-thaw cycles represent the main triggering factor.

Back analyses realised with limit equilibrium method and distinct element method have shown that the presence and the extension of rock bridges considerably influence the stability and must be taken into account in hazard evaluation. The cohesion of rock bridges determined by laboratory tests on intact rock specimens must be divided by 3 to account for the analysed failures.

Presently, the evaluation of the failure probability as a function of time is only based on expert judgement. We have proposed and tested different models to assess time to failure, for different processes. Parameter values for sub-critical crack propagation models have been estimated by historic back analyses, using an erosion model to estimate the expectancy of life of rock masses. Laboratory tests are needed for a better estimation. Dissolution rates under rainfall are too small to explain the decrease of rock bridges. Preliminary experiments have shown the influence of freeze/thaw cycles on crack propagation.

KEYWORDS : Rock fall hazard, rock bridges, typical failure configurations, triggering factors, stability analyse, failure probability, time to failure, distinct elements.