HAL
open science

Contribution à l'évaluation de l'aléa éboulement rocheuxApproche multidisciplinaire et multiéchelles

Didier Hantz

To cite this version:

Didier Hantz. Contribution à l'évaluation de l'aléa éboulement rocheuxApproche multidisciplinaire et multiéchelles. Sciences de l'ingénieur [physics]. Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 2007. tel-00338120

HAL Id: tel-00338120

https://theses.hal.science/tel-00338120

Submitted on 11 Nov 2008

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.

Université Joseph Fourier – Grenoble 1

Mémoire de Diplôme d'Habilitation à Diriger des Recherches

Contribution à l'évaluation de l'aléa éboulement rocheux
Approche multidisciplinaire et multiéchelles

Didier Hantz

Maître de Conférences

à l'Ecole Polytechnique de l'Université de Grenoble 1

Laboratoire de Géophysique Interne et Tectonophysique (LGIT)

Observatoire des Sciences de l'Univers de Grenoble (OSUG)

Présenté le 21 novembre 2007 devant le jury composé de :

Prof. Peter Van der Beek	Université de Grenoble 1	Président
Prof. Olivier Maquaire	Université de Caen – Basse Normandie	Rapporteur
Prof. Jack-Pierre Piguet	Ecole des Mines de Nancy	Rapporteur
Prof. Claudio Scavia	Politecnico di Torino	Rapporteur
Prof. Roger Cojean	Ecole des Mines de Paris	Examinateur
Prof. Denis Jongmans	Université de Grenoble 1	Examinateur

Sommaire

Introduction **3**

Chapitre I
Détection des aléas **9**
1. Détection des instabilités potentielles dans des talus d'excavation 9
2. Détection des instabilités potentielles dans des falaises 11
3. Conclusion 12

Chapitre II
Analyse de la stabilité instantanée **15**
1. Introduction 15
2. Morphological and geological setting 15
3. Mechanical characterisation 15
4. Back analyses 17
4.1. Sliding *18*
4.2 Toppling *22*
4.3. Other analyses *28*
5. Discussion 28
6. Conclusion 29

Chapitre III
Approche mécanique de la prévision à long terme **31**
1. Introduction 31
2. Durée de vie moyenne des masses rocheuses 32
3. Estimation probabiliste des accélérations sismiques 35
4. Eboulements analysés 36
5. Analyses en retour 38
5.1. Dégradation par dissolution *38*
5.2. Propagation instable des fissures *39*
6. Conclusion 42

Chapitre IV
Approche proposée de la prévision à long terme **43**
1. Introduction 43
2. Détection et évaluation qualitative des zones de départ potentielles 43
3. Evaluation des fréquences d'éboulements pour une zone homogène 44
3.1 Analyse historique *44*
3.2 Loi de distribution des volumes d'éboulement *45*
3.3 Relation entre fréquence d'éboulement et taux d'érosion *46*
3.4 Autres approches du taux d'érosion *47*
4. Estimation quantitative de la probabilité d'éboulement dans un délai donné 47
5. Conclusion 48

Chapitre V
La prévision du comportement à court terme **51**
1. Modélisation du mécanisme de déformation et de rupture 51
2. Prévision de la date de rupture 53
2.1. Lois de fluage tertiaire *53*
2.2. Utilisation de l'émission acoustique *53*
3. Conclusion 55

Conclusion générale **57**

Références bibliographiques (excepté celles de l'auteur) **59**
Remarque : les publications de l'auteur (ou auxquelles l'auteur a participé) sont référencées dans l'annexe 1. Elles sont signalées dans le texte par un numéro qui suit l'année de publication.

Publications, communications et travaux scientifiques de l'auteur **63**

Encadrement de thèses et masters **71**

Activités d'enseignement et administratives **73**

Curriculum vitae **77**

Publications annexées **79**

Introduction

L'évaluation de l'aléa éboulement

L'objectif des recherches présentées dans ce mémoire est d'améliorer l'évaluation de l'aléa éboulement rocheux. Avant d'introduire les différentes parties de mon travail, il m'a semblé nécessaire de préciser les phénomènes et les problèmes qui ont été l'objet de mes recherches.

Dans ce mémoire, le terme d'**éboulement** est utilisé au sens large, comme équivalent au terme anglais "fall", qui désigne un mouvement de terrain extrêmement rapide, dans lequel des blocs rocheux chutent, mais peuvent aussi s'entrechoquer, rebondir, rouler ou glisser (Cruden et Varnes, 1996). On peut considérer que l'ordre de grandeur minimum de la vitesse de ces phénomènes est le mètre par seconde. Du point de vue du risque, cet ordre de grandeur correspond à la vitesse à partir de laquelle la fuite est pratiquement impossible pour une personne menacée. En négligeant les particules de la taille d'un grain de sable, les volumes concernés varient du cm^3 au km^3. Lorsque l'interaction entre les éléments est faible, on parle de **chute de blocs**. La trajectoire de ceux-ci peut alors être modélisée sans tenir compte de cette interaction. Au contraire, le terme d'**avalanche rocheuse** est employé pour désigner les éboulements qui se propagent comme des écoulements granulaires, avec une forte interaction entre les éléments. Les éboulements sont presque toujours initiés par des phénomènes plus lents, de type glissement, basculement ou composite.

Dans le contexte de la prévention des risques naturels, les éboulements sont qualifiés d'**aléas,** du fait de l'impossibilité de les prévoir de manière déterministe aux échelles de temps concernées par l'aménagement du territoire (de l'ordre du siècle). Le terme d'aléa est également utilisé pour désigner la **probabilité d'occurrence** d'un phénomène en un lieu donné, dans une période de référence donnée (Varnes et al., 1984). Pour les éboulements, on distingue la probabilité qu'un point soit atteint par un éboulement (**probabilité d'atteinte**) et la probabilité qu'un éboulement se déclenche en un point (**probabilité de départ ou de rupture**) (Jaboyedoff et al., 2001-4.4; Corominas, 2005). La probabilité d'atteinte dépend de la probabilité de départ et de la **probabilité de propagation**, qui est la probabilité que la masse rocheuse atteigne la zone considérée, sachant qu'elle s'est détachée de la zone de départ. Les travaux présentés dans ce mémoire ne portent que sur le problème de la **probabilité de rupture**, qui est indissociable de celui de la **détection** des zones de départ potentielles. Il est important de noter qu'en théorie, évaluer la probabilité de rupture d'une masse rocheuse en fonction du délai revient à évaluer sa date de rupture de manière probabiliste, c'est à dire son "espérance de vie".

Dans le contexte de l'évaluation de l'aléa éboulement et du risque associé, la **rupture** pourrait être définie comme le passage d'un mouvement relativement lent (pouvant être mesuré avec, par exemple, des extensomètres) à un éboulement rapide tel que défini plus haut (vitesse d'un ordre de grandeur supérieur au mètre par seconde). Cette définition opérationnelle peut être en désaccord avec une définition plus mécanique, qui associe la rupture au moment où la contrainte maximale admissible est atteinte. C'est le cas lorsqu'un déplacement important se produit à vitesse lente, avec mobilisation de la résistance résiduelle (comportement ductile). Il y a déjà eu une rupture, au sens mécanique du terme, mais pas encore d'éboulement.

Nous appellerons **prévision à court terme**, une estimation de la date de rupture d'un compartiment rocheux, effectuée à partir de mesures de déplacement (ou éventuellement d'autres grandeurs physiques), et **prévision à long terme**, une estimation de la date de rupture d'un compartiment qui est actuellement stable ou dont le déplacement ne permet pas d'estimer

une date de rupture (comportement de type fluage permanent, par exemple). Il existe des méthodes de prévision à court terme, qui ont permis quelques prévisions exactes de la date de rupture, avec une précision de l'ordre du jour. Pour la prévision à long terme, il n'existe actuellement aucune méthode quantitative opérationnelle, mais seulement des méthodes qui évaluent qualitativement une probabilité de rupture pour un délai donné. C'est pourquoi l'on emploie, dans ce cas, l'expression "**évaluation de l'aléa**" plutôt que celles de "**prévision de la rupture**" ou de "**probabilité de rupture**", qui pourraient laisser croire au non-spécialiste qu'une prévision quantitative est possible. J'utiliserai cependant ces dernières expressions dans ce mémoire, car l'objectif principal de mes recherches est de se rapprocher d'une évaluation quantitative de l'aléa éboulement.

La détection

La prévision à long terme des éboulements (ainsi que l'étude de leur propagation) nécessite d'abord d'identifier précisément les masses rocheuses susceptibles de s'ébouler. C'est la phase de **détection**. Dans une étude de prévention des risques à l'échelle d'un versant, elle consiste à identifier les masses rocheuses pour lesquelles un mécanisme de rupture connu est possible. Un grand nombre de mécanismes ont été décrits dans la littérature. Hoek et Bray (1981) ont décrit les principaux mécanismes susceptibles d'affecter les talus d'excavations. Hutchinson (1988) et Cruden et Varnes (1996) ont décrit plus généralement les mécanismes des différents types de mouvements de versants (naturels ou excavés).

Comme nous l'avons défini dans le cadre du projet "Falaises" (Jaboyedoff et al., 2001-4.4), la détection peut être déterministe ou probabiliste (au sens qualitatif du terme). Dans le premier cas, elle consiste à localiser et à délimiter les compartiments potentiellement instables (on parle alors d'**aléas localisés**), dans le second, à identifier des zones dans lesquelles des compartiments sont susceptibles de se détacher de n'importe quel point du versant, du fait de l'agencement structural du massif (on parle dans ce cas d'**aléa diffus**). A l'échelle d'un versant, une détection déterministe ne peut être réalisée que pour des gros volumes rocheux, les plus petits volumes étant pris en compte de manière probabiliste. A une échelle plus locale, la détection peut être déterministe, même pour de petits volumes, par exemple lorsqu'il s'agit de purger ou de stabiliser les compartiments menaçants.

Dans le cadre de mon activité de recherche au CERCHAR (1982-1989), nous avons développé, avec l'Ecole des Mines de Paris, un logiciel de détection automatique des instabilités potentielles diffuses ou localisées, adapté aux projets de mines et carrières à ciel ouvert, qui se caractérisent par une géométrie relativement régulière des talus (thèse de E. Tanays, 1989). Au contraire, les versants rocheux naturels présentent une géométrie beaucoup plus complexe, qui détermine une plus grande variété de configurations potentiellement instables, que nous avons répertoriées dans le cadre du projet européen "Falaises" (Hantz, 2001-4.2). Enfin, dans le cadre de la thèse de M. Frayssines (2005), nous avons cherché à identifier les configurations typiques donnant lieu à des éboulements dans les falaises de calcaire massif (Frayssines et Hantz, 2006-1.3). Les principaux résultats de ces recherches sont présentés dans le chapitre I.

Analyse de la stabilité instantanée

Lorsqu'une masse rocheuse potentiellement instable (ou en d'autres termes, un aléa) a été détectée dans une pente existante (ou projetée), il est nécessaire d'évaluer son état de stabilité actuel (ou immédiatement après l'excavation) et son évolution future. Les méthodes qui ne prennent pas en compte l'évolution de la stabilité au cours du temps seront qualifiées de méthodes d'analyse de la **stabilité instantanée**. C'est le cas de la quasi-totalité des méthodes utilisées en ingénierie des pentes rocheuses (Hoek et Bray, 1981). Elles sont utilisables lorsqu'il s'agit de garantir la stabilité d'un talus qui va être excavé ou renforcé, car elles s'appuient sur une modélisation que l'on peut qualifier de **pessimiste** ou de sécuritaire, qui consiste à introduire un (ou plusieurs) coefficient(s) de sécurité et à adopter les hypothèses les plus pessimistes (Hantz, 2001-4.2). Par exemple, on suppose généralement que les discontinuités qui délimitent les compartiments potentiellement instables ne sont pas interrompues par des ponts rocheux. Dans ces conditions, on admet généralement implicitement, que la marge de sécurité adoptée est suffisante pour pouvoir négliger la diminution de la stabilité sur quelques décennies. Mais lorsque l'objectif n'est plus de garantir la stabilité, mais d'évaluer le danger (la probabilité de rupture) de la manière la plus réaliste possible, ces méthodes ne sont plus suffisantes et il devient nécessaire d'analyser la stabilité instantanée de manière plus **réaliste** (notamment en considérant les ponts rocheux), avant d'étudier son **évolution** au cours du temps. C'est pourquoi nous avons proposé une méthode d'analyse des glissements et basculements, qui prend en compte les ponts rocheux (Thèse M. Frayssines, 2005 ; Frayssines et Hantz, soumis-1.1). Cette méthode est présentée dans le chapitre II de ce mémoire.

Approche mécanique de la prévision à long terme

Les processus conduisant à la diminution de la stabilité sont encore mal connus et il n'existe pas actuellement de méthode validée et opérationnelle permettant de la quantifier.

Parmi les approches proposées, les plus avancées semblent être celles qui tentent de modéliser la propagation de la fissuration sous charge constante, à partir de la théorie de la mécanique de la fracture (Atkinson, 1984). Ainsi, Kemeny (2003) et Miura et al. (2003) ont proposé des méthodes théoriques de prévision de la rupture à long terme, mais sans les appliquer à des cas réels. Quel que soit le type d'approche, la méthode doit être validée par l'analyse en retour d'éboulements réels, pour lesquels il faut connaître la durée pendant laquelle la masse éboulée s'est trouvée en situation d'éboulement potentiel (autrement dit sa "durée de vie"), ainsi que les sollicitations qu'elle a subies. Pour cela, nous avons développé une approche multiéchelles et multidisciplinaire, qui consiste à étudier le phénomène éboulement à différentes échelles spatiales et temporelles. Ainsi, nous avons considéré la dégradation d'un compartiment rocheux comme un phénomène élémentaire (échelle spatiale du cm au km, échelle temporelle de l'ordre du millénaire) s'inscrivant dans un processus de recul des falaises agissant à une échelle de temps géologique (million d'années) et affectant des versants entiers de manière relativement homogène (sur des longueurs de l'ordre du kilomètre à plusieurs dizaines de km). Nous avons ainsi proposé un modèle géodynamique de recul des versants par éboulements, qui permet de relier les durées de vie des compartiments rocheux à la vitesse de recul du versant (estimée à une échelle de temps géologique), à la fréquence des éboulements (estimée à une échelle de temps historique) ou à l'âge moyen de la surface rocheuse (estimée par datation) (Vengeon et al., 2001-2.2 ; Hantz et al., 2002-5.2 ; Hantz et al., 2003-5.1 ; Hantz et Frayssines, 2005-7.2 ; Hantz et Frayssines, 2006-6.1). Cette

approche multiéchelles qui nous a permis de confronter les modèles théoriques à la réalité, est présentée dans le chapitre III de ce mémoire.

Nous avons également étudié, in situ et en laboratoire, un autre processus conduisant à la diminution de la stabilité : l'influence du gel de l'eau dans les fissures (Thèse M. Frayssines, 2005 ; Frayssines et Hantz, 2006-1.3).

Approche proposée de la prévision à long terme

On constate, qu'en l'état actuel des connaissances, une approche purement mécanique ne permet pas d'évaluer la durée de vie des masses rocheuses potentiellement instables. C'est pourquoi l'estimation de la probabilité de rupture est généralement basée sur une évaluation empirique de la prédisposition (ou susceptibilité) du site à un éboulement. Cette prédisposition résulte de la présence (ou non) et de l'importance d'un certain nombre de facteurs défavorables, choisis par un expert (ou un groupe d'expert) sur la base de l'expérience apportée par l'étude de nombreux éboulements. La démarche conduisant à l'évaluation peut être purement qualitative (dire d'expert) ou plus ou moins quantitative (lorsqu'un poids et une note sont affectés à chaque facteur), mais elle ne conduit toujours qu'à un résultat qualitatif en terme de probabilité de rupture. De nombreux systèmes de notation ont été proposés. Nous en avons élaboré un dans le cadre de la thèse de C. Dussauge (2002) (Hantz et al., 2001-4.3). Mais aucun de ces systèmes n'a été validé par une **confrontation entre prévision et réalisation**. En effet une telle validation, pour l'évaluation de la probabilité de rupture à long terme, est beaucoup plus difficile à mettre en œuvre que pour l'évaluation de la probabilité de rupture instantanée d'un ouvrage (talus de déblai par exemple) ou des déplacements consécutifs à une excavation. Elle nécessiterait l'analyse statistique du comportement de masses rocheuses ayant fait l'objet d'une évaluation il y a au moins une dizaine d'années.

Pour éviter cet inconvénient présenté par les différentes méthodes existantes, nous avons proposé une approche originale basée sur un modèle d'érosion à vitesse constante des versants rocheux par éboulement, à l'échelle spatiale d'un versant homogène et à l'échelle temporelle de l'Holocène (Vengeon et al., 2001-2.2 ; Dussauge et al., 2002-1.6 ; Hantz et al., 2003-1.4). Ce modèle permet de déterminer, pour un versant homogène donné, les fréquences d'éboulements correspondant à différentes classes de volume, à partir d'un inventaire historique, de la connaissance du taux d'érosion ou de l'âge de la surface du versant. L'approche proposée nécessite une prévision des probabilités de rupture à l'échelle du versant (et non plus de chaque compartiment rocheux pris individuellement), mais permet la **confrontation** entre le **nombre d'éboulements prévus** statistiquement dans le délai considéré, et la **réalité historique** du versant. Elle est présentée au chapitre IV.

Prévision à court terme

La prévision à court terme du comportement d'une masse rocheuse déjà en mouvement consiste à estimer sa date de rupture probable, mais aussi à préciser le mécanisme de la rupture et le volume susceptible de s'ébouler. Dans certains cas, le découpage de la masse en mouvement apparaît clairement et ces caractéristiques sont faciles à prévoir. Mais ce n'est généralement pas le cas des déformations gravitaires profondes, comme celles qui affectent le versant de Séchilienne, près de Grenoble. Dans ce cas particulier, la modélisation mécanique nous a permis de mettre en évidence un mécanisme de déformation complexe du versant,

compatible avec les observations effectuées en surface et en galerie (Vengeon et al., 1996-5.7, 1998-4.6, 1999-5.4). Ce mécanisme est présenté dans la première partie du chapitre V.

Des prévisions exactes de la date de rupture ont été réalisées en utilisant des lois empiriques décrivant l'accélération associée au fluage tertiaire. Mais d'autres processus que le fluage tertiaire peuvent conduire à des accélérations, ce qui explique un certain nombre d'échecs dans les prévisions. Pour améliorer la prévision de la rupture, il est donc nécessaire de mieux connaître les processus du fluage tertiaire, et de pouvoir les détecter. C'est dans cet objectif que nous avons étudié, dans le cadre de la thèse de D. Amitrano, l'émission acoustique produite lors de la rupture d'échantillons rocheux en laboratoire. La deuxième partie du chapitre V présente les principaux résultats obtenus.

Chapitre I
Détection des aléas

La détection des aléas (ou des instabilités potentielles) constitue la première étape de l'étude de stabilité d'une pente rocheuse (Hantz, 1988-1.9, 2001-4.2). Elle consiste à déterminer si des mécanismes connus d'instabilité sont possibles cinématiquement, compte tenu de la structure du massif rocheux (découpage par les discontinuités) et de la géométrie de sa surface (notamment de son orientation). Si l'on excepte le cas particulier des terrains déstructurés par des exploitations minières souterraines, la structure du massif rocheux est le résultat de processus géologiques naturels. Elle est étudiée à partir des affleurements de surface et, dans certains cas, de forages ou de prospection géophysique. En revanche, la surface rocheuse peut résulter de processus d'érosion agissant depuis des millénaires (au moins) ou, au contraire, avoir été façonnée par l'homme, récemment et instantanément à l'échelle de temps géologique. Elle présente, dans le premier cas, une morphologie beaucoup plus complexe que dans le second. Il en résulte que les méthodes de détection des aléas sont différentes.

1. Détection des instabilités potentielles dans des talus d'excavation

Dans un projet d'excavation, les talus conçus par l'ingénieur géotechnicien ont une géométrie relativement régulière. L'excavation peut généralement être modélisée par un ensemble de facettes planes parfaitement déterminées. Au contraire, pour les discontinuités du massif rocheux, seules les grandes structures (unités stratigraphiques, failles) peuvent être localisées et orientées de manière déterministe, alors qu'au stade du projet, les discontinuités plus petites ne peuvent être connues que de manière probabiliste, notamment pour leur localisation et leur extension. Elles sont alors définies par les familles auxquelles elles appartiennent. Les instabilités potentielles peuvent donc être détectées de manière localisée (lorsqu'elles n'impliquent que des structures localisées) ou de manière diffuse (lorsqu'elles impliquent des familles de discontinuités).

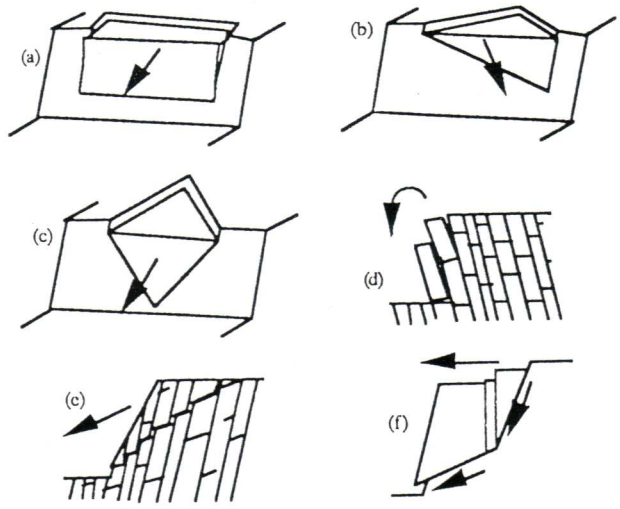

Figure 1.1. Mécanismes d'instabilité potentielle détectés par le logiciel DEGRES.

Dans le cadre de mon activité de recherche au CERCHAR, nous avons développé, avec l'Ecole des Mines de Paris, un logiciel d'aide à la conception des carrières à ciel ouvert, et de détection des instabilités potentielles dans les talus (thèse de E. Tanays, 1989 ; Tanays et al. 1989-4.8 ; Tanays et al. 1992-1.8 ; Fleurisson et al. 1992-5.10). Cet outil permet de générer un modèle géométrique de carrière, comportant éventuellement des gradins et des pistes, et de détecter les instabilités potentielles dues à six mécanismes de rupture différents, représentés sur la figure 1.1 : glissement sur un plan d'un volume

prismatique (a) ; glissement sur un plan d'un volume découpé par un dièdre (b) ; glissement sur 2 plans (c) ; basculement (d) ; glissement en escalier (e) ; glissement fractionné (f). La détection est réalisée à partir des règles géométriques décrites par Hoek et Bray (1981), qui prennent en compte les azimuts, pendages, extensions et espacements des discontinuités.

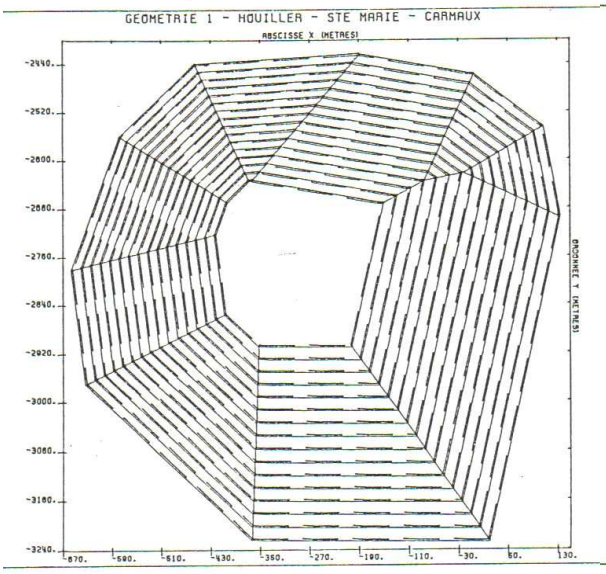

Figure 1.2. Modèle géométrique de la fosse avec gradins de 15 m de hauteur.

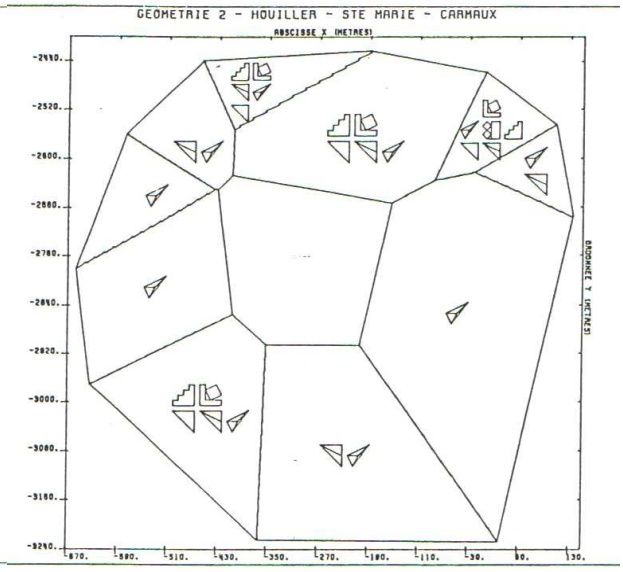

Figure 1.3. Mécanismes de rupture potentiels détectés à l'échelle des gradins.

Les joints de stratification et les fractures peuvent être représentés de manière déterministe par des surfaces gauches (grille régulière ou assemblage de triangles constitué à partir d'une série de profils verticaux parallèles) ou de manière probabiliste par des familles de joints d'orientation voisine, définies par leurs azimut et pendage moyens.

Le logiciel (DEGRES) a été utilisé pour l'étude de la mine de charbon à ciel ouvert de Carmaux. Il s'agit d'une fosse de près de 300 m de profondeur et d'un diamètre maximal de 1100 m. Les 100 premiers mètres sont excavés sans gradins, dans des "argiles à graviers" tertiaires, avec une pente moyenne de 37°, et les 200 derniers mètres (avec gradins de 15 m de hauteur) dans des terrains houillers, constitués de grès, de schistes gréseux et de charbon, avec une pente moyenne variant de 37° à 50°, en fonction de la direction du talus. La figure 1.2 représente le modèle géométrique de la partie inférieure de la fosse, creusée dans les terrains houillers, et la figure 1.3 montre les mécanismes de rupture potentiels qui ont été détectés à l'échelle des gradins dans les différents secteurs.

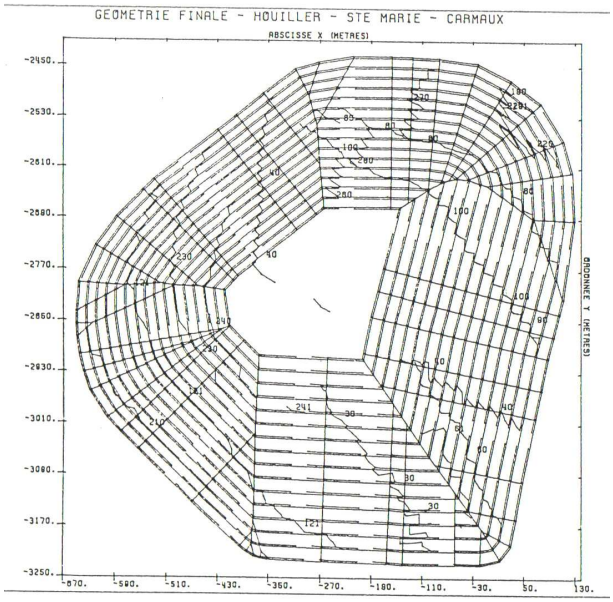

Figure 1.4. Traces des failles sur les talus.

Parmi ceux-ci, certains correspondent à des aléas diffus, d'autres à des aléas semi-localisés, c'est à dire qui impliquent une discontinuité localisée (faille ou joint de stratification) et une famille de joints non localisés. Dans le cas d'un glissement sur un

dièdre défini par une faille et une famille de joints, on sait que l'une des faces correspond à la faille, alors que l'autre face peut passer par n'importe quel point de cette faille. La figure 1.4 représente les traces des failles sur les talus, dont certaines définissent la localisation possible de ce type d'aléa semi-localisé.

Notons qu'une détection probabiliste peut être suffisante pour le dimensionnement d'une excavation. En effet, si le nombre d'instabilités potentielles est trop grand, le projet est modifié. Il n'est donc pas nécessaire que ces instabilités aient été localisées. En revanche, dans le cas d'un versant naturel, il est nécessaire que les plus importantes soient localisées, afin de prendre les mesures de prévention nécessaires.

2. Détection des instabilités potentielles dans des falaises

Un de mes principaux thèmes de recherche actuels porte sur la détection des instabilités potentielles dans les versants naturels, en particulier dans les falaises calcaires, telles que celles qui dominent (et menacent) l'agglomération grenobloise ainsi que de nombreuses voies de communication dans les Alpes.

Les versants qui entourent l'agglomération grenobloise sont constitués de pentes marneuses dominées par des falaises calcaires. Leur morphologie est due à différents processus d'érosion, agissant à différentes échelles : creusement des vallées de l'Isère, du Lavanchon et de la Gresse, par les glaciers (lors des glaciations quaternaires) et les rivières ; ravinement des pentes marneuses ; karstification dans le calcaire. Ces processus naturels sont très lents en comparaison avec le creusement d'une excavation par l'homme, dont la durée est de l'ordre de quelques années, et ils agissent depuis des millions d'années. La morphologie des falaises naturelles n'est donc pas le résultat d'une excavation instantanée, mais est façonnée par les éboulements successifs qui se sont produits au fur et à mesure que les contraintes critiques étaient atteintes en différents points de la falaise. Il en résulte une morphologie irrégulière, illustrée par les sections horizontales et verticales typiques représentées sur la figure 1.5.

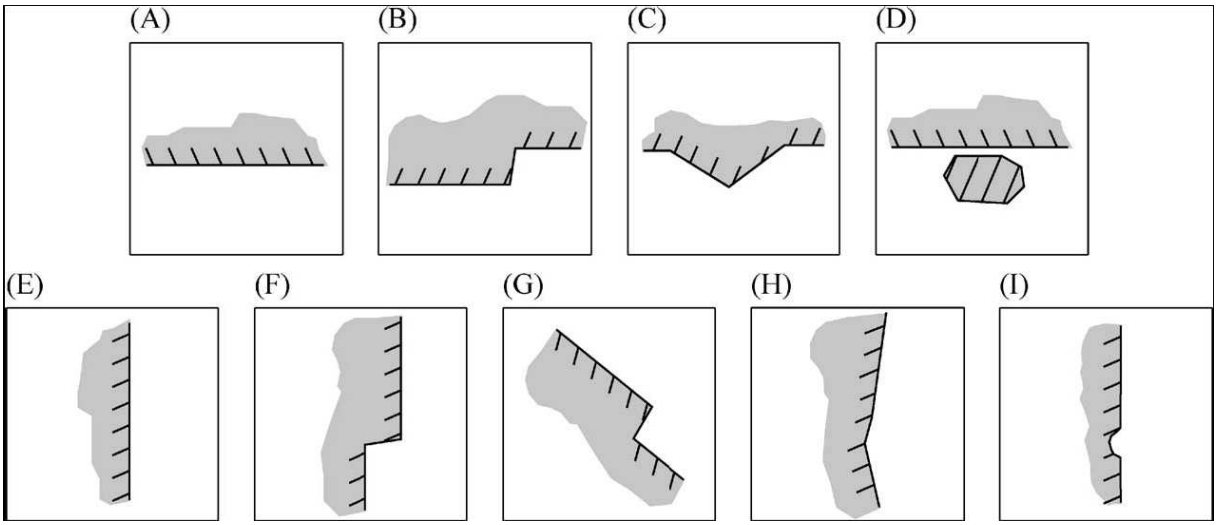

Figure 1.5. Irrégularités morphologiques observées dans les falaises calcaires en sections horizontale (A à D) et verticale (E à I). D'après Frayssines et Hantz (2006).

Cette morphologie irrégulière est à l'origine de configurations de rupture spécifiques. En effet, sur les 25 éboulements que nous avons décrits dans le cadre de la thèse de M. Frayssines (2005), quatre seulement se sont détachés d'une paroi régulière (en sections horizontale et

verticale). Les configurations de rupture spécifiques que nous avons identifiées sont représentées schématiquement en section verticale, sur la figure 1.6.

La plupart sont liées à des irrégularités morphologiques (par exemple les basculements, qui supposent la présence de surplombs), d'autres à des irrégularités structurales (par exemple le glissement bilinéaire de la configuration B2, qui nécessite la présence d'un joint singulier, ou le glissement d'une écaille dans la configuration B1, lié à la dispersion du pendage des diaclases subverticales d'une même famille). Ces instabilités ne pourraient pas être détectées automatiquement à partir d'un modèle de falaise lissé et des seules orientations moyennes des familles de joints. Leur détection nécessiterait un modèle très détaillé (donc très coûteux) de la falaise et des discontinuités. Actuellement, seule l'observation directe (in situ ou stéréophotographique) permet en pratique de localiser ce type de configuration. En effet, dans les parois suffisamment raides pour que la roche apparaisse, les traces des discontinuités sont bien visibles. Lorsqu'une masse rocheuse potentiellement instable a été détectée, une investigation plus détaillée peut ensuite être réalisée, permettant une modélisation géométrique de cette masse rocheuse. La photogrammétrie et le laser permettent d'établir un modèle numérique de la surface de la falaise, et la prospection géophysique (associée éventuellement à des sondages) apporte des informations sur la position et la persistance des discontinuités en profondeur (Voyat et al., 2006 ; Jongmans et al., RDT, 2007 ; Deparis et al., 2007-1.2).

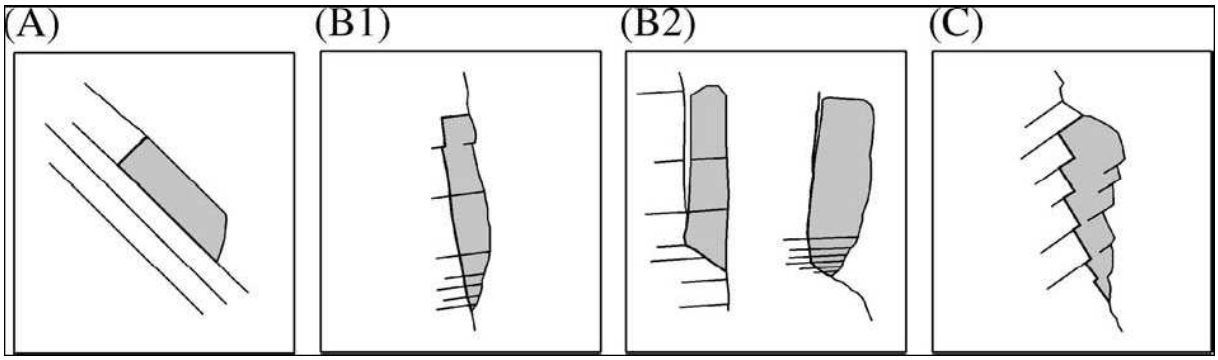

Figure 1.6. Configurations de rupture typiques dans les falaises calcaires (section verticale). D'après Frayssines et Hantz (2006).

La méthode de détection par observation directe est utilisée dans l'étude des aléas majeurs d'écroulement rocheux dans l'agglomération grenobloise, à laquelle participe l'équipe "Mouvements de terrains" du LIRIGM (maintenant du LGIT), en collaboration avec deux autres organismes (l'ADRGT -Association pour le Développement de la Recherche sur les Glissements de Terrains- et le CETE -Centre d'Etudes Techniques de l'Equipement- de Lyon). Cette étude a pour but de détecter les masses rocheuses susceptibles de provoquer des éboulements en masse (volume de l'ordre de 100 000 m^3 ou plus) et d'évaluer le danger qu'elles représentent en terme d'aménagement du territoire.

Notons qu'un outil de détection automatique des glissements plans a été développé en Suisse par le CREALP, pour les versants cristallins de la zone pennique (Rouiller et al., 1998; Jaboyedoff, 2002). Il est basé sur la confrontation de l'agencement structural du massif, décrit de manière probabiliste, à un modèle numérique de terrain.

3. Conclusion

Des outils ont été développés pour détecter automatiquement les instabilités potentielles lors du dimensionnement des carrières à ciel ouvert. Ce type d'outil peut aussi être utilisé pour certains versants naturels, dont la morphologie est suffisamment régulière. Mais dans le cas des falaises calcaires que nous avons étudiées, l'analyse de 25 cas d'éboulements a mis en évidence des mécanismes d'instabilité spécifiques plus complexes, qui ne pourraient pas être détectés automatiquement par ces outils et pour lesquels l'observation directe (in situ ou stéréophotographique) nous semble actuellement indispensable.

Cette détection directe par un expert pourrait cependant être améliorée par l'utilisation d'un modèle numérique de la falaise, obtenu à partir de prises de vue laser ou photogrammétriques, et d'outils d'analyse structurale associés à ce modèle.

Ponctuellement, certains éboulements potentiels sont détectés par l'observation plus ou moins fortuite, de mouvements lents qui se manifestent par l'ouverture de fissures ou des chutes de blocs. Si ce type d'observation pouvait être effectué automatiquement à grande échelle, en utilisant la télédétection spatiale ou aérienne, il constituerait une méthode de détection des éboulements à court terme (pas à long terme, car les mouvements précurseurs ne sont pas toujours très précoces).

Chapitre II

Analyse de la stabilité instantanée

Des analyses de stabilité instantanée sont effectuées couramment en ingénierie des pentes rocheuses, dans les études ayant pour objectif de garantir la stabilité d'un talus qui va être excavé ou renforcé. Les incertitudes qui pèsent sur les différents paramètres sont alors gérées en adoptant des hypothèses pessimistes (Hantz, 2001-4.2). En particulier, on suppose généralement que les discontinuités qui délimitent les compartiments potentiellement instables ne sont pas interrompues par des ponts rocheux. Mais lorsqu'il s'agit d'évaluer la probabilité de rupture, il devient nécessaire d'analyser la stabilité instantanée de la manière la plus réaliste possible. Dans cet objectif, nous proposons une méthode d'analyse des glissements et basculements dans les falaises, qui prend en compte les ponts rocheux (Thèse M. Frayssines, 2005). Cette méthode est validée par l'analyse en retour d'éboulements survenus dans des falaises calcaires de la région grenobloise. Elle est présentée ci-dessous, dans un texte soumis à la revue "Rock Mechanics and Rock Engineering" (Frayssines et Hantz, soumis-1.1).

1. Introduction

Anaclinal slopes in hard sedimentary rocks can be very steep and can have large overhangs, which can be natural or due to the construction of mountain roads. Rock falls in these steep cliffs are due to either slide or topple. A survey of 25 rock falls occurred in the French Subalpine ranges, with volume from 20 m^3 to 30,000 m^3 (Frayssines and Hantz, 2006-1.3), has made it possible to identify typical failure configurations for these anaclinal slopes (Fig. 1.6-B1, B2, C).

Where the beds dip less than 30°, the A and B failure configurations have been observed. In the first one (A), the unstable rock mass rest on a steep joint plane, which is roughly perpendicular to the bedding, (cross-joint) on which sliding is possible in a translational mode. Toppling is also possible according to the importance of the overhang. In the second configuration (B), the cross-joint is not sufficient to constitute a failure surface and another joint (less inclined and generally shorter than cross-joints) constitutes the low bound of the unstable block, on which sliding is possible. Sliding may occur on this singular joint in a translational mode (with opening of the cross-joint) or in a more complex mode (compound slide). Toppling needs opening of both joints. Where the beds dip more than 30° opposite to the slope, the C configuration has been observed. The main joint set is perpendicular to the bedding and it defines a potential sliding surface. This failure surface is stepped where the bedding planes form overhangs. For the two first configurations, it is often difficult to know which of the two mechanisms will occur between sliding and toppling, if no precise cliff topographical model is available. In that case, both sliding and toppling must be considered in the analysis.

On the 12 failure surfaces which have been closely observed (generally using rappelling), fresh intact rock fracture surfaces were visible, representing some percents of the whole failure surface (0.2 to 5%). In the case of toppling failures, these surfaces are due to fracturing of the rock bridges which had kept the rock mass in equilibrium for several tens of years. In

the case of sliding they may also be due to fracturing of prominent bumps on the sliding surface.

Stability analyses of the above described configurations are necessary for a better assessment of rock fall hazard and for mitigation studies (bolting, mining). As the size and location of the rock bridges inside the rock mass are hardly accessible to observation, these are usually neglected. This is acceptable in rock slope design because it leads to a conservative design. Should the rock bridges be neglected in hazard assessment, the analysis would conclude that cliff existing for several centuries have very low safety factors. Then a realistic hazard assessment needs to consider the rock bridges which exist on the potential failure surfaces. Methods for stability analysis of potential translational rock slides (planar slides and stepped slides) have been proposed by Call and Nicholas (1978), Glynn et al. (1978), Einstein et al. (1983), Scavia (1995), Scavia and Saetta (2001), Kemeny (2003). The methods have been applied to a priori analyses of potential rock slides, but they have not been validated by back-analyses of occurred rock slides. Paronuzzi and Serafini (2005) back-analysed rock slides and topples involving rock bridge failure to determine the intact rock cohesion and tensile strength. But they did not compare the obtained values to laboratory test results.

Stability analysis with rock bridges needs to know their strength parameters. Classical laboratory tests on intact rock specimens can be used, but the scale effect can be important and does not work on the safety side. The authors undertook back analyses of cliff failures to determine the in situ rock bridge strength (Frayssines, 2005). The methods used for sliding analysis and for toppling analysis are described in this paper. Due to the fact that the static conditions may be isostatic or hyperstatic, two different methods have been applied for both sliding and toppling. They are presented with four case studies and then the results of nine back-analyses are given and discussed.

2. Morphological and geological setting

The 25 rock falls which were surveyed to identify typical failure configurations occurred in the French Subalpine Ranges, which represent a part of the sedimentary cover of the External Crystalline Massifs of the French Alps, and belong to the Dauphinoise (or Helvetic) zone (Fig. 2.1.). The front ranges are made of limestone and marls of the upper Jurassic and Cretaceous. Typically, valley walls consist of a succession of steep calcareous cliffs and marly slopes. The calcareous cliffs belong to Tithonian, Valanginian, Barremian (Urgonian facies), and Campanian-Maastrichtian stages. The highest cliffs are up to 450 m high. The back-analyzed rock falls occurred in Urgonian limestone cliffs.

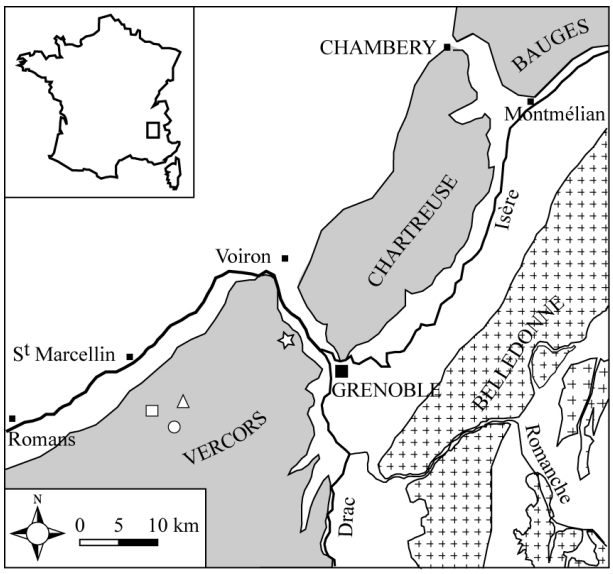

Fig. 2.1. Geological map. Upper Jurassic and Cretaceous sedimentary massifs (shaded), External Crystalline massifs (cross pattern). Location of the analysed rock falls: Pas du Fouillet (circle), Dent du Loup (star), Ranc (square) and Goule Blanche (triangle)

3. Mechanical characterisation

Classical laboratory tests have been done on Urgonian limestone in order to evaluate the intact rock physical and mechanical parameters (Frayssines, 2005) (Table 1). The friction angle and cohesion values for the intact rock were derived from triaxial compression tests, using the Coulomb failure criterion. But this criterion would give an overestimated strength in the field of tensile normal stresses. Instead a bilinear criterion is assumed (Fig. 2.2), with a tensile strength on cohesion ratio equal to 3.3. This ratio defines a "tensile friction angle". Mechanical characteristics of Urgonian limestone joints have been determined from direct shear tests on 0.40 m x 0.25 m specimen (Ramirez-Rascon, 1984) (Table 1). These tests produced friction angles between 30 and 43°. However at the scale of the scar (> 10 m²), friction angles can be higher because of large scale ondulations.

	N	$\overline{X} \pm \Delta X$
Porosity n (%)	57	0.6 ± 0.1
Density γ	57	2.69 ± 0.01
Modulus of elasticity E_{50} (GPa)	6	68 ± 7
Poisson's ratio ν	6	0.31 ± 0.06
Indirect tensile strength σ_{tb} (MPa)	19	7.0 ± 3
Uniaxial compression strength σ_c (MPa)	8	141 ± 21
Cohesion of the intact rock *c* (MPa)	11	23 ± 3
Friction angle of the intact rock ϕ_{rock} (°)	11	54 ± 3
Friction angle of the discontinuities (°)	12	30 - 43°

Table 1. Intact rock and discontinuity physical and mechanical parameters obtained from laboratory tests, number of tests (N), average value ($\overline{X}$) and standard deviation (ΔX).

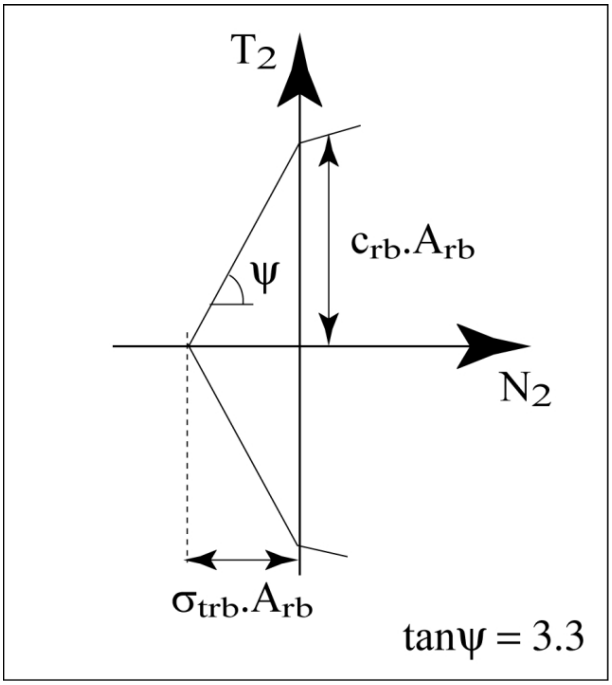

Fig. 2.2. Failure criterion for a tensile normal force. N_2 and T_2: normal and tangential forces. c_{rb} and σ_{trb}: cohesion and tensile strength. A_{rb}: rock bridge surface.

4. Back analyses

Back analyses of toppling and sliding have been performed in two dimensions using the limit equilibrium method. As the analysed rock falls were not associated to any noticeable seismic or hydrologic event, the only acting force which has been considered is the weight of the falling mass. All the forces acting on the rock mass have been assumed to be in a vertical plane containing its centre of gravity and parallel to the displacement vectors. This implies that the centres of the rock bridges belong to this plane. So the only moments which have been considered are perpendicular to this plane. Otherwise, moments belonging to this plane should be considered and a mode III fracture could occur.

Null tensile strength and cohesion have been assumed for discontinuities and the bridges are assumed to have the properties of intact rock. We have considered that their

friction angle (ϕ_{rb}) is less affected by the scale effect than their cohesion, and then we have taken the value of 54° given by the laboratory tests (Table 1). Based on our in situ observations, the more relevant value of the friction angle of the discontinuities is 43°.

4.1. Sliding

4.1.1 Isostatic model

Method of analysis

The condition of limit equilibrium is (Fig. 2.3):

- on the X axis: $N = W\cos\alpha$ [1]
- on the Y axis: $T = W\sin\alpha$ [2]

W:	Weight of the unsTable rock mass
N, T:	Normal and tangential components of the resisting force
α :	Dip of the sliding plane

In the isostatic case, the resisting force required to ensure the equilibrium is determined by the equations of equilibrium. Then different values of the mechanical parameters of the rock bridges and the joints can give this resisting force. We consider that the friction angles are given by the laboratory tests and we will determine the rock bridge cohesion which gives the required resisting force.

Assuming that the normal stress is uniformly distributed on the sliding plane and that this plane has no cohesion outside the rock bridges, the tangential resisting force is:

$$T = N\left[(1 - a_{rb})\tan\phi_d + a_{rb}\tan\phi_{rb}\right] + c_{rb}A_{rb} \qquad [3]$$

ϕ_d :	Friction angle of the sliding plane
a_{rb}:	Surface proportion of intact rock bridges on the sliding plane
c_{rb} ,ϕ_{rb} :	Cohesion and friction angle of the rock bridges
A_{rb} :	Total area of the rock bridges

The in situ cohesion of the rock bridge, which explains the observed failures, is obtained using equations [1] to [3]:

$$c_{rb} = \frac{W\left[\sin\alpha - \cos\alpha\left((1 - a_{rb})\tan\phi_d + a_{rb}\tan\phi_{rb}\right)\right]}{A_{rb}} \qquad [4]$$

Case history

The Pas du Fouillet rock fall occurred on July 1998 in the south-west part of the Vercors massif (Fig. 2.1), involving a volume of 24 m^3. The failure is located in the middle part of a 200 m high urgonian limestone cliff striking N10° and dipping 85° to the west. Two major joint sets N10°/81°W (J1) and N114°/81°SW (J2) cut sub-horizontal limestone beds. The sliding plane is about 10 m high and 4 m wide and it is made up by a joint N0-5°/80°W belonging to the J1 set (Fig. 2.4). It is bounded to the north by a joint N110°/90° belonging to the J2 set, which opened when sliding occurred. A fresh fracture surface with an area of 0.08 m^2 is due to a rock bridge fracture (Fig. 2.4B). The cohesion of the rock bridge determined by back analysis is 6.6 MPa (Table 2).

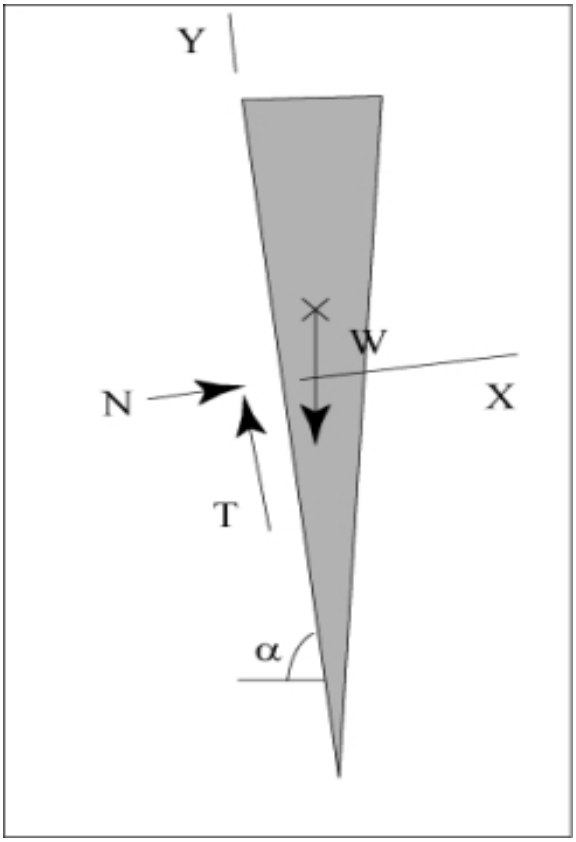

Fig. 2.3. Description of the forces for the isostatic sliding model. W: weight ; N and T: normal and tangential resisting forces

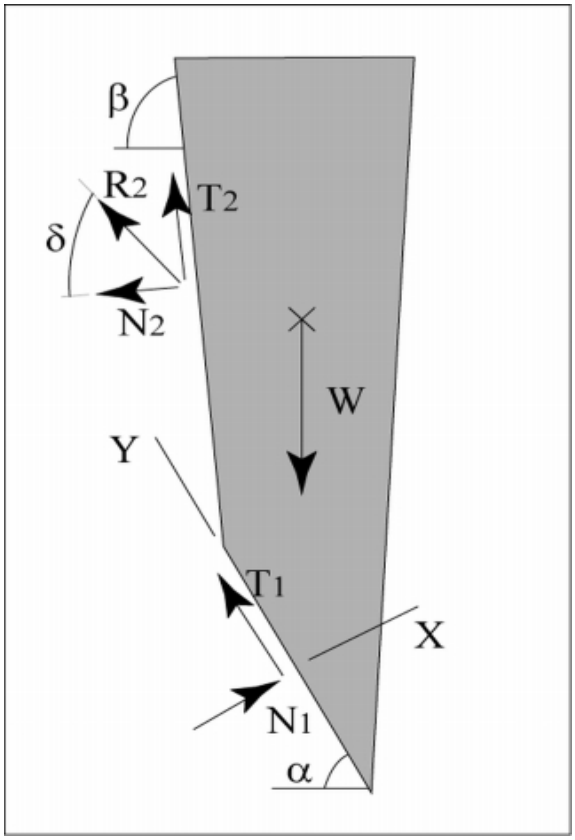

Fig. 2.5. Description of the forces for the hyperstatic sliding model. W: weight ; N1 and T1: normal and tangential resisting forces on the sliding plane ; N2 and T2: normal and tangential resisting forces on the opening plane

Volume of the rock fall (m^3)	24
Rock bridge area (m^2)	0.08
Surface proportion of rock bridge	0.002
Dip of the sliding plane (°)	80
Cohesion (MPa)	6.6

Table 2. Parameters used for the isostatic slide of Pas du Fouillet and cohesion determined by back analysis

4.1.2 Hyperstatic model

Hyperstatic sliding occurs when resisting forces act not only on the sliding plane, but also on the rear opening plane. This case occurs when rock bridges exist in the rear opening plane.

Method of analysis

The condition of limit equilibrium is (Fig. 2.5):

- on the X axis: $N_1 = W\cos\alpha + R_2\cos(\delta + \beta - \alpha)$ [5]
- on the Y axis: $T_1 = W\sin\alpha - R_2\sin(\delta + \beta - \alpha)$ [6]

N_1, T_1: Normal and tangential components of the resisting forces on the sliding plane
R_2: Resisting force on the opening plane (N_2 et T_2 : normal and tangential components)
α, β: Dips of the sliding plane and the opening plane
δ: Angle between R_2 and N_2

The normal and tangential components N_2 and T_2 are:

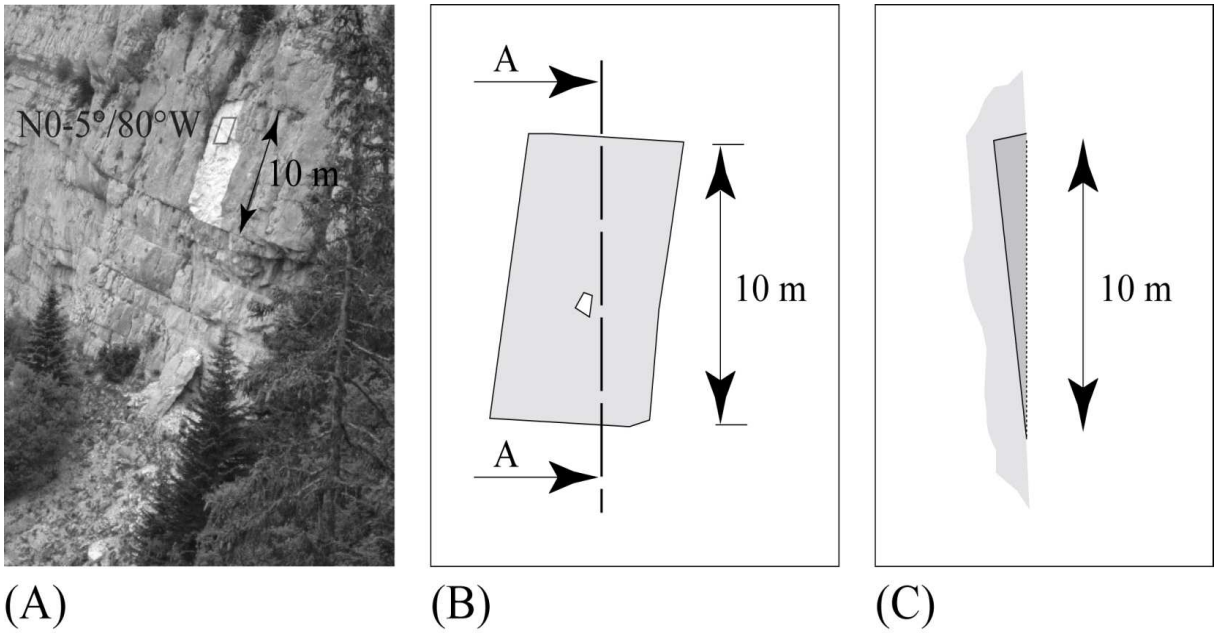

Fig. 2.4. (A) Scar of the Pas du Fouillet rock slide, (B) scheme of the scar with the rock bridge (white) and (C) cross-section A-A before failure

$$N_2 = -R_2 \cos\delta \qquad [7]$$

$$T_2 = R_2 \sin\delta \qquad [8]$$

The sliding plane undergoes a compression (N_1 is positive) and the failure criterion is:

$$T_1 = N_1\left[(1 - a_{rb})\tan\phi_d + a_{rb}\tan\phi_{rb}\right] + c_{rb}A_{rb1} \qquad [9]$$

A_{rb1} : Total area of the rock bridges on the sliding plane

The opening plane undergoes a tension (N_2 is negative) and the failure criterion is:

$$T_2 = N_2 \tan\psi + c_{rb}A_{rb2} \qquad [10]$$

A_{rb2} : Total area of the rock bridges on the plane 2
$\tan\psi$: Ratio between the cohesion and the tensile strength of the rock bridge (Fig. 2.2)

Introducing equations [7] and [8] in equation [10], the failure criterion becomes:

$$R_2 = \frac{c_{rb} A_{rb2}}{\sin\delta + \cos\delta \cdot \tan\psi} \qquad [11]$$

Contrary to the isostatic case, the resisting forces required to ensure the equilibrium are not determined by the equations of equilibrium and the rock bridge cohesion can not be determined without an additional assumption. Indeed the equilibrium equations [5] and [6], and the failure criteria [9] and [11], give 4 equations and the number of unknowns is 5 (N_1, T_1, R_2, δ , C_{rb}). Following Panet and Rotheval (1976), we make the additional assumption that the resisting force R_2 is parallel to the direction of sliding. Then, the angle δ is known and the problem can be solved. The in situ cohesion of the rock bridge, which explains the observed failure, is given by the expression:

$$c_{rb} = \frac{W[\sin\alpha - \cos\alpha((1 - a_{rb})\tan\phi_d + a_{rb}\tan\phi_{rb})] \cdot (\sin\alpha + \cos\alpha\tan\psi)}{A_{rb2}[\sin(\delta + \beta - \alpha) + \cos(\delta + \beta - \alpha)((1 - a_{rb})\tan\phi_d + a_{rb}\tan\phi_{rb})] + A_{rb1}(\sin\alpha + \cos\alpha\tan\psi)} \qquad [12]$$

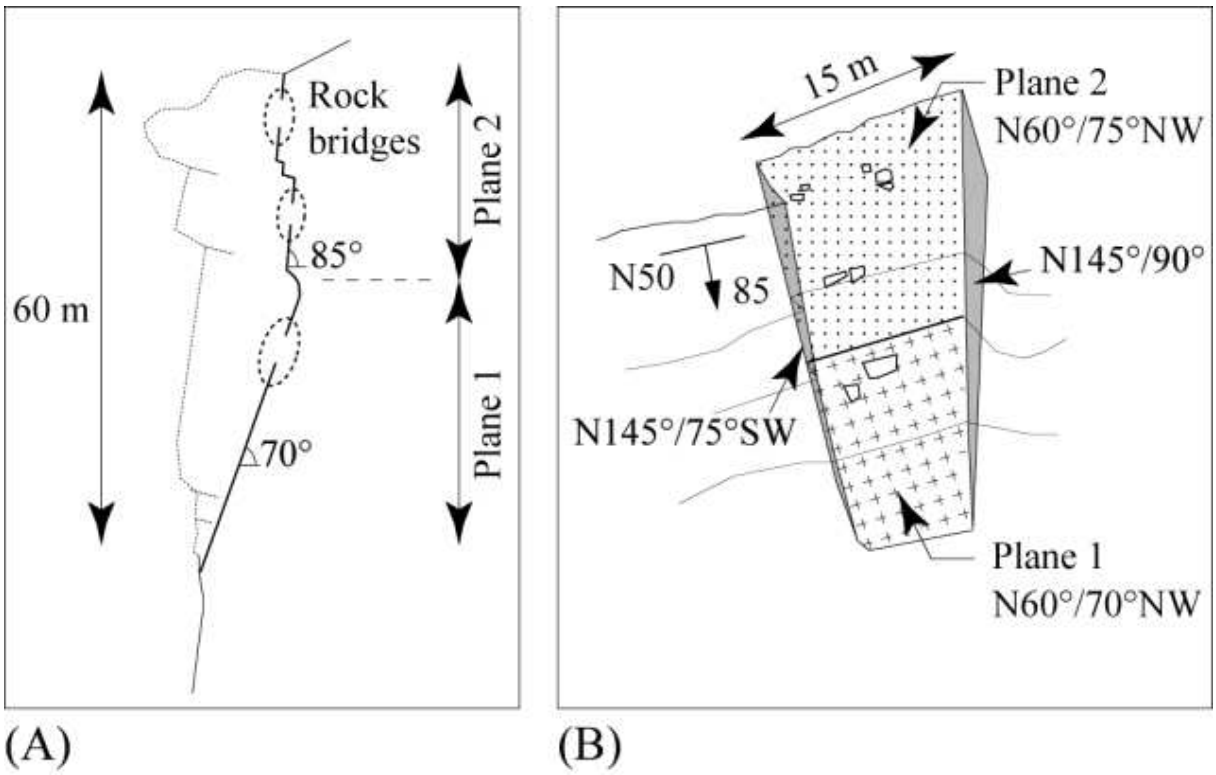

Fig. 2.6. (A) schematic cross-section of the Dent du Loup rock slide and (B) scheme of the scar with the rock bridges (white)

Case history

The Dent du Loup rock fall, with a volume of 6000 m^3, occurred in the night of 4 January 2001, in the Vercors massif, 8 km north-west of the town of Grenoble (Fig. 2.1). The major part of the fragmented rock mass stopped near the toe of the cliff, destroying 0.5 hm^2 of wood. A block stopped 150 m from houses located in the valley. The rock fall released from the top of a 180 m high limestone cliff striking N50° and dipping 85-90° to the north-west. The scar is roughly 60 m high and 15 m wide. From aerial photographs analysis, four main subvertical joint sets were detected: N0° (J1), N50-70° (J2), N80-100° (J3) and N140-160° (J4). In the scar, bedding planes (N0°/30°E) form several overhangs (Fig. 2.6.A). The failure surface is made up by bedding planes, a main irregular sliding surface N60/70-85°NW which belongs to joint set (J2) and two lateral planes in the upper part of the scar: N145°/75°SW (in

the north-east side) and N145/90° (in the south-west side), belonging to the joint set (J4) (Fig. 2.6.B). The main sliding surface can be approximated by two planes: a lower plane (1) dipping 70° and an upper plane (2) dipping 85° (Fig. 2.6). According to the block theory (Goodman and Shi, 1985), the failure mechanism was a wedge slide on the two planes N60/70°NW and N145°/75°SW. However, the normal stress is mainly applied on the plane N60/70°NW and there is no cohesion on the lateral plane N145°/75°SW (no fresh fracture). Then the resisting friction force on the lateral plane has been neglected and a planar slide is assumed on the plane N60/70NW. Fresh fracture surfaces cover 4.7m^2 on the plane 1 and 4.3 m^2 on the plane 2. The total scar area is 1000m^2.

The cohesion of the rock bridges determined by back analysis is 12.4 MPa (Table 3).

Volume of the rock fall (m^3)	6,000
Rock bridge area (plane 1) (m^2)	4.7
Rock bridge area (plane 2) (m^2)	4.3
Surface proportion of rock bridge (plane 1)	0.015
Dip of the sliding plane 1 (°)	70
Dip of the sliding plane 2 (°)	75
δ (°)	85
Cohesion (MPa)	12.4

Table 3. Parameters used for the hyperstatic slide of Dent du Loup and cohesion determined by back analysis

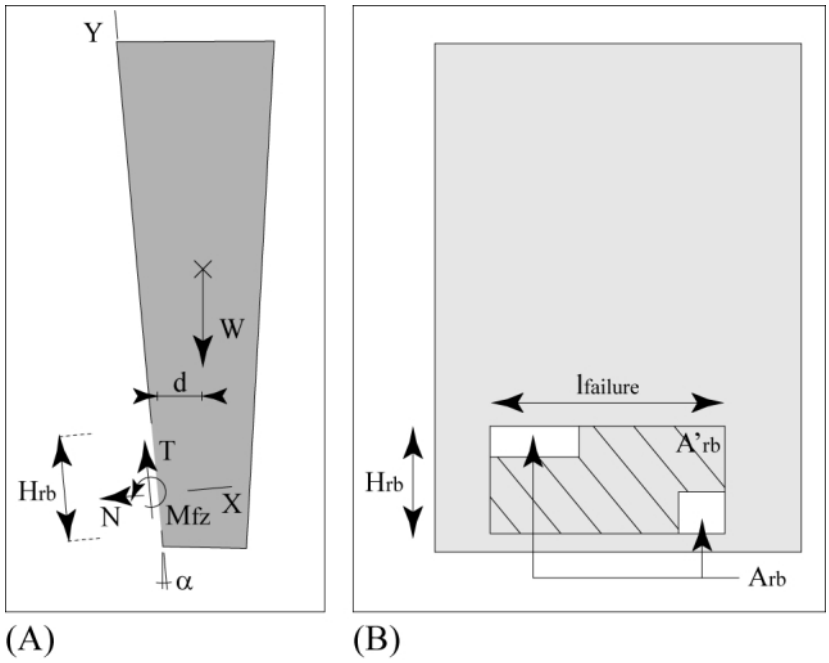

Fig. 2.7. (A) description of the forces for the isostatic toppling model and (B) schematic model with a rectangular equivalent rock bridge (hatched, area A'rb) and the real rock bridges (white, total area Arb)

4.2 Toppling

4.2.1 Isostatic model

Rock bridges at different heights have been modelled by an equivalent rock bridge including the real ones (Fig. 2.7.B).

Method of analysis

The equilibrium condition is given by 3 equations implying forces and moments (Fig. 2.7.A):

- on the X axis : $N = W\sin\alpha$ [13]

- on the Y axis : $T = W\cos\alpha$ [14]

- on the Z axis : $M_{fz} = Wd$ [15]

W:	Weight of the unsTable rock mass
N, T:	Normal and tangential components of the resisting force on the rock bridge
M_{fz} :	Resisting moment on the Z axis, due to the rock bridge
α :	Angle between the rock bridge plane (Y axis) and a vertical line
d :	Moment arm between W and the point 0

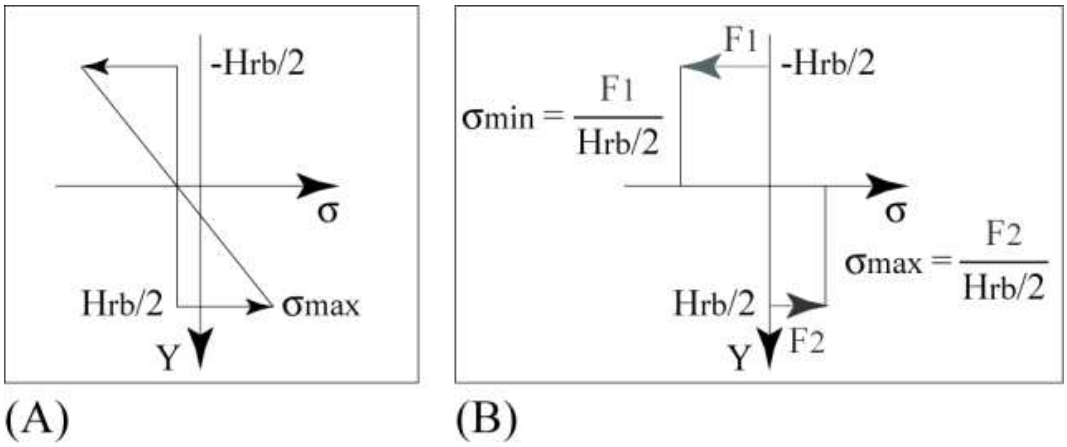

Fig. 2.8. (A) Assumed distribution of the normal stress on a rock bridge (B) distribution of the normal stress assumed in the distinct element code UDEC; F1 and F2 are the calculated forces at the extremities of the rock bridge

In sliding analysis, stresses are usually considered to be constant along the sliding planes. In toppling analysis, the moment equilibrium implies a non-constant normal stress distribution. As in structural engineering, a linear distribution of the normal stress along the rock bridge is assumed (Fig. 2.8.A). The difference between the minimal (tensile) normal stress (σ_{min}) and the mean normal stress ($\bar{\sigma}$) is:

$$\bar{\sigma} - \sigma_{min} = \frac{6M_{fz}}{H_{rb}^{2} \cdot l_f} \qquad [16]$$

H_{rb} :	Height of the equivalent rock bridge (Fig. 3.7)
l_f:	Width of the failure surface (Fig. 3.7)

The mean normal and shear stresses $\bar{\sigma}$ and τ are given by:

$$\bar{\sigma} = \frac{N}{H_{rb} \cdot l_f} \qquad [17]$$

$$\tau = \frac{T}{H_{rb} \cdot l_f} \qquad [18]$$

The shear stress is supposed to be constant along the fracture plane. From [13], [15], [16] and [17], the minimal normal stress in the rock bridge, which explains the observed failure, is given by:

$$\sigma_{min} = \frac{W(H_{rb}\sin\alpha - 6d)}{H_{rb}^2 \cdot l_f} \qquad [19]$$

Note that for design purpose, the hypothesis of a linear distribution of the normal stress (Fig. 2.8.A) is more conservative (or more pessimist) than the hypothesis of a rectangular distribution (Fig. 2.8.B), which is adopted, for example, in the UDEC code (Itasca, 1999). Indeed the second hypothesis would lead to:

$$\sigma_{min} = \frac{W(H_{rb}\sin\alpha - 2d)}{H_{rb}^2 \cdot l_f} \qquad [20]$$

The above calculated stresses are apparent stresses acting on an equivalent rock bridge. Assuming that the total width of rock bridge is constant on the height of the equivalent rock bridge, the actual stresses σ are proportional to the equivalent stresses σ' and they are given by:

$$\sigma A_{rb} = \sigma' A'_{rb} \qquad [21]$$

A_{rb} : Total area of the actual rock bridges (Fig. 2.7.B)
A_{rb}' : Area of the equivalent rock bridge (Fig. 2.7.B)

At failure, the normal and shear stresses meet the failure criterion of the rock. From the values of the critical normal and shear stresses (equations 19 and 18), which occur at the upper tip of the rock bridge, the in situ tensile strength and cohesion can be estimated.

Case history

The Ranc rock fall occurred on 30 January, 2004, 50 km SW from Grenoble (Fig. 2.1). 2200 m^3 of rock collapsed on the road, killing two people in a car. The cliff is 150 m in height, strikes N80 and dips 85-90° to the south. The fall occurred where the cliff formed an overhang due to the construction of the road 150 years ago (Fig. 2.9). The limestone beds strike N0°, dip 15° to the east, and they are cut perpendicularly by 2 joint sets N100°/90° (J1) and N33°/75°SE (J2). The scar is 50 m wide, about 20 m high and the mean thickness of the fallen mass was approximately 2.5 m. The failure surface is made up by a bedding plane N0°/15°E and two planes, N90/80-85°S and N40°/85°NW belonging respectively to the joint sets (J1) and (J2) (Fig. 2.9). In the major part of the scar, the rock is coated by a calcite crust (yellowish-orange colour). Intact rock fracture surfaces have been observed in the lower part

of the plane N90°/80-85°S (Fig. 2.9). These fresh fracture surfaces, which cover an estimated area of 52 m^2 (5% of the whole scar area), are due to the failure of rock bridges.

The parameters used for the back analysis and the obtained tensile strength are given in Table 4. We obtained a tensile strength and a cohesion respectively equal to 3.2 MPa and 10.5 MPa.

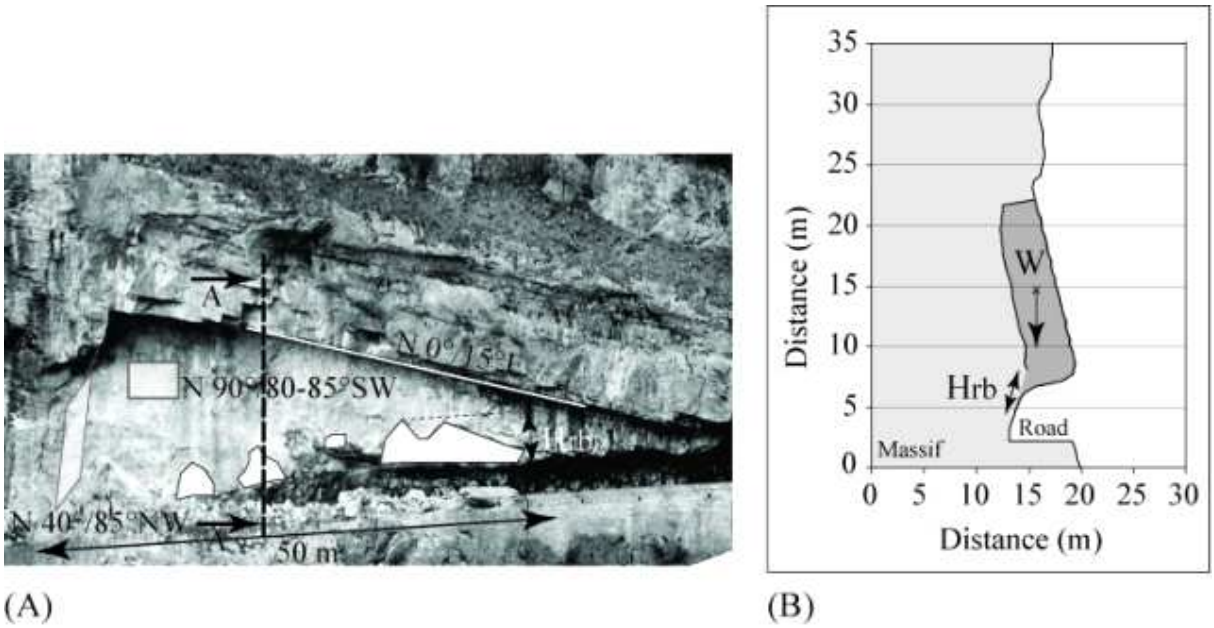

Fig. 2.9. (A) view of the scar of the Ranc rock fall, with the rock bridges in white and (B) cross-section A-A of the cliff before failure with the position of the equivalent rock bridge.

Volume of the rock fall (m^3)	2,200
Total area of the rock bridges (m^2)	52
Height of the equivalent rock bridge (m)	3.5
Width of the equivalent rock bridge (m)	35
Tensile strength (MPa)	3.2

Table 4. Parameters used for the isostatic toppling of Ranc and tensile strength determined by back analysis

4.2.2. Hyperstatic model

Method of analysis

The movement mechanism is a rotation around the center point 0 (Fig. 2.10). The limit equilibrium condition is described as follows:

- on the X axis : $T_1 - R_2\cos(\delta + \pi/2 - \beta) = 0$ [22]

- on the Y axis : $N_1 - R_2\sin(\delta + \pi/2 - \beta) - W = 0$ [23]

- on the Z axis : $R_2 d_2 - W d_1 = 0$ [24]

W : Weight of the unstable rock mass

N_1 and T_1 : Normal and tangential components of the resisting force on the point 0

R_2: Resisting force on the rock bridge (N_2 et T_2 : normal and tangential components)
d_1 : Moment arm between W and the point 0
d_2 : Moment arm between R_2 and the point 0
δ : Angle between R_2 and the normal to the rock bridge surface
β : Angle between the rock bridge surface and a horizontal plane

Assuming a bilinear failure criterion for the rock bridge (Fig. 2.2):

$$T_2 = N_2 \tan\psi + c_{rb} A_{rb} \quad [25]$$

N_2 and T_2: Normal and tangential components of the resisting force on the plane 2
A_{rb} : Total area of the rock bridges on the plane 2
$\tan\psi$: Ratio between the cohesion and the tensile strength of the rock bridge area of the rock bridges on the plane 2

The normal and tangential components N_2 and T_2 are:

$$N_2 = -R_2 \cos\delta \quad [26]$$

$$T_2 = R_2 \sin\delta \quad [27]$$

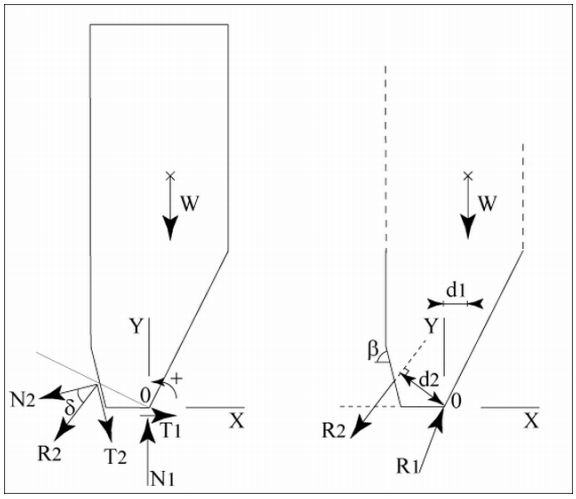

Fig. 2.10. Description of the forces for the hyperstatic toppling model. W: weight ; N1 and T1: normal and tangential resisting forces on the basal plane ; N2 and T2: normal and tangential resisting forces on the rock bridge ; R2: resultant of N2 and T2.

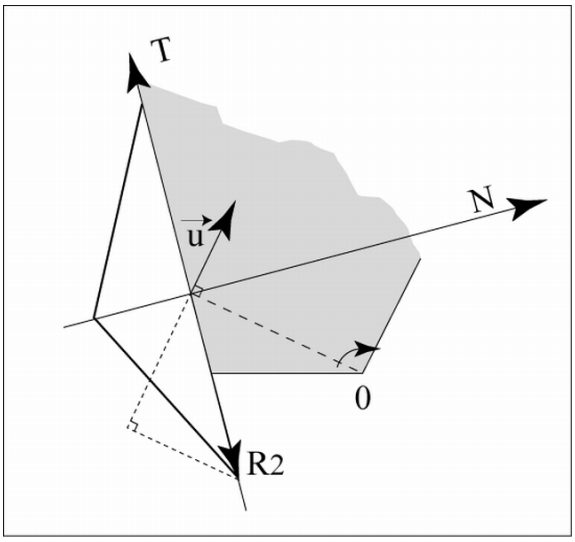

Fig. 2.11. Determination of the resisting force R2 using the maximum work principle. u is the displacement vector.

This hyperstatic problem has 5 unknowns (N_1, T_1, R_2, δ , C_{rb}) and 4 equations [22] to [25]. The angle δ has been determined using the maximum work principle, already used by Panet (1987) in order to calculate the resisting force in a rock bolt. This principle is illustrated in the Fig. 2.11. In a normal versus shear forces diagram, the extremity of the resisting force on the rock bridge R_2, must be located on the failure criterion, in such a way that the scalar product

of the displacement vector $\vec{u}$ and the opposite of the force R_2 is maximum (the opposite of R_2 is the force exerted by the moving mass, on the stable rock mass). Introducing the equations [26] and [27] in equation [25], the cohesion of the rock bridge is:

$$c_{rb} = \frac{R_2(\sin\delta + \cos\delta \tan\psi)}{A_{rb}} \qquad [28]$$

Note that the verification of the shear failure criterion on the point 0 (equation [29]) is needed for the validation of the obtained cohesion.

$$T_1 \leq N_1 \tan\phi_1 \qquad [29]$$

If this criterion in not fulfilled, then $T_1 = N_1 \tan \phi_1$ is imposed.

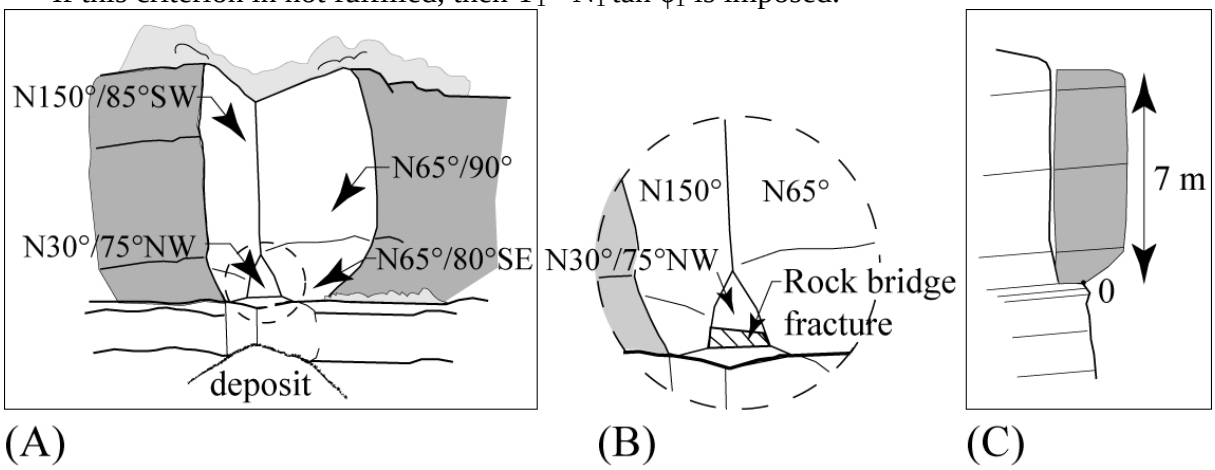

Fig. 2.12. (A) Scheme of the scar of the Goule Blanche rock fall, (B) focus on the zone of the intact rock fracture and (C) cross-section of the cliff before failure.

Case history

The Goule Blanche rock fall, with a volume of about 30 m^3, occurred in the upper part of a 200 m high cliff, striking N30°, at an unknown date around the year 2000. Beds are horizontal and cut by two steeply dipping joint sets which strike N64° (J1) and N152° (J2). The failure surface is about 7 m high. It is made up first by a wedge defined by two surfaces N65°/80-90°SE and N150°/85-90°SW belonging respectively to the sets J1 and J2 (Fig. 2.12.A). These two surfaces are coated with calcite crust. In the lower part of this wedge, there is a singular plane N30°/75°NW, which includes a fresh intact rock fracture surface (Fig. 2.12.B). This fracture surface has an area of 0.2 m^2 (0.8 % of the scar area). The base of the block is made up of a horizontal bedding plane. The lower part of the fallen mass was overhanging, allowing for a toppling mechanism (Fig. 2.12.C). According to the maximal work principle, the stress in the rock bridge was a pure shear stress (Fig. 2.11). With a friction angle of 30° for the base of the block, the failure criterion (equation [26]) is fulfilled. The estimated in situ cohesion and tensile strength are respectively 14 MPa and 4.2 MPa (Table 5).

Volume of the rock fall (m^3)	30
Area of the rock bridge (m^2)	0.2
Tensile strength (MPa)	4.2

Table 5. Parameters used for the hyperstatic toppling of Goule Blanche and tensile strength determined by back analysis

4.3. Other analyses

Five other cases have been back-analysed using the above described methods. The obtained mechanical parameters for all cases are given in the Table 6.

5. Discussion

5.1. Importance of the rock bridges

The back-analyses of nine rock falls have shown that the compartments had been stable for a long time thanks to rock bridges and that the rock bridge proportions in the failure surfaces were very small. It means that compartments in the same geometrical configuration, but with a significantly higher rock bridge proportion are very stable. It ensues that classical stability analyses, which usually does not take rock bridges into account, often lead to pessimist results and to unnecessary mitigation measures. So it's worth developing geophysical methods to investigate rock bridges. Convincing results have been obtained with ground penetrating radar (Dussauge-Peisser et al., 2003-1.5 ; Jeannin et al., 2006 ; Deparis et al., 2007-1.2).

Name	Failure configuration	Failure mechanism	Volume (m^3)	Rock bridge proportion	Cohesion (MPa)	Tensile strength (MPa)
Vierge Vercors	A	Iso. sliding	117	0.003	c=4.3	σ_t=1.3
Chalimont	A	Iso. sliding	48	0.002	c=10.7	σ_t=3.2
Pas du Fouillet	A	Iso. sliding	24	0.002	c=6.6	σ_t=2.0
Dent du Loup	C	Hyp. sliding	3500	0.008	c=12.4	σ_t=3.8
Pas de la Balme	A	Hyp. sliding	230	0.002	c=9.0	σ_t=2.7
Les Olivets	B	Hyp. sliding	90	0.006	c=2.7	σ_t=0.8
Ranc	B	Iso. toppling	2000	0.05	c=10.4	σ_t=3.2
Roche du Midi	B	Iso. toppling	282	0.014	c=7.5	σ_t=2.2
Goule Blanche	B	Hyp. toppling	30	0.008	c=14.0	σ_t=4.2
Laboratory tests					c=23±3	σ_t=7±3

Table 6. Failure configuration, failure mechanism, volume, rock bridge proportion, cohesion and tensile strength for the back-analyzed rock falls (Iso.=isostatique, Hyp.=hyperstatique)

5.2. Back analysis and laboratory mechanical parameters

It can be seen on the Table 6, that the rock bridge cohesion obtained from back analysis is always lower (2 to 9 times lower) than the average cohesion obtained from laboratory tests. This may be due to scale effects or to an oversimplified modelling. These two points are developed hereafter. It ensues that the cohesion obtained from classical laboratory tests must be divided by a large "scale and method" factor, when evaluating the stability of a cliff.

5.3. Spatial and temporal scale effects

The spatial scale effect have been analysed for limestone by Bieniawski and Van Heerden (1975). From a 10 cm specimen to a 1 m one, the cohesion is divided by 3. The temporal scale effect is due to the fact that a more or less constant stress had been applied for a long time (at least several tens of years) in rock bridges, whereas in the laboratory, the stress increases in some minutes from zero to the instantaneous strength. Creep tests on limestone have shown that the long term strength can be 0.61 to 0.78 times the instantaneous strength for tests lasting only several days (Lama et Vutukuri, 1978, Goodman, 1989). Lower values can be expected for loading lasting several decades.

5.4. Oversimplified modelling

The limit equilibrium method assumes that the strengths of the different parts of the failure surface are mobilized simultaneously, without considering that the rock bridges have probably a stiffness which is higher than the one of the joints and then undergo higher stresses than supposed in the model. In the case of sliding, this leads to underestimating of the rock bridge cohesion. Stress-strain modelling should be used to overcome this drawback. It also would give more realistic results for the hyperstatic mechanisms. Moreover, shear or tensile stress concentration at the tip of the joints has not been considered. This also leads to underestimating of the rock bridge cohesion or tensile strength. Fracture mechanics methods should be used to take this phenomenon into account (Scavia, 1995; Kemeny, 2003, Castelli and Scavia, 2004). Also, the use of a two-dimensional model does not make it possible to simulate the possible torsion of rock bridges, which can lead to a mode III rupture. This also underestimates the rock bridge cohesion.

5. Conclusion

The observation of 12 rock fall scars has shown that the fallen masses had been stable thanks to relatively small rock bridges. It ensues that taking into account rock bridges is necessary for realistic stability evaluation. But 9 back analyses with limit equilibrium methods have shown that the rock cohesion obtained from classical laboratory tests must be divided by 2 to 9 to explain the observed failures. This discrepancy is due to a spatial and temporal scale effect and to the oversimplified modelling (two-dimensional limit equilibrium). When analysing the stability of a cliff with a limit equilibrium method, the authors suggest to divide the cohesion by a "scale and method" factor, which can be as large as 9. Where a mode III rupture is possible, a three-dimensional analysis appears to be necessary. The authors think that using fracture mechanics methods could make it possible a better modelling of rock bridge fracture. Finally, the development of geophysical methods to investigate the continuity (and the rock bridges) of the potential failure surfaces is encouraged.

Chapitre III

Approche mécanique de la prévision à long terme

1. Introduction

Dans le domaine des risques naturels, l'aléa peut être défini comme la probabilité qu'un évènement donné se produise en un lieu donné, dans un période donnée (cette période étant de l'ordre du siècle en cartographie de l'aléa). En un point donné, l'aléa éboulement est la probabilité qu'une masse rocheuse se détache d'une paroi voisine (rupture) et se propage jusqu'à ce point (propagation). Il existe plusieurs méthodes permettant de simuler la trajectoire de blocs rocheux et de calculer la probabilité qu'ils atteignent un point donné d'un versant. En revanche, il n'existe actuellement aucune méthode éprouvée permettant d'estimer la "durée de vie" d'une masse rocheuse potentiellement instable, que ce soit de manière déterministe ou probabiliste. Une évaluation probabiliste de la durée de vie permettrait de déterminer une probabilité de rupture en fonction du délai considéré, de la même manière que les sismologues déterminent la probabilité qu'un séisme d'intensité minimale se produise dans une période donnée, ou les hydrologues celle d'une crue d'intensité donnée.

La durée de vie d'un compartiment rocheux dépend d'un certain nombre de processus qui modifient les contraintes actives et la résistance des surfaces de glissement potentielles (Hantz, 2001-4.2 ; Hantz et al., 2003-1.4). On peut distinguer des processus rapides et discontinus, comme les séismes et les mises en pression hydraulique, qui peuvent déclencher la rupture en peu de temps (facteurs déclenchants), et des processus relativement lents et continus (facteurs dégradants), qui provoquent une diminution progressive de la stabilité pouvant conduire à la rupture sans facteur déclenchant apparent. Parmi ces processus, on peut citer l'altération, la dissolution (pour les roches solubles comme le calcaire), les cycles gel-dégel, les cycles thermiques, le fluage des assises, les déformations tectoniques, la propagation lente des fissures et les phénomènes de fatigue dus à des sollicitations sous-critiques répétées. Si les valeurs actuelles de la contrainte active et de la résistance sont connues et supposées constantes, une prévision probabiliste de l'accélération sismique et de la pression hydraulique permet théoriquement de déterminer, en fonction du délai, la probabilité d'une rupture due à ces facteurs. Dans ce contexte d'évaluation de l'aléa, les valeurs adoptées doivent être les plus probables et ne doivent pas être affectées d'un coefficient de sécurité (partiel ou global), comme c'est généralement le cas dans les calculs de dimensionnement visant à garantir la sécurité d'une pente ; de même, les modèles géomécaniques adoptés doivent être les plus réalistes et non les plus pessimistes (Hantz, 2001-4.2).

Dans l'état actuel des connaissances, l'évaluation de la probabilité d'une rupture provoquée ou favorisée par les processus dégradants, n'est pas envisageable car la connaissance quantitative de ces processus est encore insuffisante. Dans les calculs effectués pour le dimensionnement de pentes rocheuses, la réduction de stabilité due aux facteurs dégradants est généralement négligée, compte tenu de la marge de sécurité qui est prise. Le taux de dissolution du calcaire massif a été estimé localement à partir d'expériences sur des plaquettes (Kupper, 1981), ou à l'échelle d'un massif, à partir d'analyses hydrogéochimiques (Delanoy, 1984). Les valeurs obtenues sont respectivement de l'ordre de 10^{-5} et 10^{-4} m/an. L'influence des cycles gel-dégel sur la fracturation de la roche a été mise en évidence in situ (Rovera, 1997) et en laboratoire (Frayssines, 2005). L'influence des cycles thermiques a été modélisée par Gunzberger et al. (2005). La propagation sous-critique des fissures a été étudiée à l'échelle

macroscopique en réalisant des essais de compression de longue durée sur des échantillons rocheux (Lama et Vutukuri, 1978 ; Genevois et Prestininzi, 1979 ; Kranz, 1980). Des lois reliant la contrainte appliquée au temps à la rupture ont été proposées et utilisées pour simuler numériquement les essais (Amitrano et Helmstetter, 2006). La propagation sous-critique a également été étudiée à l'échelle de la fissure, en utilisant la théorie de la mécanique de la fracture (Atkinson, 1984). Cette théorie a été appliquée sur un cas d'école, pour prévoir l'évolution de la stabilité d'un bloc pouvant glisser sur un joint comportant des ponts rocheux (Kemeny, 2003), mais la détermination des paramètres du modèle est délicate.

Dans ce travail, nous avons tenté d'appréhender quantitativement l'évolution de la stabilité des pentes rocheuses, en effectuant des analyses en retour "historiques" d'éboulements rocheux. L'analyse en retour classique, que l'on peut qualifier d' "instantanée", permet d'estimer certaines caractéristiques mécaniques du massif rocheux au moment de la rupture, en considérant que l'équilibre limite a été atteint (coefficient de sécurité = 1) sous certaines sollicitations connues (pression interstitielle, accélération sismique ou surcharge statique par exemple). L'analyse en retour historique, quant à elle, a pour objectif de prendre en compte l'historique des sollicitations subies par la masse éboulée depuis qu'elle est en situation d'instabilité potentielle. Cette situation survient à la suite d'éboulements précédents, qui s'inscrivent dans le processus de recul de la paroi. Les sollicitations que nous avons prises en compte, de manière probabiliste, sont les sollicitations sismiques. Nous nous sommes appuyés sur les études de sismicité historique, qui permettent d'estimer, pour une région donnée, les accélérations sismiques correspondant à différentes périodes de retour. Nous avons donc pu estimer, avec un certain risque probabiliste, l'accélération minimale qu'a subi un compartiment rocheux potentiellement instable, en fonction de son "âge" (durée depuis laquelle il est en situation d'instabilité potentielle).

Cet âge a été appréhendé grâce à un modèle simple d'érosion de versant, basé sur les fréquences d'éboulement (Hantz et al., 2002-5.2 ; Hantz et Frayssines, 2005-7.2). Ce modèle permet de montrer que la durée de vie moyenne des masses rocheuses éboulées dépend de leur volume (les plus gros volumes ayant statistiquement une durée de vie plus longue). Pour chaque éboulement étudié, nous avons ainsi pu estimer, en fonction de son volume, la durée la plus probable pendant laquelle la masse rocheuse potentiellement instable a été soumise aux accélérations sismiques. Nous avons ensuite déterminé, à partir du zonage sismique de la France, l'accélération ayant une probabilité de 95% d'être dépassée sur cette durée. Il est donc possible d'estimer par défaut le degré de stabilité passé des masses rocheuses éboulées et d'appréhender son évolution au cours du temps.

2. Durée de vie moyenne des masses rocheuses

L'évaluation de la durée de vie moyenne des masses rocheuses est basée sur un modèle d'érosion par éboulement, établi à partir de l'analyse d'inventaires d'éboulements (Hantz et Frayssines, 2005-7.2). L'analyse d'un certain nombre d'inventaires d'éboulements (Wieczorek, 1992 ; Hungr et al., 1999 ; Vengeon et al., 2001-2.2 ; Dussauge-Peisser et al., 2002-1.6) a montré que la distribution des volumes d'éboulement dans une zone homogène obéit à une loi puissance (figure 3.1). La fréquence d'éboulement (nombre d'éboulements par siècle) *f*, de volume supérieur à *V*, est donnée par l'expression :

$$f = a.V^{-b} \qquad (1)$$

a et *b* étant des constantes. L'analyse d'inventaires portant sur des zones différentes, montre que le paramètre *a* (nombre d'éboulements par siècle, de plus de 1 m^3) dépend fortement du

contexte géologique et géomorphologique, alors que b est toujours voisin de 0,5. Pour les falaises calcaires de l'agglomération grenobloise, a = 1122 éboulements par siècle et b = 0,55. Cette loi permet, par intégration, de calculer le taux volumique d'éboulement W_t (volume éboulé par siècle), qui dépend du volume d'éboulement maximal possible V_{max} (Hantz et al., 2002-5.2) :

$$W_t = \int_0^{\infty} V df = \frac{a}{(1-b)} V_{max}^{(1-b)} \qquad (2)$$

Connaissant la surface totale S de la falaise considérée dans l'inventaire, on peut en déduire le taux d'érosion par éboulement E (vitesse moyenne de recul de la falaise) : $E = W_t/S$.

Une intégrale du même type que celle de l'équation 2 permet de calculer le taux volumique d'éboulement W_i correspondant à une classe de volume (V_i, V_{i+1}) (Hantz et al., 2002-5.2). A un instant donné, la surface de falaise A_i constituée de cicatrices d'éboulements de la classe (V_i, V_{i+1}) est égale à W_i/E, comme on peut le voir sur la figure 3.2, dans laquelle, pour simplifier, les éboulements d'une même classe ont tous le même volume (V_1, V_2 ou V_3).

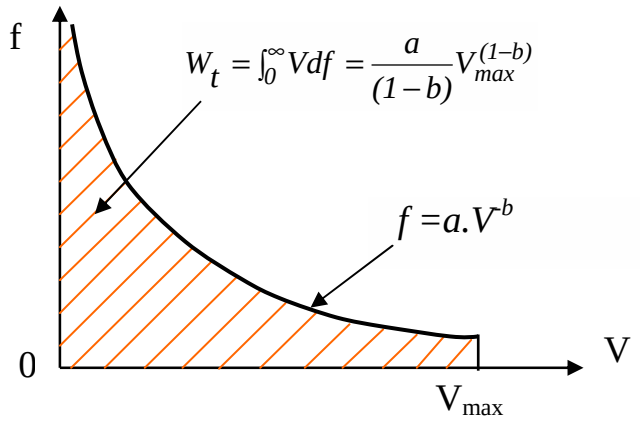

Figure 3.1. Fréquence cumulée d'éboulement f en fonction du volume V. L'aire hachurée représente le taux volumique d'éboulement, W_t.

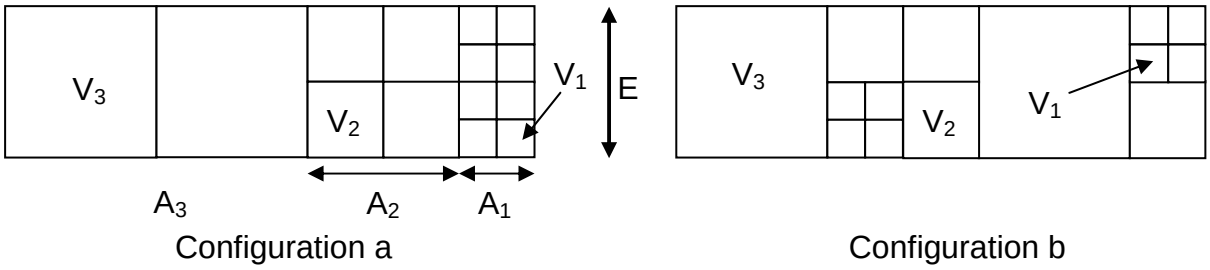

Figure 3.2. Modèles conceptuels bidimensionnels de falaise (vue de dessus) avec trois classes de volumes d'éboulement (V_1, V_2, V_3), affectant respectivement des aires de falaise A_1, A_2, A_3. Configuration a : les éboulements d'une même classe de volume se produisent toujours dans la même partie de la falaise. Configuration b : leur localisation varie au cours du temps.

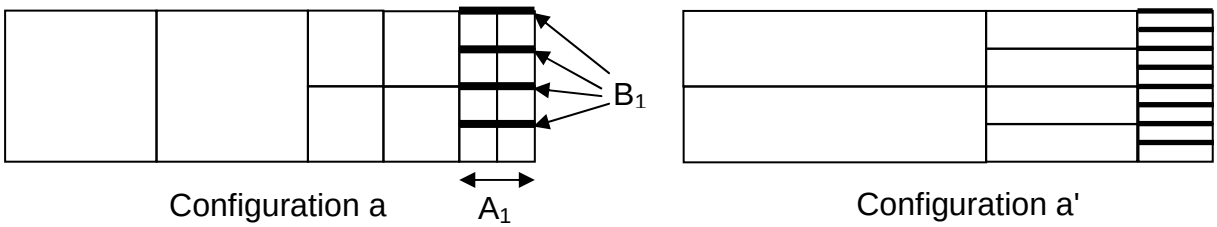

Figure 3.3. Modèles conceptuels bidimensionnels de falaise (vue de dessus) avec trois classes de volumes d'éboulement (V_1, V_2, V_3), affectant respectivement des aires de falaise A_1, A_2, A_3. Les configurations a et a' se distinguent par la forme des compartiments éboulés. En supposant que les compartiments représentés s'éboulent en un siècle, la surface totale B_1 des cicatrices d'éboulements de la classe V_1, qui apparaît chaque siècle, est représentée par les traits gras. La durée de vie moyenne d'une cicatrice est le rapport A_1 / B_1.

On peut définir le taux de renouvellement de la surface A_i, par le rapport entre la surface de cicatrice B_i qui apparaît chaque siècle (représentée en trait gras sur la figure 3.3 pour la classe de volume la plus petite) et A_i. Son inverse, A_i / B_i, est égal à la durée de vie moyenne T_i des cicatrices de la classe (V_i, V_{i+1}), qui est aussi celle des compartiments rocheux de cette même classe.

Pour chaque classe de volume, B_i peut être déterminé par intégration à partir de la loi de distribution des surfaces de cicatrice. Celle-ci peut être déterminée à partir d'un inventaire comportant ces surfaces ou d'une corrélation entre le volume et la surface des éboulements (Frayssines, 2005).

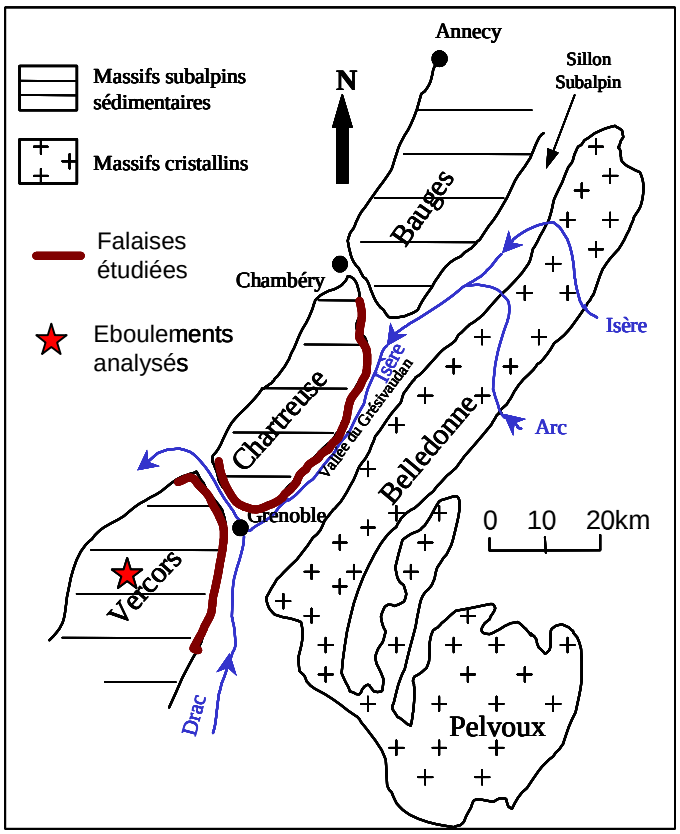

Figure 3.4. Contexte géologique de la région grenobloise. Trait gras : falaises concernées par l'inventaire d'éboulements. Etoile : localisation des 3 éboulements analysés.

Le modèle d'érosion par éboulements a été appliqué aux falaises calcaires de l'agglomération grenobloise, pour lesquelles un inventaire d'éboulements avait été réalisé par le service RTM de l'Isère (1996). Les falaises concernées sont représentées sur la figure 3.4. L'application de ce modèle suppose que ces falaises, constituées de calcaire massif, ont une vitesse de recul homogène dans l'espace, à une échelle de temps géologique. Cette hypothèse est suggérée par la forme relativement rectiligne des lignes de crête. Les résultats obtenus, qui doivent être considérés comme des ordres de grandeur, sont présentés dans le tableau I. On constate que le taux de recul (taux linéaire d'érosion) est de l'ordre du km par million d'années, ce qui est compatible avec le recul de la limite orientale de la plate-forme urgonienne, qui est de l'ordre de 10 km en 10 millions d'années (Arnaud, 1979). Les âges obtenus seront confrontés aux résultats de datations par la méthode des isotopes cosmogéniques (Siame et al., 2000).

Classe de volume (m^3)	*$0\text{-}10^2$*	*$10^2\text{-}10^3$*	*$10^3\text{-}10^4$*	*$10^4\text{-}10^5$*	*$10^5\text{-}10^6$*	*$10^6\text{-}10^7$*
Période d'observation		*1935-2000*	*1935-2000*	*1935-2000*	*1800-2000*	*1600-2000*
Nombre d'éboulements		*33*	*9*	*6*	*3*	*2*
Fréquence observée (par siècle)		*51*	*14*	*9*	*1.5*	*0.5*
Fréquence moyenne calculée		*65*	*18*	*5*	*1.5*	*0.6*
Taux volumique d'érosion par classe de volume (m^3/siècle)	*10 893*	19 807	55 825	157 336	443 433	2,83 10^6
Taux volumique d'érosion global	*3 521 927*					
Surface totale de falaise (m^2)	*$24\ 10^6$*					
Taux linéaire d'érosion (m/siècle)	*0,15*					
Surface moyenne de falaise affectée par des éboulements de volume compris entre V_i and V_{i+1} (m^2)	0,07 10^6	0,1 10^6	0,4 10^6	10^6	3 10^6	19 10^6
Taux d'apparition de cicatrices (m^2/siècle)	27 264	14 240	21 677	33 000	50 235	150 769
Durée de vie moyenne des masses potentiellement instables (ans)	272	948	1 755	3 249	6 015	12 812
Accélération subie avec une probabilité de 95% (m/s^2)	1,12	1,79	2,26	2,85	3,60	4,78

Tableau I. Application du modèle d'érosion par éboulements aux falaises calcaires de l'agglomération grenobloise.

3. Estimation probabiliste des accélérations sismiques

Pour estimer, de manière probabiliste, les accélérations sismiques qui ont affecté les falaises, nous avons utilisé l'étude réalisée par GEO-TER (2002) pour la révision du zonage sismique de la France. Cette étude, qui s'appuie sur les séismes historiques des mille dernières années, fournit pour un certain nombre de villes, des courbes taux de dépassement –

accélération correspondant aux différentes zones sources possibles. En additionnant les taux correspondant à différentes zones sources, on peut obtenir la loi de fréquence cumulée des accélérations. Pour la ville de Grenoble, on obtient la loi suivante :

$$\log f = 2{,}65 \log a - 1{,}83 \qquad (3)$$

f étant la fréquence (par année) des séismes d'accélération maximale supérieure à a (en m/s^2). En admettant que l'occurrence des séismes obéit à une loi de Poisson, la probabilité P qu'une accélération de fréquence f ait été dépassée au moins une fois dans une période T est :

$$P(T) = 1 - e^{-fT} \qquad (4)$$

On peut donc affirmer avec un risque d'erreur de 5%, qu'au moins une accélération de fréquence f, donnée par l'équation suivante, s'est produite pendant la période T.

$$1 - e^{-fT} = 0{,}95 \qquad (5)$$

La valeur de l'accélération correspondant à cette fréquence est donnée par l'équation (3). Les valeurs des accélérations ayant affecté les falaises de l'agglomération grenobloise avec une probabilité de 95%, sont données dans la dernière ligne du tableau I, pour les durées de vie correspondant à chaque classe de volume.

Figure 3.5. Exemple de falaise de calcaire urgonien. Les taches claires dans la falaise grise sont les cicatrices des éboulements de Chalimont (à gauche) et du Pas du Fouillet (à droite).

4. Eboulements analysés

Nous avons analysé trois éboulements, qui se sont produits dans des falaises de calcaire urgonien du Vercors (figure 3.4) : l'éboulement de la Vierge du Vercors (117 m^3), celui de Chalimont (48 m^3) et celui du Pas du Fouillet (24 m^3). Les deux derniers sont présentés sur la figure 3.5.

Leur description détaillée a été faite par Frayssines (2005) et résumée par Frayssines et Hantz (2006-1.3). Les mécanismes de rupture étaient des glissements sur des diaclases, de pendage 80° vers le vide. Ces diaclases appartiennent à une des principales familles de discontinuités, qui correspond au plan moyen de la falaise et prédécoupe des écailles potentiellement instables. Celles-ci peuvent être délimitées latéralement par des joints appartenant à une seconde famille subverticale, perpendiculaire à la falaise, ou se terminer en biseau. Dans un profil vertical, elles sont interrompues vers le haut par des joints de stratification subhorizontaux et se terminent en biseau vers le bas (figure 3.6). Les glissements sont dus à la rupture de ponts rocheux, dont la surface représente moins de 1% de la surface totale de la cicatrice, bien visible a posteriori grâce à la différence de couleur avec la surface patinée de la falaise, de couleur grise (figure 3.5). En dehors des ponts rocheux, les cicatrices sont couvertes d'une croûte de calcite indiquant que les diaclases étaient ouvertes avant le glissement. On peut donc considérer que les efforts était concentrés sur les ponts rocheux et que le glissement est dû à la rupture de la matrice calcaire qui les constitue. Des essais triaxiaux ont permis de déterminer le critère de rupture instantané du calcaire urgonien. Les valeurs obtenues sont données dans le tableau II.

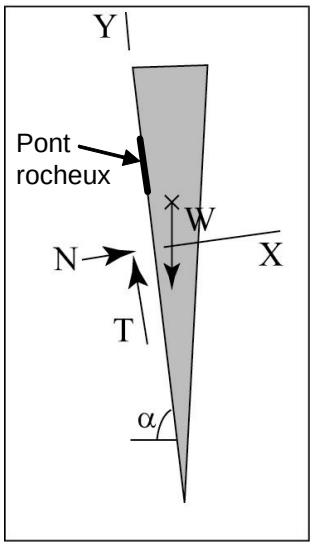

Figure 3.6. Schéma d'un glissement rocheux. Le trait gras représente un pont rocheux. W : poids du bloc. N, T : réactions normale et tangentielle.

Paramètre	Moyenne	Ecart-type	Min	Max	Nombre d'essais
Résistance en compression uniaxiale (MPa)	142	21	93	177	8
Résistance en traction (MPa)	7	3	3	12	19
Cohésion (MPa) ($0 \leq \sigma_3 \leq 10$ MPa)	23	3			3 triaxiaux
Angle de frottement	54	3			
Module d'Young (GPa)	68	7	59	77	6

Tableau II. Caractéristiques mécaniques instantanées du calcaire urgonien

5. Analyses en retour

Deux processus différents de dégradation ont été envisagés séparément : la dissolution du calcaire et la propagation instable de fissures, aboutissant à la rupture après un fluage tertiaire de durée égale à l'âge des compartiments. Dans la première hypothèse, nous avons négligé le fluage et considéré que la contrainte de cisaillement sur le pont rocheux au moment de la rupture était égale à la résistance au cisaillement instantanée de la roche, donnée par le critère de Mohr-Coulomb. De plus, nous avons pu estimer par défaut, l'effort résistant mobilisable au moment où le compartiment a été exposé à la surface de la falaise, suite à un éboulement antérieur, en considérant que celui-ci a résisté à l'accélération sismique calculée au paragraphe 3. Cet effort résistant initial était supérieur à l'effort résistant mobilisé lors de la rupture, la différence entre les deux étant due à la diminution de la surface des ponts rocheux par dissolution de la calcite. Dans la seconde hypothèse, la dissolution a été négligée, et nous avons considéré que la contrainte de cisaillement sur le pont rocheux à la rupture s'exerçait de manière permanente depuis un temps égal à la durée de vie moyenne des compartiments, estimée au paragraphe 2. Dans ce cas, la résistance au cisaillement instantanée a été estimée par défaut en considérant que le compartiment avait résisté à l'accélération sismique calculée au paragraphe 3.

5.1. Dégradation par dissolution

La condition de rupture est donnée par l'équation suivante, qui exprime l'équilibre limite des forces dans la direction du glissement (axe Y de la figure 3.6) :

$$W \sin\alpha = W \cos\alpha \tan\Phi + c\, S_r \qquad (6)$$

W étant le poids du compartiment, S_r la surface de pont rocheux au moment de la rupture, α l'inclinaison du plan de glissement, c et Φ la cohésion et l'angle de frottement du calcaire. Cette condition fournit une relation entre c et Φ. Hoek et Brown (1980) ont montré que la pente du critère de rupture de la roche intacte (à l'échelle de l'échantillon), est une caractéristique intrinsèque à la nature de la roche, contrairement à la résistance en compression simple, qui peut varier de manière importante d'un échantillon à l'autre d'une même roche, notamment en fonction de la microfissuration. A l'échelle du massif rocheux, la pente du critère est affectée par la fracturation, mais de manière moins sensible que la

résistance en compression simple. Les ponts rocheux étant constitués de roche intacte, nous avons adopté pour Φ la valeur déterminée en laboratoire. Mais nous avons considéré que leur cohésion pouvait être affectée par un effet d'échelle, qui a été observé par plusieurs auteurs en comparant les résistances d'échantillons de tailles différentes (Goodman, 1989). Nous avons donc calculé les valeurs de c expliquant les ruptures à partir de l'équation (4). Ces valeurs sont données dans le tableau III. On constate que les cohésions obtenues sont 2 à 6 fois plus faibles que celles obtenues à l'échelle de l'échantillon. Cette différence peut être attribuée à un effet d'échelles, entre celles des ponts rocheux (de l'ordre de 10^{-1} m^2) et des échantillons (de l'ordre de 10^{-3} m^2), mais aussi par le fait que les ponts rocheux pourraient présenter une microfissuration plus importante que les échantillons (qui n'ont pas été prélevés dans des ponts rocheux).

Nom de l'éboulement	Vierge du Vercors	Chalimont	Pas du Fouillet
Volume (m^3)	117	48	24
Cohésion (MPa)	4	10	6
Surface ponts rocheux à la rupture (m^2)	0,6	0,1	0,08
Surface initiale de ponts rocheux (m^2)	>0,98	>0,14	>0,11
Durée de vie du compartiment (ans)	948	272	272
Vitesse de dissolution (mm/an)	>0,05	>0,07	>0,07
Charge de fluage σ / σ_i	0,78	0,85	0,85

Tableau III. Principales données et résultats de l'analyse en retour des trois éboulements.

Lorsque le compartiment a résisté à l'accélération $a=kg$ calculée au paragraphe 3 (g étant l'accélération de la gravité), la condition suivante était remplie :

$$W (\sin\alpha + k \cos\alpha) < W (\cos\alpha - k \sin\alpha) \tan\Phi + c\, S \qquad (7)$$

La surface S de pont rocheux à cet instant inconnu peut donc être estimée par défaut à partir de cette inégalité. La surface de pont rocheux diminuant au cours du temps, la surface S_i au moment où le compartiment a été exposé à la surface de la falaise est supérieure à S. L'inégalité (7) donne donc une estimation par défaut de la surface initiale S_i de pont rocheux. Il est donc possible d'évaluer par défaut le taux de décroissance de cette surface et la vitesse linéaire de dissolution. Les valeurs obtenues pour les trois éboulements analysés sont données dans le tableau III. Elles sont compatibles avec les vitesses de dissolution données dans la littérature (de l'ordre de 0,01 à 0,1 mm/an).

5.2. Propagation instable des fissures

Le rapport de la contrainte de cisaillement active permanente σ sur la résistance instantanée σ_i du pont rocheux est donné par l'équation :

$$\sigma / \sigma_i = W \sin\alpha / (W \cos\alpha \tan\Phi + c_i S) \quad (8)$$

Comme précédemment, la cohésion instantanée, partiellement mobilisée lorsque l'accélération *kg* s'est produite, est déterminée par défaut à partir de l'inégalité (7), la surface *S* de ponts rocheux étant maintenant supposée constante au cours du temps. L'expression (8) donne donc une évaluation par excès du rapport σ / σ_i, qui peut être comparée aux lois empiriques obtenues à partir d'essais de fluage tertiaire (figure 3.7). Une analyse des résultats publiés dans la littérature a été effectuée par Amitrano et Helmstetter (2006). Ces auteurs ont montré que les données expérimentales peuvent être ajustées par une loi exponentielle (équation 9) ou par une loi puissance (equation 10) :

$$t_f = t_0 \exp(-\alpha\, \sigma/\sigma_i) \quad (9)$$

$$t_f = t_1 (\sigma/\sigma_i)^{-\beta} \quad (10)$$

Dans l'équation (10), t_1 représente le temps avant la rupture instantanée. Pour situer nos résultats par rapport à ceux obtenus en laboratoire, nous avons considéré uniquement les essais en compression uniaxiale ou quasiment uniaxiale (σ_3=0,1 MPa), sur échantillons secs et à température ambiante. En effet, on peut estimer que, dans les cas de rupture analysés, la contrainte principale mineure est toujours très faible ou négative. On peut estimer également que la roche constituant les ponts rocheux dans les falaises calcaires étudiées n'est, la plupart du temps, pas saturée. Sur la figure 3.7, sont représentées les lois puissance obtenues à partir d'essais effectués sur des granites par Kranz (1980) et Genevois et Prestinizi (1979). Les paramètres correspondants varient entre 0,85 et 142 pour t_1, et entre 15 et 56 pour β (Frayssines, 2005). A partir d'un point obtenu par analyse en retour, il est possible d'estimer par excès le paramètre β, en considérant que t_1, le temps nécessaire pour obtenir la rupture lors d'un essai classique de laboratoire, est de l'ordre de 1 à 100 secondes. L'estimation de β par excès, obtenue à partir de l'éboulement de la Vierge du Vercors, est ainsi de 79 (pour t_1 = 100 s) à 97 (pour t_1 = 1 s). Notons qu'Amitrano et Helmstetter (2006) ont obtenus une valeur de β de 72 en compression uniaxiale et des valeurs allant jusqu'à 123 en compression triaxiale. On peut donc considérer que les valeurs par excès données par l'analyse en retour historique ne sont pas incompatibles avec celles déduites des essais en laboratoire, compte tenu de la dispersion importante de celles-ci.

La discordance importante entre les points de la figure 3.7 obtenus par analyse en retour et les lois ajustées sur les résultats de laboratoire peut s'expliquer par le fait que le rapport σ / σ_i a été surestimé, l'accélération sismique présumée étant nettement insuffisante pour mettre en évidence la véritable valeur de la cohésion instantanée. Cette discordance peut aussi être accentuée par le fait que les essais de laboratoire ont été effectués sur du granite et non sur du calcaire. Or le calcaire peut se déformer par dissolution-cristallisation, comme le montrent la schistosité et les stylolites. Ce processus, concurrent de la microfissuration, pourrait expliquer qu'une charge de fluage plus importante soit nécessaire pour obtenir la rupture du calcaire.

Néanmoins, les valeurs des paramètres de fluage que nous avons obtenues, permettent d'estimer par excès la durée de vie de compartiments rocheux sur une gamme de temps de l'ordre du millier d'années, beaucoup plus grande que celle investiguée par les essais de laboratoire. Dans le contexte du dimensionnement d'un ouvrage, une telle estimation n'est pas conservative et ne permet donc pas de garantir la sécurité. Mais dans celui de l'évaluation de l'aléa, elle permettrait de quantifier le délai dans lequel un éboulement peut être qualifié de très probable. Si ce délai est de l'ordre du siècle, l'aléa d'éboulement peut être qualifié de très élevé, ce qui peut justifier des travaux de sécurisation ou une interdiction de construire.

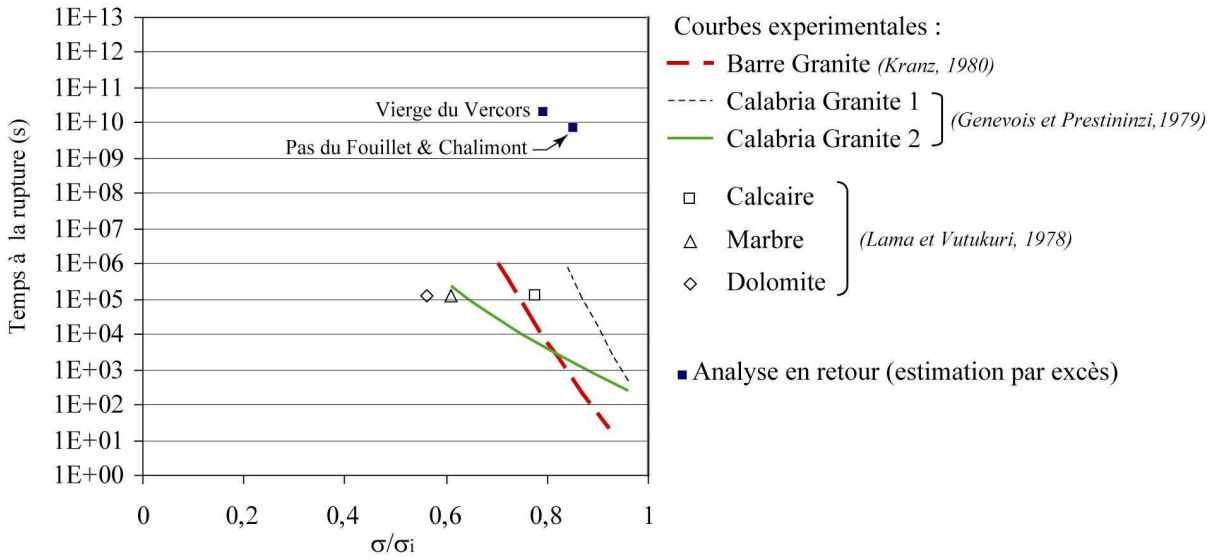

Figure 3.7. Temps à la rupture en fonction du rapport σ / σ_i de la contrainte active sur la résistance instantanée. L'analyse en retour (■) donne une estimation par excès de σ / σ_i.

6. Conclusion

L'analyse en retour de la rupture, sur trois cas d'éboulement, a permis d'estimer la cohésion "en vraie grandeur" du calcaire urgonien, qui est en moyenne 3 fois plus faible que celle obtenue en laboratoire.

L'analyse en retour "historique" a permis d'appréhender quantitativement le problème de l'évolution temporelle de la stabilité. L'hypothèse d'une dégradation par dissolution du calcaire est compatible avec les vitesses données dans la littérature. L'hypothèse d'une propagation instable de la fissuration est compatible avec les données expérimentales et les complète en explorant un domaine temporel plus étendu (le millier d'années). La loi obtenue à partir des analyses en retour historiques permet d'estimer par excès, la durée de vie de compartiments rocheux sur une gamme de temps de l'ordre du millier d'années, beaucoup plus grande que celle investiguée par les essais de laboratoire. Une telle estimation par excès ne permet pas de garantir la sécurité d'un ouvrage, mais elle permettrait, dans certains cas, de justifier des travaux de sécurisation ou une interdiction de construire. Une meilleure connaissance du comportement des roches en fluage tertiaire est nécessaire pour améliorer cette estimation.

Il convient cependant de rappeler qu'une analyse géomécanique prenant en compte les ponts rocheux n'est possible que lorsque ceux-ci sont connus, ce qui est rarement le cas. Cette considération souligne les limites actuelles de l'approche géomécanique dans l'évaluation de l'aléa (Hantz, 2001) et la nécessité de poursuivre les recherches sur l'application des méthodes de prospection géophysique à la reconnaissance des parois rocheuses. Des premiers résultats intéressants ont été obtenus en utilisant le géoradar pour détecter des fractures ouvertes dans des falaises calcaires (Dussauge-Peisser et al., 2003-1.5 ; Deparis et al., à paraître, 1.2).

Chapitre IV

Approche proposée de la prévision à long terme

1. Introduction

Le danger d'éboulement rocheux en un point donné résulte de deux processus distincts : le détachement d'une masse rocheuse (rupture locale du versant), et la propagation de cette masse sur la pente. Les questions qui se posent aux responsables de l'aménagement du territoire sont les suivantes : quels compartiments rocheux vont s'ébouler, quand, et jusqu'où vont-ils aller ? Malheureusement, une réponse déterministe à ces questions n'est pas possible, du fait de la complexité de la structure des masses rocheuses et des processus de rupture et de propagation. Seule, une approche de type probabiliste est possible. Pour la propagation des éboulements, des méthodes géomécaniques sont couramment utilisées. Pour leur déclenchement, les méthodes géomécaniques ne permettent pas de prévoir quantitativement, même de manière probabiliste, l'évolution future de compartiments rocheux actuellement stables. En effet, la dynamique des processus d'évolution des versants est très mal connue. C'est pourquoi les évaluations effectuées par les experts sont de nature qualitative et reposent essentiellement sur l'expérience qu'ils ont acquise à travers l'étude de nombreux éboulements survenus dans des conditions variées. Après avoir rappelé les principes utilisés pour ces évaluations qualitatives, nous présentons une nouvelle approche (Vengeon et al., 2001-2.2, Hantz et al., 2003-1.4) basée, d'une part, sur une évaluation du taux d'éboulement à l'échelle d'un versant entier homogène, d'autre part, sur une hiérarchisation quantitative des compartiments susceptibles de s'ébouler, en fonction de leur probabilité relative d'éboulement. Cette méthode sera présentée à travers l'exemple des falaises calcaires de l'agglomération grenobloise.

2. Détection et évaluation qualitative des zones de départ potentielles

La détection des zones de départ potentielles est basée sur l'identification de configurations géométriques favorables aux éboulements (Hantz, 2001-4.2; Jaboyedoff et al., 2001-4.4; Effendiantz et al., 2004) et sur la recherche d'indices de mouvements récents. Elle permet d'identifier des compartiments rocheux susceptibles de s'ébouler (instabilité potentielle localisée), ou des zones homogènes dont la configuration est défavorable, mais dans lesquelles on ne peut distinguer aucun compartiment particulier susceptible de s'ébouler (instabilité potentielle diffuse). Les volumes des compartiments susceptibles de s'ébouler sont estimés à partir du découpage par les discontinuités.

Pour chaque zone de départ potentielle, la probabilité de rupture dans un certain délai est ensuite évaluée de manière qualitative. Le résultat de cette évaluation est une hiérarchisation des zones de départ en quelques classes correspondant à différentes probabilités de rupture. On utilise souvent trois classes correspondant à des probabilités qualifiées de faible, moyenne ou forte. Les facteurs pris en compte dans cette évaluation peuvent être définis à partir d'une analyse géomécanique qualitative du processus conduisant à un éboulement (Groupe "Falaises", 2001; Hantz et al., 2003-1.4; Effendiantz et al., 2004). Ils peuvent être regroupés dans quatre rubriques : activité, stabilité, phénomènes discontinus aléatoires, phénomènes continus ou prévisibles.

Les facteurs d'activité reflètent l'existence de mouvements actuels ou récents. En l'absence de mesures, le principal indice d'activité est l'ouverture récente de fissures. Des chutes de blocs peuvent également être dues à une déformation du versant. En cas de mouvement actuel avéré, le problème ne se pose plus seulement en terme d'aménagement du territoire, mais aussi en terme de sécurité publique. La probabilité de rupture à court terme doit alors être évaluée et des mesures de protection peuvent être préconisée (surveillance, évacuation…). Cette évaluation nécessite des mesures de déplacement, dont l'interprétation sort du cadre de cet article. En l'absence de mouvements, la probabilité de rupture est déterminée par le degré de stabilité actuel (dans les conditions courantes) et l'intensité des phénomènes susceptibles de le réduire.

Le degré de stabilité actuel dépend de la structure géologique du massif et de ses caractéristiques mécaniques et hydrogéologiques. En théorie, il peut être quantifié (par un "coefficient de sécurité") en utilisant des méthodes d'analyse utilisées couramment pour le dimensionnement de pentes futures. Mais en pratique, les incertitudes sur les différents paramètres nécessaires sont tellement grandes, que ces méthodes sont peu utilisées. L'approche sécuritaire utilisée pour le dimensionnement conduirait le plus souvent à des coefficients de sécurité inférieurs à 1 pour des compartiments qui sont pourtant stables.

Parmi les processus susceptibles de réduire le degré de stabilité, on peut distinguer des phénomènes discontinus accidentels, à caractère aléatoire (gros séismes, laves torrentielles, mises en charge hydraulique exceptionnelles…), et des phénomènes continus ou prévisibles (altération, dissolution, fatigue, érosion, déformation lente du versant, interventions humaines…). Outre la sensibilité du compartiment étudié à ces phénomènes, doivent être pris en compte la probabilité d'occurrence des évènements aléatoires et la vitesse des processus continus. A l'exception des séismes, pour lesquels une probabilité d'occurrence peut être estimée, ces probabilités et vitesses ne sont pas connues. Il n'existe donc pas de méthodes déductives quantitatives permettant de prévoir l'évolution d'un compartiment actuellement stable.

Le jugement des experts est basé sur l'évaluation des différents facteurs intervenant sur la probabilité de rupture. Dans certaines méthodes (Groupe "Falaises", 2001), chaque facteur est affecté d'un poids, qui traduit son influence sur la probabilité de rupture, et d'une note, qui reflète sa présence ou son intensité sur le site étudié. Les notes affectées à un compartiment permettent alors de calculer un indice, qui est censé refléter sa probabilité de rupture. Bien que ces méthodes présentent un caractère quantitatif, la pondération des différents facteurs reste subjective et sa validation nécessiterait une analyse statistique de données d'éboulements. Il serait alors possible de hiérarchiser les compartiments en fonction de leurs probabilités relatives de rupture (tel compartiment a une probabilité de s'ébouler durant le 21ème siècle, 10 fois plus grande que tel autre). Mais les valeurs absolues de ces probabilités ne peuvent être approchées que par la prise en compte quantitative du facteur temps. Dans l'état actuel des connaissances sur les processus conduisant aux éboulements, cette prise en compte n'est pas possible par une approche géomécanique à l'échelle du compartiment rocheux, mais seulement par une approche morphodynamique à l'échelle du versant.

3. Evaluation des fréquences d'éboulements pour une zone homogène

3.1 Analyse historique

L'analyse historique permet d'estimer le nombre moyen d'éboulements qui se produisent dans une zone homogène, pendant une certaine durée et pour une classe de volume donnée.

Elle nécessite un inventaire exhaustif des éboulements qui se sont produits dans une zone suffisamment homogène d'un point de vue géologique, morphodynamique et climatique. La période d'observation nécessaire est d'autant plus longue que les volumes concernés sont importants (leur fréquence d'éboulement est alors plus faible).

Nous avons pu effectuer une analyse historique sur les falaises de l'agglomération grenobloise, grâce à un inventaire d'éboulements rocheux réalisé par le service RTM (Restauration des Terrains en Montagne) de l'Isère (RTM, 1996; Dussauge-Peisser et al., 2002-1.6). Cet inventaire concerne des falaises bordant les massifs de la Chartreuse et du Vercors, dont la longueur cumulée et d'environ 120 km (figure 4.1). Elles sont constituées de calcaires urgonien, tithonique ou valanginien. Leur hauteur varie de 50 à 400 m. Les bancs ont généralement un pendage inférieur à 30°. Ces falaises sont relativement rectilignes sur plusieurs km, parfois sur près de 20 km, ce qui laisse supposer une vitesse de recul assez uniforme. La zone étudiée est donc relativement homogène du point de vue géologique et morphodynamique. L'inventaire comporte une centaine d'éboulements. Nous l'avons supposé exhaustif sur la période 1935-2000 pour les volumes supérieurs à 100 m^3, sur la période 1800-2000 pour les volumes supérieurs à 10^5 m^3, et sur la période 1600-2000 pour les volumes supérieurs à 10^6 m^3. Le nombre d'éboulements observés par classe de volume et la fréquence correspondante (nombre d'éboulements par siècle) sont indiqués dans le tableau 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 (par siècle)	51	14	9	1.5	0.5

Tableau 1. Période d'observation, nombre d'éboulements observés et fréquence pour chaque classe de volume (falaises calcaires de la région grenobloise).

Le nombre d'éboulements par siècle dans une zone homogène est une variable aléatoire. Certains auteurs admettent que la loi de distribution de cette variable peut être assimilée à une loi de Poisson, comme cela est généralement admis pour les séismes (Durville, 2004). Les fréquences observées doivent alors être considérées comme des estimations du nombre moyen d'éboulements par siècle.

3.2 Loi de distribution des volumes d'éboulement

La fréquence d'éboulement est d'autant plus élevée que les volumes considérés sont petits. La distribution des fréquences en fonction du volume a été étudiée par plusieurs auteurs (Dussauge-Peisser et al., 2002-1.6). Pour les différents inventaires d'éboulements étudiés, la distribution cumulée des fréquences suit une loi puissance à partir d'un certain volume :

$$n(V) = a\,V^{-b} \qquad (1)$$

n (V) étant le nombre d'éboulements par siècle, de volume supérieur à *V*. Le paramètre *b* est compris entre 0,4 et 0,7. Le paramètre a représente le nombre d'éboulements de volume supérieur à 1 m^3, si le domaine de validité de la loi s'étend jusqu'à cette valeur. Il dépend bien sûr de la surface de versant couverte par l'inventaire, mais aussi de l'activité des processus conduisant aux éboulements. Pour comparer différents sites, on peut définir le taux d'éboulement comme étant le nombre d'éboulements par siècle et par hm^2. Ce taux varie de

plusieurs ordres de grandeur, suivant le contexte géologique et morphodynamique de la zone étudiée.

L'ajustement des fréquences cumulées observées dans l'agglomération grenobloise donne les valeurs suivantes : a = 1122 ; b = 0,55. Le tableau 2 donne les fréquences observées et calculées à partir de la loi puissance (par classe de volume et cumulées).

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
Fréquence observée	51	14	9	1.5	0.5
Fréquence observée cumulée	76	25	11	2.0	0.5
Fréquence calculée cumulée	91	26	7	2.1	0.6
Fréquence calculée	65	18	5	1.5	0.6

Tableau 2. Fréquence et fréquence cumulée, observée ou calculée, pour chaque classe de volume, en supposant une distribution en loi puissance des volumes d'éboulement (falaises calcaires de la région grenobloise).

Si la loi de distribution traduit une réalité physique, la différence entre les fréquences observées et les fréquences calculées est due au caractère aléatoire du nombre d'éboulements par siècle. Les fréquences calculées constituent alors une meilleure estimation des fréquences moyennes. D'autre part, si la loi de distribution reste valide pour des classes de volumes plus gros ou plus petits que les volumes observés (invariance d'échelle), il est possible d'estimer des fréquences moyennes pour ces classes de volume. A la limite, si la loi était valable jusqu'à des volumes très faibles (il ne s'agit alors plus d'éboulements, mais d'autres processus d'érosion), il serait possible de calculer le volume total érodé par siècle.

3.3 Relation entre fréquence d'éboulement et taux d'érosion

Avec la loi de distribution donnée par l'expression (1), le volume total érodé par siècle, par éboulements de volume compris entre V_1 et V_2, est donné par l'expression suivante :

$$V_t = \int_{n(V2)}^{n(V1)} V dn = \frac{ab}{(1-b)} (V_2^{\ 1-b} - V_1^{\ 1-b}) \qquad (2)$$

b étant inférieur à 1, cette intégrale ne converge pas si V_2 tend vers l'infini. Mais comme il existe un volume d'éboulement maximal V_{max}, lié à la taille du versant, la loi de distribution réelle est la suivante :

pour $V < V_{max}$, $n(V) = a\ V^{-b}$; pour $V > V_{max}$, $n(V) = 0$ (3)

En admettant que cette loi est valide pour toute la gamme des volumes possibles, le volume total érodé par siècle est donné par l'expression :

$$V_t = \int_0^{\infty} V dn = \frac{a}{(1-b)} V_{max}^{\ 1-b} \qquad (4)$$

Si S est la surface totale de versant couverte par l'inventaire, le taux d'érosion est :

$E = V_t / S$ (5)

Si le paramètre b était indépendant du site, il serait donc possible de calculer le paramètre a à partir du taux d'érosion.

Pour les falaises calcaires de l'agglomération grenobloise, nous avons estimé le volume maximal d'éboulement à 10^7 m^3. Le tableau 3 donne les volumes éboulés par siècle pour chaque classe de volume, ainsi que le volume total érodé et le taux d'érosion.

Classe de volume (m^3)	$< 10^2$	10^2-10^3	10^3-10^4	10^4-10^5	10^5-10^6	10^6-10^7
Volume éboulé par siècle (m^3)	10 893	19 807	55 825	157 336	443 433	2 834 632
Volume total éboulé par siècle	3 521 927 m^3					
Surface de falaise	24.10^6 m^2					
Taux d'érosion	0.15 m/siècle					

Tableau 3. Volumes éboulés par siècle (calculés pour une distribuiton en loi puissance) et taux d'érosion pour les falaises calcaires de la région grenobloise.

3.4 Autres approches du taux d'érosion

En l'absence d'inventaire d'éboulements, le taux d'érosion peut parfois être estimé par d'autres méthodes. L'approche paléogéographique peut fournir une valeur moyenne sur une durée très longue (échelle de temps géologique). Par ailleurs, des mesures ponctuelles, dans l'espace et dans le temps, ont été réalisées sur des marnes. Or le taux de recul des falaises calcaires est, en moyenne, le même que celui des versants marneux sous-jacents. Dans le cas particulier des falaises côtières de craie, le recul est suffisamment rapide pour qu'il puisse être mesuré directement à l'échelle du siècle.

Pour les falaises calcaires de la région grenobloise, nous avons comparé les taux d'érosion obtenus à partir de l'inventaire d'éboulements (à l'échelle du siècle) et à partir d'une étude paléogéographique de la plate-forme urgonienne (échelle de l'ordre de 10^7 années). D'après Arnaud (1979) et Gidon (1996), la limite orientale de cette plate-forme à l'époque de sa formation (Barrémien-Aptien) correspondait à peu près à l'accident médian de Belledone (représenté sur la figure 4.1), et celle-ci se serait retrouvée émergée depuis le début du Miocène supérieur, il y a 10 millions d'années. On peut estimer, d'après la figure 4.1, que la bordure de la plate-forme a reculé de 10 à 15 km depuis qu'elle est soumise à l'érosion. Il en résulte que la vitesse moyenne de recul des falaises urgoniennes pour cette période, est de 0,10 à 0,15 m par siècle. Compte tenu des incertitudes importantes liées aux deux méthodes, on peut conclure que les taux d'érosion obtenus par les approches historique et paléogéographique sont du même ordre de grandeur.

4. Estimation quantitative de la probabilité d'éboulement dans un délai donné

Les probabilités de rupture individuelles des compartiments rocheux potentiellement instables d'un versant peuvent être estimées en recoupant les résultats fournis, d'une part, par l'approche géomécanique locale décrite au paragraphe 2, et, d'autre part, par l'approche morphodynamique globale décrite au paragraphe 3.

Supposons que, pour une classe de volume donnée, les compartiments aient été classés en trois classes, correspondant à des probabilités de rupture, dans un délai d'un siècle, p_1, p_2 et p_3, telles que :

$$p_2 = p_1 / f \text{ et } p_3 = p_1 / f^2 \qquad (6)$$

L'espérance mathématique du nombre d'éboulements dans un délai d'un siècle est :

$$n = \Sigma m_i \, p_i \qquad (7)$$

m_i étant le nombre de compartiments recensés dans la classe i. Cette espérance n est fournie, pour chaque classe de volume, par l'étude morphodynamique. En combinant les équations (6) et (7), on obtient la probabilité inconnue p_1 :

$$p_1 = n f^2 / (m_1 f^2 + m_2 f + m_3) \quad (8)$$

Dans l'agglomération grenobloise, une évaluation du danger d'éboulement est actuellement en cours. Supposons qu'elle conduise à une hiérarchisation des compartiments détectés en deux classes, les compartiments de la seconde classe ayant une probabilité de rupture 10 fois plus faible que ceux de la première (f = 10). Supposons également que, dans la classe de volume 10^5-10^6 m^3 (n = 1,5, tableau 2), il y ait 10 compartiments dans la première classe et 20 dans la seconde. La probabilité de rupture des compartiments de la première classe est alors de 0,125 et celle des compartiments de la seconde classe de 0,0125.

Compte tenu des nombreuses incertitudes qui pèsent nécessairement sur les différents paramètres, ce type de résultat doit être considéré de manière semi-quantitative. Il permettrait cependant de donner un ordre de grandeur des probabilités de rupture associées aux différentes classes de danger qui, actuellement ne sont définies que par des qualificatifs (probabilité faible, moyenne, forte…).

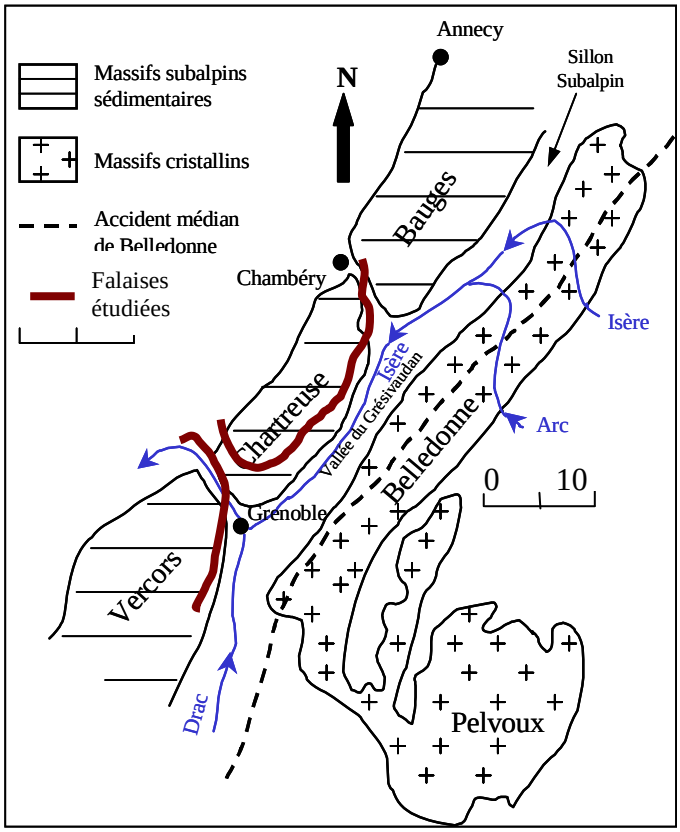

Figure 4.1. Contexte géologique de l'agglomération grenobloise, d'après Gidon [5]

5. Conclusion

Une approche quantitative de la probabilité de rupture des compartiments rocheux potentiellement instables a été proposée. Elle s'appuie, d'une part, sur une analyse géomécanique ayant pour but de classer ces compartiments en fonction de leur probabilité relative d'éboulement, et, d'autre part, sur une étude morphodynamique à l'échelle du versant, qui fournit des fréquences moyennes d'éboulements correspondant à différentes classes de volume. La mise en évidence d'une loi de distribution des volumes d'éboulement permet

d'estimer ces fréquences directement, à partir d'un inventaire d'éboulements, ou indirectement, à partir du taux de recul du versant. L'analyse de plusieurs inventaires permettrait d'établir une relation entre les paramètres de cette loi et les caractéristiques géomorphologiques du versant. L'estimation des probabilités relatives de rupture, basée sur l'observation des différents facteurs d'influence, reste actuellement trop subjective. Une analyse statistique des ces facteurs, à partir d'une base de données, permettrait une meilleure estimation.

Chapitre V

La prévision du comportement à court terme

1. Modélisation du mécanisme de déformation et de rupture

La prévision à court terme du comportement d'une masse rocheuse déjà en mouvement consiste à estimer sa date de rupture probable, mais aussi à préciser le mécanisme de la rupture et le volume susceptible de s'ébouler. Dans certains cas, les limites de la masse en mouvement apparaissent clairement et ses caractéristiques sont faciles à prévoir. Mais ce n'est généralement pas le cas des déformations gravitaires profondes, comme celles qui affectent le versant de Séchilienne, près de Grenoble. Dans ce cas particulier, la modélisation mécanique nous a permis de mettre en évidence un mécanisme de déformation complexe du versant, compatible avec les observations effectuées en surface et en galerie (Vengeon et al., 1996-5.7, 1998-4.6, 1999-5.4). D'autres auteurs (Forlati et al., 2001; Merrien-Soukatchoff et al., 2001; Alfonsi et al., 2004; Eberhardt et al., 2004; Poisel et Preh, 2004; Hürlimann et al., 2006) ont également utilisé la modélisation mécanique dans l'objectif de mieux comprendre le mécanisme de déformation d'un versant.

Le versant de Séchilienne, orienté vers le sud, a une pente d'environ 40° dans sa partie inférieure et voisine de 20° dans sa partie supérieure (figure 5.1). Le massif est constitué de micaschiste, avec une foliation subverticale de direction N-S, pratiquement perpendiculaire au versant et permettant le découpage latéral de la masse en mouvement, dont le volume est de l'ordre de 50 à 100 hm^3 (Antoine et al., 1998-4.5; Durville et al., 2004). L'étude structurale a révélé 4 familles de fractures : trois familles subverticales de directions respectives E-W, NE-SW et NW-SE, et une famille de fractures E-W, inclinées de 30 à 60° vers la vallée et d'extension limitée. Les fractures subverticales E-W semblent avoir joué un rôle important dans la déformation du versant, en étant à l'origine des principaux escarpements qui caractérisent sa morphologie (Vengeon et al., 1999-5.4).

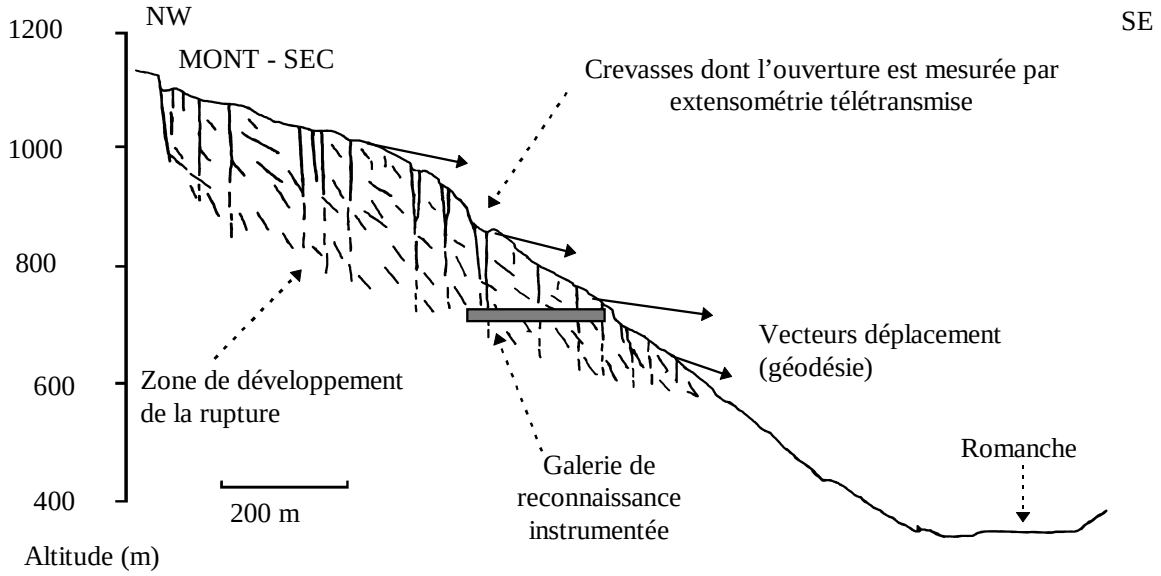

Figure 5.1. Coupe schématique du versant de Séchilienne (Vengeon et al. 1999-5.4)

Pour expliquer cette morphologie, nous avons simulé, par les méthodes des éléments finis et des éléments distincts, la déformation plane d'un massif découpé par des fractures verticales, lors de l'excavation d'une vallée de même direction que les fractures (DEA J-M. Vengeon, DEA D. Ract, Vengeon et al., 1996-5.7). En plus du rebond élastique, qui se produit également avec un modèle continu, la déformation du versant se caractérise par un basculement vers le vide des tranches verticales, associé à un cisaillement des joints et à leur ouverture à proximité de la surface. Ce phénomène est amplifié lorsque la pente du versant ou la contrainte horizontale augmente, ou lorsque l'angle de frottement des joints diminue. Il est représenté sur la figure 5.2, dans le cas d'un versant vertical sans contrainte tectonique.

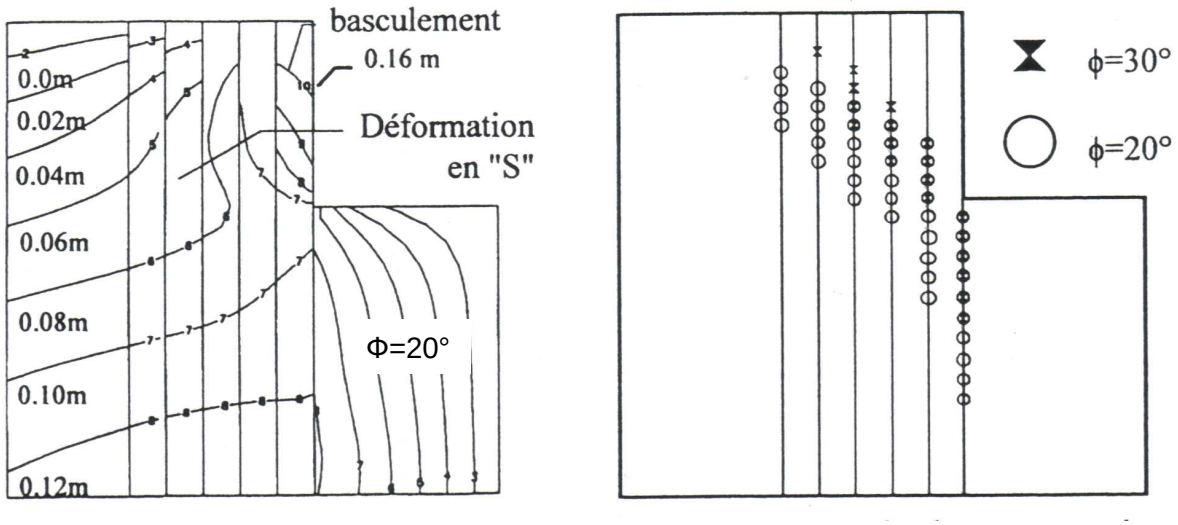

Figure 5.2. Déplacements horizontaux dans un massif découpé par 6 joints verticaux (gauche) et zones de glissement sur les joints pour deux valeurs de l'angle de frottement Φ (droite). D'après Vengeon et al. (1998-4.6).

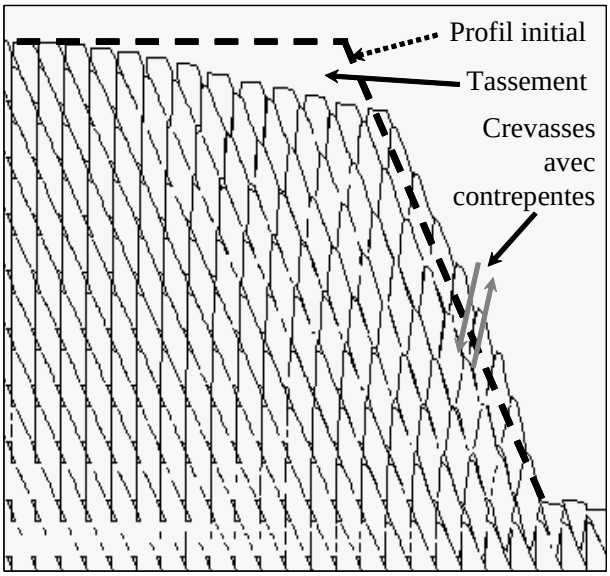

Figure 5.3. Simulation de la déformation du versant par la méthode des éléments distincts. D'après Vengeon et al. (1999-5.4).

Dans le cadre de sa thèse, J-M. Vengeon a ensuite simulé, par la méthode des éléments distincts, la déformation plane d'un massif découpé par 3 familles de joints (Vengeon et al., 1998-4.6, 1999-5.4). La pente du versant lors de la fonte du glacier a été supposée égale à 63°. La figure 5.3 représente la déformation du versant à une étape intermédiaire du calcul. Elle met en évidence un mécanisme complexe, avec glissement et basculement simultanés de blocs, qui explique qualitativement les mécanismes de déformation observés. Le tassement sommital est dû au glissement contenu d'une partie du massif sur les fractures parallèles au versant. Les crevasses et les contrepentes sont dues à la flexion des tranches verticales et à leur rebond élastique différentiel.

Les simulations effectuées ne peuvent fournir qu'un modèle qualitatif de la déformation du versant, car elles sont basées sur un modèle de comportement instantané du massif, qui ne prend pas en compte les déformations différées et suppose donc une réponse instantanée de celui-ci à la disparition du glacier. Des méthodes utilisant des lois de fluage tertiaire ont été proposées pour modéliser le comportement différé d'un massif fracturé, mais nous avons vu dans le chapitre III les difficultés pratiques qu'elles posent, même dans le cas de mécanismes simples. La modélisation mécanique ne permet donc pas actuellement de prévoir quantitativement une date de rupture du versant. Mais elle contribue, avec l'auscultation, à la connaissance du mécanisme de déformation du versant, qui est nécessaire à toute prévision. Elle constitue un des éléments sur lesquels s'est appuyé le collège d'expert chargé d'évaluer les scénarios d'évolution du versant (Panet et al., 2000).

2. Prévision de la date de rupture

2.1. Lois de fluage tertiaire

Une première loi empirique permettant de prévoir la date de rupture à l'issue d'un fluage tertiaire a été établie par Saito (1969, cf. Voight, 1989, et Federico et al., 2004) à partir d'expériences en laboratoire. Elle indique que le temps restant avant la rupture $(t_r - t)$ est proportionnel à l'inverse de la vitesse. D'autres auteurs (Yamaguchi, 1978 ; Azimi et al., 1988) ont ensuite montré que certaines ruptures étaient mieux prédites avec une loi plus générale, dans laquelle le temps avant rupture est proportionnel à l'inverse de la vitesse affectée d'un exposant positif. A partir d'expériences en laboratoire, Fukuzono (1985) a établi une relation entre l'accélération et la vitesse v :

$$dv/dt = A\, v^{\alpha} \qquad (1)$$

A et α étant des constantes. L'intégration de cette relation pour $\alpha > 1$, avec pour condition limite une vitesse infinie au moment de la rupture, donne une relation identique à celle de Yamaguchi (1978) :

$$(t_r - t) = (A(\alpha-1))^{(1-\alpha)}\, v^{(1-\alpha)} \qquad (2)$$

La loi de Saito (1969) en est un cas particulier, correspondant à $\alpha = 2$. La plupart des prévisions de rupture (plus ou moins déterministes) sont effectuées en utilisant ces lois de fluage tertiaire. Cependant, Voight (1989) a proposé d'appliquer la relation de Fukuzono (1985) à d'autres grandeurs mesurables, telles que l'énergie sismique libérée lors de la déformation. Nous avons réalisé, dans le cadre de la thèse de D. Amitrano (1999), des essais de rupture en laboratoire, dans l'objectif d'identifier des paramètres utilisables dans la prévision à court terme de la rupture, tels que le contenu fréquentiel des signaux sismiques, l'énergie sismique libérée ou la distribution des tailles d'évènement (Amitrano et al., 1996-5.6, 1998-5.5, 1999-1.7, 1999-5.3). Les résultats sont présentés au paragraphe suivant.

2.2. Utilisation de l'émission acoustique

Suivant le cas, la rupture "finale" conduisant à un éboulement se produit dans de la roche intacte ou sur un joint préexistant. C'est pourquoi nous avons effectué des essais de compression triaxiale d'une part sur des échantillons de granite intact, pour étudier le comportement du matériau intact, mais aussi celui du joint rugueux créé lors de la rupture,

d'autre part sur des échantillons sciés, dans le but d'observer la rupture d'un joint lisse (Amitrano et al., 1996-5.6, 1998-5.5, 1999-1.7, 1999-5.3).
Les résultats les plus intéressants concernent la distribution des amplitudes des évènements sismiques, qui suit une loi puissance :

$$N(>A) = cA^{-b} \quad (3)$$

N(>A) étant le nombre d'évènements dont l'amplitude est supérieure à *A*, *c* et *b* des constantes. Comme l'avaient déjà montré Scholz (1968) puis d'autres auteurs (cf Amitrano et al., 1998-5.5) pour des échantillons intacts, nous avons observé une diminution de l'exposant b à l'approche de la rupture. De plus, nous avons observé que la valeur de *b* (correspondant à la phase élastique, pré-rupture ou post-rupture) diminue lorsque la pression de confinement augmente (cf Amitrano et al., 1998-5.5).

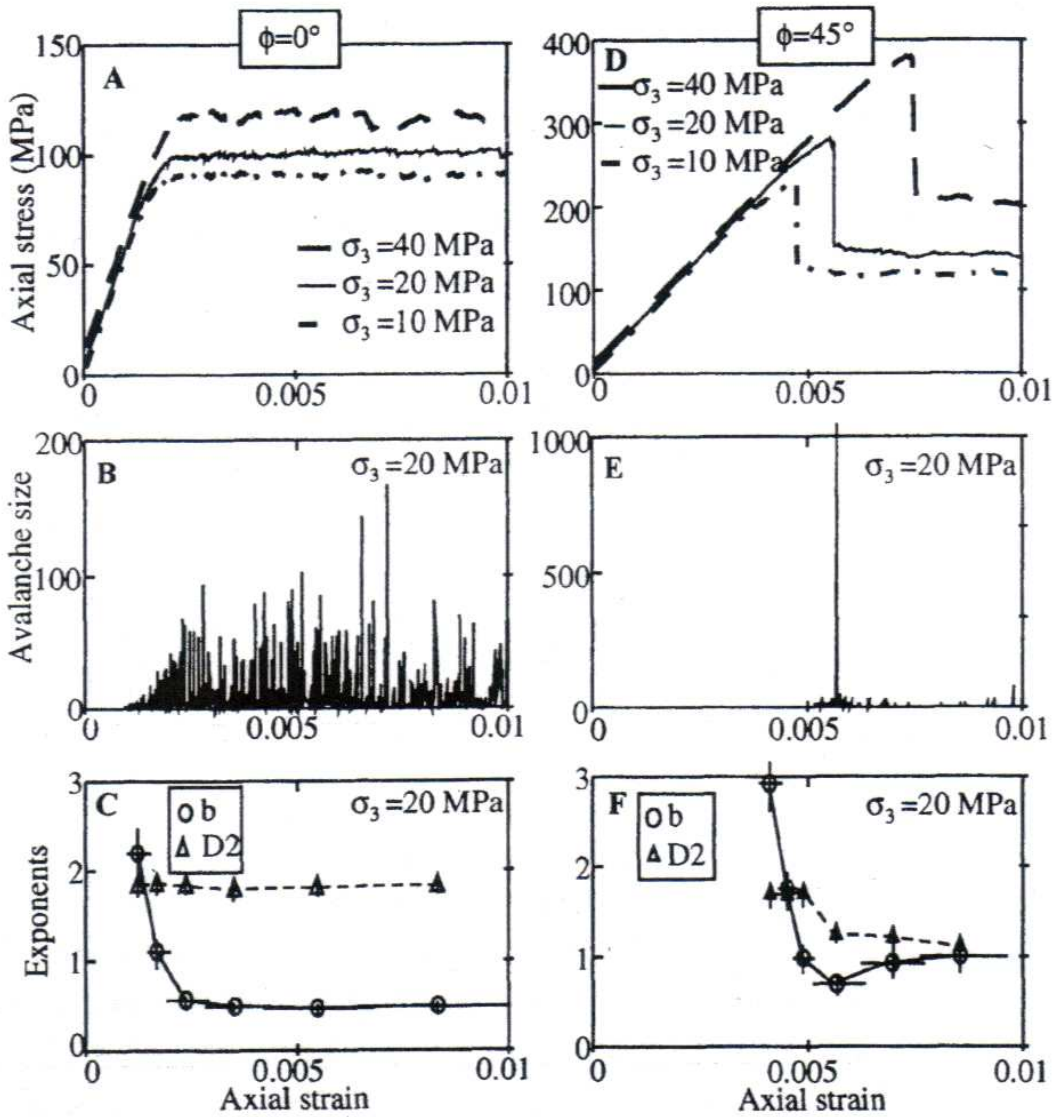

Figure 5.4. Simulation numérique d'un essai de compression triaxiale pour Φ=0° (A,B,C) et Φ=45° (D,E,F). $E_{initial}$=50 GPa, ν=0,25, cohésion aléatoire entre 25 et 50 MPa, endommagement D=0,05. Taille d'avalanche: nombre d'endommagements élémentaires. b est l'exposant de la loi puissance. La dimension de corrélation spatiale, D2, met en évidence la localisation de l'endommagement. D'après Amitrano et al. (1999-1.7)

Amitrano a ensuite développé un modèle numérique basé sur l'endommagement élastique progressif et sur la méthode des éléments finis, afin de simuler l'émission acoustique et le comportement mécanique des roches. Chaque élément a une cohésion initiale tirée au sort entre deux valeurs extrêmes. Lorsque son critère de rupture est atteint, son module diminue dans une proportion égale au coefficient d'endommagement *D*. La simulation d'essais triaxiaux réalisés sur différentes roches montre que l'exposant *b* reflète le caractère plus ou moins fragile (ou ductile) de la roche, déterminé par l'angle de frottement interne (Amitrano et al., 1999-1.7, 1999-5.3). En effet, on constate sur la figure 5.4 que pour une même pression de confinement, les valeurs de l'exposant *b* à différents stades de la simulation sont nettement plus faibles pour une valeur d'angle de frottement de 0° que pour une valeur de 45° : le comportement fragile se caractérise par des valeurs de *b* évoluant de 3 en phase élastique à 1 en phase post-rupture (cisaillement de joint rugueux), alors qu'avec un comportement ductile, *b* varie de 2 en phase élastique à moins de 0,5 en phase plastique.

Les essais sur des joints sciés (lisses) montrent un comportement d'abord très ductile, suivi d'un phénomène de "stick-slip" (figure 5.5). Comme pour la roche intacte, l'exposant *b* diminue au cours du cisaillement, ainsi qu'avec la pression de confinement (figure 5.6), mais les valeurs sont nettement plus faibles, de l'ordre de 0,25 en phase plastique. Pour une même roche (granite), l'exposant *b* apparaît donc comme un indicateur (voire un annonciateur) du caractère fragile ou ductile de la déformation en cours. Il pourrait donc être utilisé pour diagnostiquer le type d'évolution (fragile ou ductile) d'un mouvement de terrain.

3. Conclusion

La prévision, même à court terme, de l'évolution d'un mouvement de versant reste délicate malgré les progrès réalisés en modélisation mécanique et dans la connaissance des lois de fluage tertiaire.

Dans le cas du mouvement de versant de Séchilienne, la modélisation par éléments distincts a contribué, avec l'auscultation, à la connaissance du mécanisme de déformation du versant, qui est nécessaire à toute prévision. La modélisation de la rupture des blocs du modèle permettrait de déterminer les volumes possibles susceptibles de s'ébouler et de simuler leur propagation. Pour cela, il est nécessaire d'utiliser une méthode d'éléments discrets plus évoluée, comme par exemple celle mise en oeuvre dans le code PFC, que nous utilisons dans le cadre de la thèse de J. Banton (2005-2008).

Les résultats obtenus en étudiant l'émission acoustique d'échantillons rocheux au laboratoire, permettent d'espérer que l'instrumentation micro-sismique des mouvements de terrain contribuera à une meilleure connaissance des mécanismes de rupture et à une meilleure prévision de l'évolution de ces mouvements.

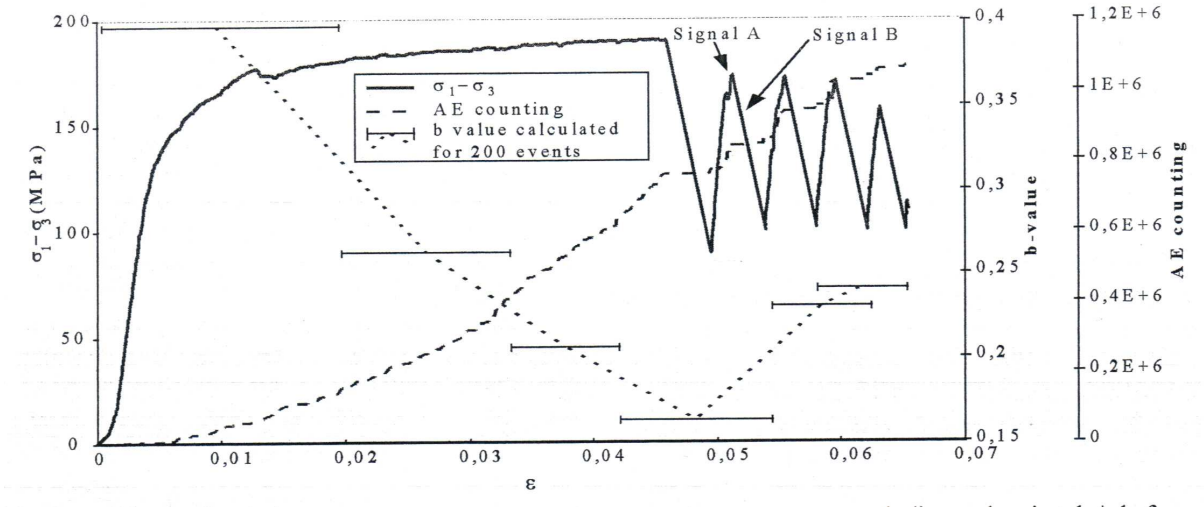

Figure 5.5. Essai triaxial sur un échantillon scié (σ_3=60 MPa). D'après Amitrano et al. (1998-5.5).

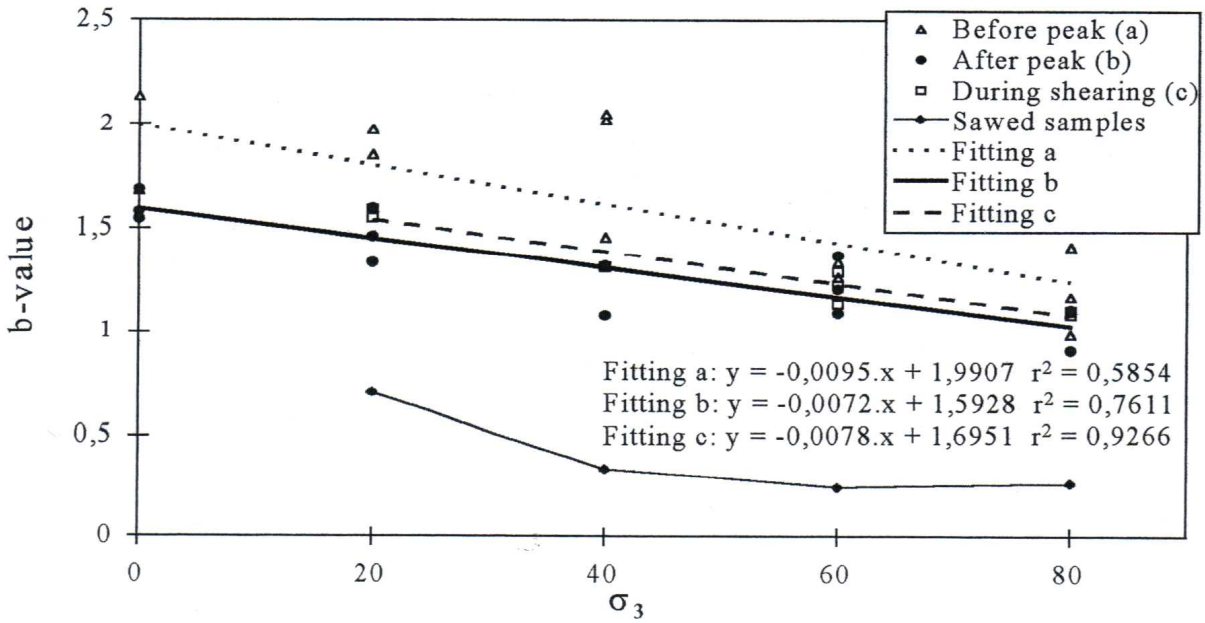

Figure 5.6. Valeur de l'exposant b en fonction de la pression de confinement σ_3, pour des éprouvettes initialement intactes ou sciées. D'après Amitrano et al. (1998-5.5).

Conclusion générale

L'évaluation de l'aléa éboulement à long terme et à grande échelle nécessite d'abord la détection des compartiments rocheux susceptibles de s'ébouler, puis l'estimation de la probabilité de rupture de chacun d'eux, dans le délai considéré.

La détection s'appuie sur la connaissance des configurations pouvant donner lieu à des éboulements. Certaines d'entre elles sont spécifiques à la géologie et à la morphologie du versant. L'analyse en retour d'éboulements survenus dans les falaises calcaires de la région grenobloise nous a permis de préciser les configurations spécifiques à ce type de falaise (thèse M. Frayssines; Frayssines et Hantz, 2006-1.3). La détection automatique est possible pour des talus artificiels (thèse E. Tanays; Tanays et al., 1992-1.8; Fleurisson et al., 1992-5.10) ou des versants naturels suffisamment réguliers, mais l'observation directe (in situ ou stéréoscopique) est indispensable dans certains cas, notamment pour les falaises calcaires. Cependant, elle pourrait être améliorée par une analyse structurale à grande échelle, effectuée à partir de prises de vues laser ou stéréophotographiques.

L'analyse géomécanique des compartiments potentiellement instables présente beaucoup trop d'incertitudes pour permettre, à elle seule, l'estimation quantitative de la probabilité de rupture en fonction du délai. C'est pourquoi, dans la pratique actuelle, seule une estimation qualitative (et nécessairement subjective) est effectuée. Pour tendre vers une estimation plus quantitative, nous avons développé une approche multi-échelles et multidisciplinaire.

A l'échelle locale, nous avons introduit les ponts rocheux dans l'analyse mécanique et tenté de valider des lois rhéologiques, en développant le concept d'analyse en retour historique (thèse M. Frayssines; Frayssines et Hantz, soumis-1.1). Mais l'analyse mécanique a priori (avant éboulement) est limitée par la mauvaise connaissance de la fracturation des massifs rocheux, en particulier de la persistance des discontinuités. Dans les falaises calcaires, l'utilisation du géoradar fournit des informations supplémentaires sur cette persistance (thèse C. Dussauge; Dussauge-Peisser et al., 2003-1.5; Deparis et al., accepté-1.2). L'étude du bruit de fond sismique pourrait évaluer la qualité du couplage mécanique entre un compartiment proche de l'instabilité et le massif stable. Parallèlement à cette approche mécanique, nous avons pour objectif de déterminer les facteurs favorables aux éboulements, par analyse statistique d'une base de données en cours de développement. On peut espérer qu'à défaut de fournir une estimation de la probabilité de rupture absolue, l'étude locale des compartiments potentiellement instables dans un versant (par une approche mécanique et/ou statistique) permette de les classer suivant leur probabilité relative de rupture.

A l'échelle du versant, nous avons développé une approche géodynamique (ou historique) qui fournit une estimation du nombre d'éboulements attendus dans un certain délai (thèse C. Dussauge; Dussauge-Peisser et al., 2002-1.6). Ce nombre permet de contraindre les probabilités relatives estimées localement pour aboutir à des probabilités absolues, qui sont calées sur le comportement passé du versant (Vengeon et al., 2001-2.2; Hantz et al., 2003-1.4). Cette approche géodynamique s'appuie sur un modèle original d'érosion par éboulement, établi à partir d'une base de données historique d'éboulements et de datations par les isotopes cosmogéniques (Hantz et Frayssines, 2007-2.1). Ce modèle demande encore à être validé à différentes échelles de temps et d'espace, grâce à des bases de données en cours de développement.

La prévision à court terme consiste à évaluer la date de l'éboulement éventuel d'une masse rocheuse déjà en mouvement, ainsi que le volume susceptible de s'ébouler. Elle s'appuie sur l'auscultation du site. La modélisation d'un grand mouvement de versant complexe nous a

permis de mieux connaître son mécanisme de déformation et de contribuer ainsi à la prévision de son comportement futur (Vengeon et al., 1999-5.4).

La prévision de la date de rupture reste un problème très délicat, même si quelques prévisions ont pu être effectuées avec succès. Par des expérimentations en laboratoire, nous avons montré que l'analyse de l'émission acoustique pourrait également contribuer à la connaissance des mécanismes de déformation et à la prévision de la rupture (thèse D. Amitrano; Amitrano et al., 1998-5.5; Amitrano et al., 1999-1.7). La poursuite de ces expérimentations, ainsi que l'auscultation microsismique de plusieurs sites d'éboulement potentiel, sont nécessaires pour préciser les potentialités de cette approche.

Références bibliographiques

(en dehors de celles de l'auteur, qui sont numérotées dans le texte et référencées à la page 63)

Alfonsi, P., Durville, J-L., Pothérat, P. (2004) The morphology of deep-seated slope deformations: simple explanations or sophisticated interpretations? In: *Landslides: Evaluation and Stabilization*, Lacerda, Ehrlich, Fontoura sayao (eds), pp. 1111-1117.

Amitrano D., Helmstetter A. (2006) Brittle creep, damage and time to failure in rocks. *J. Geophys. Res.*, 111, B11201, doi:10.1029/2005JB004252.

Arnaud, H. (1979) Paleogeography of the Urgonian limestones of the Southern France. *Géobios*, Mémoire spécial 3, 363–383.

Atkinson B.K. (1984) Subcritical crack growth in geological materials. *J. Geophys. Res.*, 89, pp.4077-4114.

Azimi, C., Biarez, J., Desvarreux, P., Keime, F. (1988) Prévision d'éboulement en terrain gypseux. *Proc. 5th Int. Symp. on Landslides*, Lausanne, pp. 531-536.

Bieniawski, Z. T., Van Heerden, W. L. (1975) The significance of in situ tests on large rock specimens. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 12, 101-113.

Call, R. D., Nicholas, D. E. (1978) Prediction of step path failure geometry for slope stability analysis. *Proc. 19th U.S. Symp. on Rock Mechanics*.

Castelli, M., Scavia, C. (2004) Fracture mechanics approach to the study of failure in rock. *Revue européenne de génie civil*. 8, 653-682.

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, vol.247. National Academy Press, Washington, DC, pp. 36–75.

Delannoy J-J. (1984) Le Vercors: un massif de la moyenne montagne alpine. *Karstologia 3*, pp.34-35.

Deparis, J., Fricout, B., Jongmans, D., Villemin, T., Effendiantz, L., Mathy, A. (2007) Combined use of geophysical methods and remote techniques for characterizing the fracture network of a potential unstable cliff site (Vercors Massif, France).

Durville, J-L. (2004) Quelques remarques sur l'emploi des probabilités dans le domaine des risques naturels. Cas des mouvements de terrain. Bull. des Lab. des Ponts et Chaussées, 249, pp. 3-17.

Durville, J-L., Effendiantz, L., Pothérat, P., Marchesini, P. (2004) The Séchilienne landslide. In: Identification and Mitigation of Large Landslides Risks in Europe, Bonnard, Ch., Forlati, F., Scavia, C. eds., Balkema, 253-269.

Eberhardt, E., Stead, D., Coggan, J.S., 2004. Numerical analysis of initiation and progressive failure in natural rock slopes—the 1991 Randa rockslide. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 41 (1), 69– 87.

Effendiantz, L., Guillemin, P., Rochet, L., Pauly, J-C., Payany, M. (2004) Les études spécifiques d'aléa lié aux éboulements rocheux. *Collection Environnement, les risques naturels*, LCPC.

Einstein, H.H., Veneziano, D., Baecher, G.B., O'Reilly, K.J. (1983) The effect of discontinuiuty persistance on rock slope stability. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 20 (5), 227-236.

Federico, A., Popescu, M., Fidelibus, C., Interno, G. (2004) On the prediction of the time of occurrence of a slope failure: a review. In: *Landslides: Evaluation and Stabilization*, Lacerda, Ehrlich, Fontoura sayao (eds), pp. 979-983.

Forlati, F., Gioda, G., Scavia, C., 2001. Finite element analysis of a deep-seated slope deformation. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 34 (2), 135– 159.

Frayssines, M. (2005) Contribution à l'évaluation de l'aléa éboulement rocheux (rupture). Mémoire de thèse, Université Joseph Fourier, Grenoble, 218 p.

Fukuzono, T. (1985) A new method for predicting the failure time of a slope. *Proc. 4th Int. Conf. and Field Workshop on Landslides*, Tokyo, pp. 145-150.

Genevois R., Prestininzi A. (1979) Time-dependent behaviour of granitic Rocks related to their alteration grade. *Proc. 4th Congr. of the Int. Soc. for Rock Mechanics, Montreux.*

GEO-TER (2002) Révision du zonage sismique de la France, étude probabiliste. Rapport n°GTR/MATE/0701-150.

Gidon, M. (1996) Vues nouvelles sur la structure des massifs des Bornes et des Bauges orientales. *Géologie alpine*, 72, 35-59.

Glynn, E.F., Veneziano, D., Einstein, H.H. (1978) The probabilistic model for shearing resistance of jointed rock. *Proc. 19th U.S. Symp. on Rock Mechanics*.

Goodman, R.E., Shi, G.H. (1985) Block Theory and its Application to Rock Engineering. Prentice-Hall, London, 338 p.

Goodman, R.E. (1989) Introduction to Rock Mechanics. John Wiley & sons, 562 p.

Groupe "Falaises" (2001). Prévention des mouvements de versants et des instabilités de falaises - Confrontation des méthodes d'étude des éboulements rocheux dans l'arc alpin. Programme Interreg II C.

Gunzburger Y., Merrien-Soukatchoff V., Guglielmi Y. (2005) Influence of daily surface temperature fluctuations on rock slope stability: Case study of the Rochers de Valabres slope (France). *Int. Journ. of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 42 (3), pp.331-349.

Hoek E., Brown E.T. (1980) Underground Excavations in Rock. The Institution of Mining and Metallurgy, Londres.

Hoek E., Bray J.W. (1981) Rock Slope Engineering. The Institution of Mining and Metallurgy, Londres, 358 pages.

Hungr O., Evans S. G., Hazzard J. (1999) Magnitude and frequency of rock falls along the main transportation corridors of southwestern British Columbia, *Canadian Geotechnical Journal*, 36, 224–238, 1999.

Hürlimann, M., Ledesma, A., Corominas, J., Prat, P. (2006) The deep-seated slope deformation at Encampadana, Andorra: Representation of morphologic features by numerical modelling. *Engineering Geology* , 83 : 343-357.

Hutchinson, J.N. (1988) General report : morphological and geotechnical parameters of landslides in relation to geology and hydrogeology. In: Bonnard, C. (Ed.), *Proceedings of 5th International Symposium on Landslides*, Lausanne, Switzerland, vol. 1. A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 3–35.

Itasca (1999) Universal distinct element code (UDEC) version 3.10. Itasca consulting group, Inc. Minneapolis, USA.

Jaboyedoff, M. (2002) Matterocking, User's guide. CREALP.

Jeannin, M., Garambois, S., Gregoire, C., Jongmans, D. (2006): Multi-configuration GPR measurements for geometrical fracture characterization in limestone cliffs (Alps). *Geophysics*. 71, B85-B92.

Jongmans, D., Deparis, J., Villemin, T., Fricout, B., Mathy, A., Meric, O., Effendiantz, L. (2007) Caractérisation multi-méthodes des aléas d'éboulements en masse. Projet CAMUS, Rapport final, Ministère de l'Ecologie et du Développement Durable.

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*. 36 (1), 27–38.

Kranz R. (1980) The effect of confining pressure and difference stress on static fatigue of granite. *J. Geophys. Res.*, 85, pp.1854-1866.

Kupper M. (1981) Les vitesses d'érosion du calcaire. Etude de processus actuels sous différents climats. Thèse, Liège.

Lama, R. D., and Vutukuri, V. S. (1978) Handbook on Mechanical Properties of Rocks. Vol. II: Testing Techniques and Results. Trans Tech Publications, Switzerland, 481p.

Merrien-Soukatchoff, V., Quenot, X., Gugliemi, 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, pp. 133-142.

Miura K., Okui, Y., Horii, H. (2003) Micromechanics-based prediction of creep failure of hard rock for long-term safety of high-level radioactive waste disposal system. *Mechanics of Materials* 35 (2003) 587–601.

Panet, M., Rotheval, J-P. (1976) Stabilité des masses rocheuses. In: La mécanique des roches appliquée aux ouvrages de génie civil. AAIAEENPC, 109-119.

Panet, M. (1987) Renforcement des fondations et des talus à l'aide d'ancrages actifs et passifs. *Proc. 6th Int. Congr. Rock Mech.*, Montreal, Vol.3, 1569–1578.

Panet, M., Bonnard, C., Lunardi, P., Presbitero, M. (2000) Expertise relative aux risques d'éboulement du versant des ruines de Séchilienne. Rapport du collège d'experts, Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement.

Paronuzzi, P., Serafini, W. (2005) The influence of rock bridges in block fall processes. *Italian Journal of Engineering Geology and Environment.* 1, 37-55.

Poisel, R., Preh, A. (2004) Rock slope initial failure mechanisms and their mechanical models. *Felsbau* 22, No. 2, pp. 40-45.

Ramirez-Rascon, A. (1984) Analyse géotechnique des glissements de versants sédimentaires sur des plans de stratification. Thèse, Université Joseph Fourier, Grenoble, 180 p.

Rouiller, J.-D., Jaboyedoff, M., Marro, C., Phlippossian, F. and Mamin, M., 1998. Pentes intables dans le Pennique valaisan. Matterock: une méthodologie d'auscultation des falaises et de détection des éboulements majeurs potentiels. Rapport final du PNR31. VDF, Zürich, 239 pp.

Rovera G. (1997) L'éboulisation des corniches de calcaire urgonien dans le massif de la Grande Chartreuse. *Environnements périglaciaires,* XXII-4, pp.13-27.

RTM (1996) Inventaire des mouvements rocheux, Secteur de l'Y grenoblois. Rapport du Service de Restauration des Terrains en Montagne de l'Isère, Grenoble, France.

Saito, M. (1969) Forecasting time of slope failure by tertiary creep. *7th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Int. Soc. of Soil Mech. and Found. Eng., Mexico City.

Scavia, C. (1995) A method for the study of crack propagation in rock structures. *Géotechnique.* 45 (3), 447–463.

Scavia, C., Saetta, V. (2001) Metodo meccanico-probabilistico per l'analisi della stabilità dei pendii in roccia. In: Carere, K., Rato, S., Zanolini, F. (eds), *Prevenzione dei fenomeni di instabilità delle pareti rocciose, Programma Interreg IIC*. 116-132.

Scholz, C. H. (1968) The frequency-magnitude relation of microfracturing in rock and its relation to earthquakes. *Bull. Seismol. Soc. Am.* 58(1): 399-415.

Siame L.L., Braucher R., Bourlès D.L. (2000) Les nucléides Cosmogéniques produits in-situ : de nouveaux outils en géomorphologie quantitative. *Bulletin de la Société Géologique de France* 171 (4), 383-396.

Tanays E. (1989) Approche algorithmique des conceptions géométrique et géotechnique de mines à ciel ouvert. Application à la mine de Carmaux. Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris.

Varnes, D.J., Int. Association of Engineering Geology Commission on Landslides (1984) Landslide hazard zonation: a review of principles and practice. Natural Hazards, vol. 3. UNESCO, Paris. 63 pp.

Voight, B. (1989) A relation to describe rate-dependent material failure. *Science*, 243, 200–203.

Voyat, I., Roncella, R., Forlani, G. & Ferrero, A.M. (2006) Advanced techniques for geostructural surveys in modeling fractured rock masses: application to two Alpines sites. In: *41st US Symposium on Rock Mechanics, Golden, 17-21 June 2006.*

Wieczorek G. F., Snyder J. B., Alger C. S., Isaacson K. A. (1992) Yosemite historical rockfall inventory, *U.S. Geol.Surv. Open File Report*, 92–387, 38, 1992.

Yamaguchi, S. (1978) Some notices of countermeasure for landslide and slope failure. *Landslides Prevention and Slope Stability*, Sogo Doboku Laboratory, 2: 14-24 (in Japanese).

Publications, communications et travaux scientifiques de l'auteur

1. Revues internationales avec comité de lecture (11)

1.1. Frayssines, M., Hantz, D. (2007) Modelling and back analysing failures in steep limestone cliffs. *Rock Mechanics & Rock Engineering*, soumis.
1.2. Deparis J., Garambois S. & D. Hantz (2007) On the potential of Ground Penetrating Radar to help rock fall hazard assessment of a limestone scale. *Engineering Geology*, 94, 89-102.
1.3. Frayssines, M., Hantz, D. (2006) Failure mechanisms and triggering factors in calcareous cliffs of the Subalpine ranges (French Alps). *Engineering Geology,* 86, 256-270.
1.4. 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: 1-9.
1.5. Dussauge-Peisser C., Wathelet M., Jongmans D., Hantz D., Couturier B., Sintes M. (2003) Investigation of a fractured limestone cliff (Chartreuse Massif, France) using seismic tomography and ground penetrating radar. *Near Surface Geophysics,* 2003, 161-170.
1.6. Dussauge-Peisser C, Helmstetter A, Grasso J-R, Hantz D, Jeannin M, Giraud A. (2002) Probabilistic approach to rock fall hazard assessment: potential of historical data analysis. *Natural Hazards and Earth System Sciences,* 2: 1-13.
1.7. Amitrano D., Grasso J-R., Hantz D. (1999) From diffuse to localised damage through elastic interaction. *Geophysical Research Letters, vol.26, n°14,* p.2109-2112.
1.8. Tanays E., Cojean R., Hantz D. (1992) A software to design open pit geometry and to draw open pit plans. *Int. Journal of Surface Mining and Reclamation,* vol. 6, pp. 91-98.
1.9. Hantz D. (1988) Slope design in surface mines. *Int. Journal of Surface Mining,* vol.2, pp.87-92.
1.10. Hantz D., Lliboutry L. (1983) Waterways, ice permeability at depth, and water pressures at Glacier d'Argentières, French Alps. *Journal of Glaciology,* vol.29, n°102, pp.227-239.
1.11. Hantz D., Lliboutry L. (1981) The inverse problem for valley glacier flow. *Journal of Glaciology,* vol.27, n°95, pp.179-184.

2. Revues nationales avec comité de lecture (2)

2.1. Hantz D., Frayssines, M. (2007) Contribution à l'évaluation de la durée de vie d'un compartiment rocheux susceptible de s'ébouler. *Revue Française de Géotechnique,* n°119, 65-79.
2.2. Vengeon J-M, Hantz D, Dussauge C. (2001) Prédictibilité des éboulements rocheux : approche probabiliste par combinaison d'études historiques et géomécaniques. *Revue Française de Géotechnique, n°95/96,* pp.143-154.

3. Revues techniques (4)

3.1. Hantz, D., Jongmans, D. (2005) L'apport de la recherche dans l'évaluation de l'aléa éboulement rocheux. *Risques Infos,* n°16, p.18-20.

3.2. Hantz D. (1989) Stabilité à long terme des terrils et dépôts de terre. *Industrie minérale, mines carrières,* nov. 89, pp.109-114.
3.3. Hantz D., Tritsch J-J., Vuillaume P. (1989) Principaux effets de l'exploitation des carrières sur l'environnement immédiat. *Industrie minérale, mines et carrières,* mai 89, pp.46-50.
3.4. Hantz D. (1988) L'auscultation des fronts de carrière et des talus - L'amélioration de la stabilité des fronts de carrière. *Industrie minérale, mines et carrières,* juil. 88, pp.20-23.

4. Ouvrages de synthèse (8)

4.1. Co-auteur du Manuel de mécanique des roches, tome 2, les applications (2004). Comité français de mécanique des roches. Presses de l'Ecole des Mines de Paris, 460 p.
4.2. Hantz D. (2001) Ingénierie des pentes rocheuses naturelles et artificielles. *Les Techniques de l'Industrie Minérale, n°10, Les progrès dans la maîtrise des mouvements de terrain,* pp.66-75.
4.3. Hantz D., Dussauge C., Vengeon J-M. (2001) Méthode historique, géomécanique, probabiliste : approche probabiliste par combinaison d'études géomécanique et statistique d'éboulements. In: *Prévention des mouvements de versants et des instabilités de falaises - Confrontation des méthodes d'étude des éboulements rocheux dans l'arc alpin. Programme Interreg 2C "Falaises"*, 239 p.
4.4. Jaboyedoff M., Baillifard F., Hantz D., Heidenreich B., Mazzocola D. (2001) Terminologie. In: *Prévention des mouvements de versants et des instabilités de falaises - Confrontation des méthodes d'étude des éboulements rocheux dans l'arc alpin. Programme Interreg 2C "Falaises"*, 239 p.
4.5. Antoine P., Amitrano D., Evrard H., Folacci J-P., Forlati F., Gillet F., Giraud A., Hantz D., Ramasco M., Rochet L., Scavia C., Susella G., Vengeon J-M., Zanolini F. (1998) Risques générés par les grands mouvements de versant. Etude comparative de quatre sites. Recommandations. 207 p.
4.6. Vengeon J-M., Hantz D., Giraud A., Ract D. (1998) Modélisation numérique des déformations d'un versant rocheux. *Ouvrages, géomatériaux et interactions : modélisations multi-échelles,* pp.413-427. Hermès, Paris.
4.7. Paquette Y., Hantz D. (1997) Terrils et verses minières : conception, surveillance, réhabilitation. *Mines et carrières, les techniques, II/97, Digues et terrils,* pp. 10-22.
4.8. Tanays E., Cojean R., Hantz D., Savary R. (1989) Automatisation de la détection des risques de rupture et de l'évaluation de la stabilité des flancs d'une mine à ciel ouvert. *Industrie minérale, les techniques,* n°3-89, pp.35-45.
4.9. Hantz D. (1986) Entretien, sécurité et environnement, consommations. *Exploitation à ciel ouvert, document SIM Ta4,* Société de l'Industrie minérale, pp.95-96.

5. Actes de congrès internationaux avec comité de lecture (16)

5.1. Hantz D., Dussauge-Peisser C., Jeannin M., Vengeon J-M. (2003) Rock fall hazard assessment: from qualitative to quantitative failure probability. *Int. conf. on Fast Slope Movements, Naples, 11-13 May 2003,* pp. 263-267.
5.2. Hantz D, Dussauge-Peisser C, Jeannin M, Vengeon J-M. (2002) Danger d'éboulements rocheux : de l'opinion d'expert à une évaluation quantitative. *Symp. Geomorphology: from expert opinion to modelling, Strasbourg, 26-27/04/02,* p.115-122.

5.3. Amitrano D., Hantz D., Grasso J-R. (1999) Microsismicité et localisation de l'endommagement des roches: approches expérimentale et numérique. *9° Congrés int. de mécanique des roches, Paris,* p.837-842. Balkema, Rotterdam.
5.4. Vengeon J.M., Hantz D., Giraud A., Rochet L. (1999) Recherche du mécanisme de déformation d'un versant rocheux métamorphique. *9° Congrés int. de mécanique des roches, Paris,* p.145-148. Balkema, Rotterdam.
5.5. Amitrano D., Hantz D. (1998) Acoustic emission of jointed and intact granite during triaxial compression test. *Int. Conf. on Mechanics of Jointed and Faulted Rock, Vienna,* pp.375-380. Balkema, Rotterdam.
5.6. Amitrano D., Hantz D., Orengo Y. (1996) Emission acoustique d'une roche fracturée. *11° colloque franco-polonais en mécanique des sols et des roches appliquée, Gdansk,* pp. 84-91.
5.7. Vengeon J-M., Hantz D., Giraud A., Ract D. (1996) Numerical modeling of rock slope deformations. *Eurock'96, prediction and performance in rock mechanics and rock engineering, Torino,* pp. 659-666. Balkema, Rotterdam.
5.8. Hantz D., Krocker C. (1995) Mechanical behaviour of a single passive bolt, theoretical approach. *Symp. Anchors in Theory and Practice, Salzbourg,* pp. 33-40. Balkema, Rotterdam.
5.9. Baroudi H., Hantz D., Asof M., Piguet J.P. (1992) Bench stability in open pit mines: a methodology for jointed rock masses. *Regional conference on fractured and jointed rock masses, Lake Tahoe, U.S.A.*
5.10. Fleurisson J.A., Alonso-Garcia J., Cojean R., Tanays E., Hantz D., Paquette Y., Driancourt D. (1992) Conception géométrique de mines à ciel ouvert avec pistes et analyse de la stabilité des talus. *Colloque international Géotechnique et Informatique, Paris,* ENPC.
5.11. Soukatchoff V., Hantz D., Mathieu E., Paquette Y. (1991) Renforcement et contrôle de parements dans une mine à ciel ouvert. *7° Congrés International de Mécanique des Roches, Aachen,* tome 2, pp. 965-968, Balkema, Rotterdam.
5.12. Hantz D., Savary R., Bonnart J-M. (1990) La grande découverte de Carmaux: stabilité de la fosse et des terrils, méthode d'étude et de surveillance. *Congrés minier mondial, Beijing.*
5.13. Hantz D., Laversanne J. (1988) Glissement sur une faille dans une mine de charbon à ciel ouvert. *5° symp. int. sur les glissements de terrain, Lausanne,* pp.655-659, Balkema, Rotterdam.
5.14. Grandjean A., Henrich J-F., Hantz D., Vuillaume P. (1987) Projet d'exploitation à ciel ouvert des stots de protection des puits de Carmaux. *Congrés minier mondial, Stockholm,* p.253.
5.15. Hantz D. (1986) Pit slopes design in French surface coal mines. *Int. Symp. on Geotechnical stability in surface mining, Calgary,* pp.107-111, Balkema, Rotterdam.
5.16. Hantz D., Arcamone J., Laversanne J. (1986) Open pit slopes back analysis in complex rock formations. *Int. Symp. Engineering in complex rock formations, Beijing,* pp.777-784, Pergamon Press, Oxford.

6. Actes de congrès nationaux avec comité de lecture (2)

6.1. Hantz, D., Frayssines, M. (2006) Contribution à la quantification temporelle de l'alea éboulement. *Journées Nationales de Géotechnique et Géologie de l'Ingénieur,* Lyon, 27-29 juin 2006, pp.III-177-184.

6.2. Hantz D, Vengeon J-M, Dussauge C. (2001) Approche historique, géomécanique et probabiliste de l'aléa éboulement rocheux. *XV° Congrès Français de Mécanique,* Nancy, pp. 390-395.

7. Communications orales et posters présentés a des congrès internationaux (7)

7.1. Recorbet F., L. Benedetti, D. Bourlès, R. Braucher, D. Hantz, P. Rochette (2007) Characterization and age dating of coastal cliff collapse in southeast France. *European Geosciences Union General Assembly,* Vienna.
7.2. Hantz, D., Frayssines, M. (2005) The relation between rock fall frequency and erosion rate. *European Geosciences Union General Assembly,* Vienna. Geophysical Research Abstracts, Vol. 7, 04112, 2005.
7.3. Frayssines, M., Hantz, D. (2005) The influence of rainfall, freeze and thaw on rock falls in calcareous cliffs. *European Geosciences Union General Assembly,* Vienna. Geophysical Research Abstracts, Vol. 7, 04231, 2005.
7.4. Frayssines, M., Hantz, D. (2005) Rockfall prone configurations in calcareous cliffs of the French Subalpine Ranges. *European Geosciences Union General Assembly,* Vienna. Geophysical Research Abstracts, Vol. 7, 04192, 2005.
7.5. Frayssine M., Hantz D. (2004) Failure mechanism of rock falls. 16th ALERT Geomaterials Workshop, octobre 2004, Aussois.
7.6. Hantz D. (2003) Relation between marl erosion and rock falls from limestone scarps. Int. Conf. Gully Erosion in Mountain Areas : Processes, Measurement, Modelling and Regionalization, Digne, 15-17/10/03, p.83.
7.7. Dussauge C, Giraud A, Grasso J-R, Hantz D, Vengeon J-M. (2001) Historical and geological approach to rock fall hazard assessment. *European Geophysical Society, XXVI° General Assembly,* Nice, Geophysical Research Abstract, Vol.3, 2001, GRA 8625.

8. Communications et posters présentés a des colloques nationaux (15)

8.1. 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. *Abstracts of Swiss Geoscience Meeting,* 19 et 20 novembre 2004, Lausanne, p.289.
8.2. Hantz D. (2000) Evaluation des risques d'éboulements rocheux. *Colloque risque et génie civil, Journée prédiction des risques naturels,* Paris, 16/03/00.
8.3. Hantz D. (2000) Evaluation des risques d'éboulements rocheux: bilan et perspectives. *Journées bilan des travaux sur les risques naturels (Contrat de Plan Etat - Région Rhône Alpes),* Lyon, 11 et 12/04/00.
8.4. Hantz D. (2000) Le risque d'éboulement rocheux dans les versants naturels et dans les excavations. *Congrès Société de l'Industrie Minérale,* Paris, 14-17/11/00.
8.5. Hantz D., Dussauge C. (1999) Evaluation des risques d'éboulements rocheux: bilan et perspectives. *Journée bilan du Pôle Grenoblois Risques Naturels,* 26/10/99.
8.6. Hantz D., Amitrano D., Blaisonneau A. (1998) Déformation de la falaise de la Roche du Midi. *Colloque Mouvements actuels de la surface terrestre et des massifs rocheux : mesure et interprétation,* Les Houches, 5-6 octobre 1998, p. 33.

8.7. Boulon M., Armand G., Amitrano D., Hantz D., Cannic S. (1997) Propriétés des joints et leur rôle dans le comportement mécanique de la granodiorite de la Vienne. *Journées scientifiques de l'ANDRA,* Poitiers.
8.8. Amitrano D., Hantz D., Orengo Y. (1996) Etude en laboratoire de l'émission acoustique des joints et du matériau rocheux. *Colloque GEO 1996,* Aussois.
8.9. Vengeon J-M., Hantz D., Giraud A., Ract D. (1996) Modélisation numérique des déformations d'un versant rocheux. *Colloque GEO 1996,* Aussois.
8.10. Hantz D., Krocker C. (1994) Massifs rocheux renforcés: interaction armature-scellement-massif. *Colloque GEO 1994,* Aussois.
8.11. Paquette Y., Hantz D. (1990) Le logiciel DEGRES: un outil d'aide à la décision pour la planification géométrique et géotechnique de la mine à ciel ouvert de Carmaux (Tarn). *Colloque interbassins, Montpellier,* Charbonnages de France.
8.12. Hantz D., Paquette Y. (1990) L'auscultation des glissements de terrain dans les mines de charbon à ciel ouvert. *4° entretiens du centre Jacques Cartier, colloque 4, Géotechniques et Environnement*.
8.13. Hantz D., Laversanne J., Paquette Y. (1990) Glissement sur une faille dans une mine de charbon à ciel ouvert. *13° Réunion annuelle des Sciences de la Terre*, Grenoble, p.65.
8.14. Hantz D. (1989) Stabilité à long terme des terrils et dépôts de terre. *Stabilité et renforcement des pentes, Journées franco-tunisiennes de Mécanique des Sols*, Paris, p.101-114.
8.15. Hantz, D. (1981) Dynamique du glacier d'Argentière. *Société Hydrotechnique de France, Réunion annuelle section glaciologie-nivologie*, Grenoble

9. Conférences invitées (4)

9.1. Hantz, D. (2006) Back monitoring of rock avalanches for long term prediction. JTC1 workshop on the mechanics and velocity of large landslides. 25-28 September, 2006, Courmayeur, Italie. Invité par C. Scavia.
9.2. Hantz D. (2004) A basin-scale approach to rock fall hazard assessment. FORMOSE post-graduate training school "Living with hydro-geomorphological risks: from theory to practice", Strasbourg, 14-19/09/2004. Invité par O. Maquaire.
9.3. Hantz D. (2002) Evaluation de la probabilité de rupture de compartiments rocheux. Université européenne d'été sur les risques naturels "Instabilités de falaise et glissements de terrain", Sion, 9-14/09/2002. Invité par V. Labiouse.
9.4. Hantz D. (1990) Renforcement de joints rocheux par armatures passives. *Séminaire européen COMETT Modélisation des massifs rocheux fracturés en blocs, Nancy,* DPIC-INPL. Invité par J-P. Piguet.

10. Responsabilité de projets et contrats

●Programme de recherche du PGRN (Pôle Grenoblois Risques Naturels) 2006, projet "Datation et reconnaissance géophysique de dépôts d'écroulement en vue de l'évaluation de l'alea et de l'étude de l'impact des changements climatiques", 6000€
●Programme européen Interreg 3A France-Italie-Suisse, projet "Rockslidetec" (2003-2006). Responsable d'une des 3 actions du projet (125 000 €).
●Programme de recherche Thématiques prioritaires de la Région Rhône-Alpes, projet SIHREN (2003-2006). Responsable d'une des 3 actions du projet (30 000 €).

●Etude des aléas majeurs d'écroulement rocheux dans l'agglomération grenobloise pour le Syndicat Mixte pour l'Elaboration et le Suivi du Schéma d'Aménagement et d'Urbanisme de l'Agglomération Grenobloise (2001-2006). Responsable de la partie LIRIGM (l'étude est effectuée, de manière coordonnée, par trois organismes : l'ADRGT, le CETE/LPC Lyon et le LIRIGM).
●Suivi de la stabilité d'une carrière pour la société SATMA (2004-2006), 4000€
●Etude de l'influence de l'exploitation d'une carrière sur la stabilité d'un massif rocheux, pour la société SATMA (2002-2004), 4000€
●Programme de recherche du PGRN (Pôle Grenoblois Risques Naturels) 2002, projet "Détection des zones de départ potentielles d'éboulements rocheux : retour d'expérience", 6500€
●Contrat de plan Etat-Région Rhône-Alpes (1997-99), "Evaluation des risques d'éboulements rocheux, bilan et perspectives".
●Programme de recherche INSU/CNRS 1997, projet "Etude de certains facteurs contrôlant la déformation d'une falaise rocheuse".
●Contrat de recherche pour l'ANDRA (1995) "Analyse de l'émission acoustique de joints rocheux cisaillés".
●Projet "Stabilité des édifices volcaniques, expertise sur le volcan Merapi (Indonésie)", financé par le Ministère des Affaires Etrangères (1994).
●Contrat de recherche pour l'INERIS (1994) "Revue des méthodes de calcul pour le renforcement des talus rocheux par armatures passives".
●Programme de recherche du PGRN (Pôle Grenoblois Risques Naturels), 1993, projet "Etude des mouvements précurseurs des éboulements rocheux".
●Programme européen d'aide à la recherche "Sécurité minière" (1987-1989), projet "Prévision et prévention des chutes de blocs dans les mines à ciel ouvert".
●de 1982 à 1989 : nombreuses études d'ingénierie concernant la stabilité des pentes de mines et carrières, dans le cadre de ma fonction d'ingénieur au CERCHAR (Centre d'Etudes et Recherches des Charbonnages de France).

11. Participation a des projets

●Programme de recherche du PGRN (Pôle Grenoblois Risques Naturels) 2007, projet "Potentiel de l'imagerie radar satellitaire pour la détection et la mesure d'instabilités gravitaires dans la région grenobloise" (responsable : E. Pathier, LGIT).
●Programme ANR 2006 "Blanc", projet "Apport des nucléides cosmogéniques à l'étude des mouvements de terrain.", 132 000 €, coordinateur : D. Bourlès (CEREGE). 3° partenaire du projet (3 partenaires au total).
●Programme ANR 2006 "Catastrophes telluriques et tsunamis", projet "TRIGGERLAND – TRIGGERing mechanisms of LANDslides: analysis and modelling", 400 000 €, coordinateur: D. Amitrano. Membre de l'équipe LGIT, 1° partenaire du projet (sur 5).
●Programme ANR 2005 "Catastrophes telluriques et tsunamis", projet "Aléa tsunami par effondrement de falaise côtière en Méditerranée occidentale", 50 000 €, coordinateur : P. Rochette (CEREGE). Second partenaire du projet (2 partenaires au total)
●Programme ANR 2005 "Ecosphère continentale - Risques environnementaux", projet "ECOU-PREF - Ecoulements préférentiels dans les versants marneux fracturés. Quelle influence pour le déclenchement de glissements de terrain à contrôle hydrologique ?", 336 000 €, coordinateurs : O. Maquaire, J. Schmittbuhl. Membre de l'équipe LGIT, 3° partenaire du projet (sur 8).

●Programme national INSU-CNRS 2004 "Reliefs de la Terre", projet "Morphogenèse et évolution des reliefs", 50 000 € coordinateur : D. Bourlès (CEREGE). Partenaire du projet (4 partenaires au total).
● Programme "Risque Décision Territoire" du Ministère de l'écologie et du développement durable, projet "Caractérisation multi-méthodes des aléas d'éboulements en masse" (2004-2006). Membre de l'équipe LGIT, 1° partenaire du projet.
●Programme de recherche du PGRN (Pôle Grenoblois Risques Naturels) 2004, projet "Instabilité des escarpements rocheux multi blocs : développement d'une nouvelle technique d'analyse morphométrique basée sur le concept d'image solide et la scaneurisation LIDAR" (responsable : T. Villemin, LGCA).
●Programme de recherche du PGRN (Pôle Grenoblois Risques Naturels) 2003, projet "Modélisation numérique de la perte d'équilibre d'un escarpement rocheux multiblocs" (responsable : F. Donzé, laboratoire 3S).
●Programme européen Interreg 2C France-Italie-Suisse, projet "Prévention des mouvements de versants et des instabilités de falaises" (1999-2001). Partenaire du projet (parmi 11 partenaires).
●Contrat de plan Etat-Région Rhône-Alpes (1995-97), "Etude des mécanismes de déformation et de rupture des versants rocheux".
●Programme européen Interreg 1 France-Italie (1993-1996), projet "Risques générés par les grands mouvements de versant".

12. Collaborations

●Université de Lausanne, Institut de Géomatique et d'Analyse du Risque, Prof. M. Jaboyedoff
Collaboration dans le cadre du projet SIHREN (Système d'information historique pour les risques naturels) – séjour post-doctoral de M. Frayssines en 2006.
●Politecnico de Turin, Laboratoire de Géotechnique, Prof. C. Scavia
Co-encadrement de la thèse en co-tutelle de J. Banton (2005-2008) sur la propagation des avalanches rocheuses.
●Services géologiques du Canton du Valais (D. Rouiller) et de la Région Val d'Aoste (M. Paganoni)
Construction d'une base de données alpine sur les avalanches rocheuses, dans le cadre d'un projet européen Interreg.
●Laboratoires des Ponts et Chaussées (Lyon, Paris)
Collaboration dans le cadre de l'évaluation de l'aléa éboulement rocheux dans l'agglomération grenobloise (L. Effendiantz) ; participation au comité de thèse de M. Bost (sujet : influence des cycles gel-dégel sur la fracturation des masses rocheuses).
●Université Paul Cézanne (Aix-Marseille 3), CEREGE (Centre Européen de Recherche et d'Enseignement des Géosciences de l'Environnement), Prof. D. Bourlès et P. Rochette
Collaboration dans le cadre de projets ANR sur l'évolution des reliefs.
●Université de Savoie, EDYTEM (Environnements, Dynamiques et Territoires de Montagne), P. Deline, F. Amelot
Construction d'une base de données alpine sur les avalanches rocheuses, dans le cadre d'un projet européen Interreg.
●Université de Savoie, LGCA
Projets Pôle Grenoblois sur la stabilité des falaises (T. Villemin).
●Collaborations sur le site grenoblois avec les laboratoires universitaires :
LGCA (Laboratoire de Géodynamique des Chaînes Alpines, P. van der Beek)
3SR (Sols, Solides, Structures,Risques, P. Villard)

LSR (Logiciels, Systèmes, Réseaux, P-A. Davoine)
SEIGAD (Systèmes Environnementaux, Information Géographique et Aide à la Décision, P. Schoeneich)

Encadrement de thèses et masters

1. Encadrement de thèses (5 dont 1 co-encadrement)

Frayssines M. (2005) Contribution à l'évaluation de l'aléa éboulement rocheux (rupture). *Mémoire de thèse, UJF*.

Dussauge C. (2002) Evaluation de l'aléa éboulement rocheux. *Mémoire de thèse, UJF*. (co-encadrement avec A. Giraud).

Amitrano D. (1999) Emission acoustique des roches et endommagement. Approches expérimentale et numérique, application à la sismicité minière. *Mémoire de thèse, UJF*.

Krocker C. (1996) Contribution à l'étude des mécanismes de plastification autour d'une barre d'ancrage scellée dans le rocher. *Mémoire de thèse, UJF*.

Ngot Kongolo C. (1990) Stabilité des gradins des exploitations à ciel ouvert - Approches statistique, mécanique et probabiliste. *Thèse INPL,* Nancy.

2. Encadrement stages de Master et DEA (13)

Gilard V. (2005) Etudes historique et géomécanique d'éboulements rocheux. *Mémoire de Master, UJF*.

Bost M. (2004) Etude morphologique des versants marno-calcaires. *Mémoire de Master, UJF*.

Silvani C. (2003) Modélisation géomécanique de certains processus d'évolution des falaises. *Mémoire de DEA, UJF*.

Gerbeau M. (2002) Etude des mécanismes de rupture des éboulements rocheux par l'observation des cicatrices. *Mémoire de DEA, UJF*.

Jeannin M. (2001) Approches quantitatives de l'érosion des versants rocheux : étude des Georges de l'Arly et du Sillon subalpin. *Mémoire de DEA, UJF*.

Grgic D. (1997) Modélisation géomécanique d'un dôme de lave. *Mémoire de DEA, UJF*.

Blaisonneau A. (1997) Comportement thermomécanique d'une falaise rocheuse fissurée. *Mémoire de DEA, UJF*.

Aubert-Jacquin A. (1996) Modélisation de l'écoulement gravitaire d'un dôme de lave; application au Merapi. *Mémoire de DEA, UJF*.

Ract D. (1995) Modélisation du comportement mécanique des versants rocheux. *Mémoire de DEA, UJF*.

Josset D. (1994) Emission acoustique de joints rocheux. *Mémoire de DEA, INPG*.

Amitrano D. (1994) Mécanismes de déformation des massifs rocheux. *Mémoire de DEA, UJF*.

Hadadou R. (1988) Etude de stabilité de la découverte des Fouthiaux, Houillères de Blanzy. *Mémoire de DEA, Ecole des Mines de Nancy, INPL*.

Arif, I. (1987) Analyse des contraintes dans un talus minier fracturé. *Mémoire de DEA, Ecole des Mines de Nancy, INPL*.

Activités d'enseignement et administratives

1. Enseignement

Enseignant-chercheur à l'Université Joseph Fourier (Grenoble 1) depuis 1989, j'ai enseigné principalement au département Géotechnique de l'Ecole Polytechnique de l'Université Grenoble 1 (autrefois Institut des Sciences et Techniques de Grenoble), auquel je suis rattaché, mais aussi à l'UFR de Mécanique (Maîtrise puis Master 1), à l'Observatoire des Sciences de l'Univers (DEA puis Master 2), en Licence Sciences et Technologies et à l'IUT Génie Civil.

1.1. Principaux cours et travaux dirigés donnés actuellement

Les heures (service enseignant) sont données en équivalent TD.

Ingénierie des roches (cours, TD et terrain en 2° année de la filière Ingénieur Géotechnicien, 82 h/an depuis 1995)
Modélisation et mesure des contraintes dans la croûte terrestre. Description et origine de la structure des massifs rocheux. Caractérisation in situ de leur comportement mécanique. Stabilité des massifs fracturés. Application au dimensionnement des pentes et fondations rocheuses et à l'évaluation des dangers naturels.

Stabilité des cavités (cours et TD en 3° année de la filière Ingénieur Géotechnicien dans le cadre du module "Ouvrages souterrains", 25 h/an depuis 1994)
Etude de la stabilité des tunnels et cavités souterraines dans des massifs continus, stratifiés ou fracturés. Modélisation des comportements instantané et différé (modèles élastique, élastoplastique, viscoélastique). Soutènement (méthode convergence-confinement).

Renforcement des massifs rocheux (cours et TD en 3° année de la filière Ingénieur Géotechnicien dans le cadre du module "Renforcement et amélioration des sols et roches", 6 h/an, par intermittence depuis 1994)
Renforcement des massifs rocheux par ancrage actif ou passif. Méthodes de dimensionnement (méthodes simplifiées, méthode du multicritère).

Mécanique des roches (cours en Master 2 Terre Univers Environnement, dans le cadre du module "Mécanique des milieux géophysiques solides", 18 h/an depuis 2004)
Comportement mécanique du matériau rocheux et des discontinuités. Contraintes et déformations autour des forages et cavités. Modélisation et mesure des contraintes dans la croûte terrestre.

Mouvements de terrains (cours en Master 2 Géosciences exploration risques, dans le cadre du module "Risques naturels", 12 h/an depuis 2000)
Description et approche mécanique des mouvements de terrain. Prévision et prévention.

Instabilités dans les massifs rocheux fracturés (cours et TD en Master 1 Mécanique Energétique et Ingénierie, dans le cadre de l'UE "Géomécanique et risques naturels", 21 h/an depuis 2003)
Détection des instabilités potentielles, évaluation de la stabilité, méthodes de protection.

Mouvements de terrains (cours et TD en Licence Sciences et Technologies, dans le cadre de l'UE optionnelle "Géosciences et risques naturels", 20 h/an depuis 2002)
Description et approche mécanique des mouvements de terrain. Prévision et prévention.

Stabilité des parois rocheuses (cours en 2° année d'IUT Génie civil, dans le cadre du module "Travaux d'accés difficile", 4 h/an depuis 2003)

Mouvements rocheux (cours de l'Ecole doctorale Terre Univers Environnement, module "Dynamique des mouvements gravitaires rapides", 6 h/an)

1.2. Résumé des enseignements effectués auparavant

Seconde partie du cours de **mécanique des roches** (2° année de la filière Ingénieur Géotechnicien, 1989-1995) : Application de la mécanique des roches en géotechnique

Mécanique des roches (cours et TD en Maîtrise de Mécanique, dans le cadre de l'UE "Géomécanique", 1994-2003) : Comportement mécanique du matériau rocheux, contraintes dans la croûte terrestre, contraintes et déformations autour des cavités.

Mécanique des roches (cours en DEA Mécanique des Milieux Géophysiques et Environnement, 1994-2003) : Comportement mécanique du matériau rocheux, contraintes dans la croûte terrestre, contraintes et déformations autour des cavités, stabilité des massifs fracturés.

TD de **stabilité des pentes** (2° année de la filière Ingénieur Géotechnicien, 1990-1995) : Utilisation de logiciels de calcul par des méthodes d'équilibre limite.

Cours et TD de **recherche opérationnelle** (3° année de la filière Ingénieur Géotechnicien dans le cadre du module "Opérations - Chantier", 1989-1997) : applications de la recherche opérationnelle en génie civil.

Cours et TD de **mathématiques** (2° année de la filière Ingénieur Géotechnicien, 1989-1995) : Equations différentielles, analyse de Fourier.

TP de **mécanique des roches** (2° année de la filière Ingénieur Géotechnicien, 1989-2000)

TP d'**identification physique des sols**, de **mécanique des sols** et de **mécanique des milieux continus** (1° année de la filière Ingénieur Géotechnicien, 1989-1994)

2. Activités administratives

- Responsable de la 2° année de la filière Ingénieur – spécialité Géotechnique de Polytech'Grenoble (depuis 1990)
- Membre du conseil de Polytech'Grenoble de 1998 à 2003 et à partir de 2007
- Membre de la commission paritaire des personnels IATOS de l'UFR de Mécanique de 1992 à 1998
- Membre de la commission paritaire des personnels IATOS de Polytech'Grenoble depuis 1996
- Membre de la commission de spécialistes de mécanique (60ème section) de l'Université Joseph Fourier de 1995 à 1999 et depuis 2003
- Membre de la commission de spécialistes "mécanique" (35-36-37-60ème sections) de l'INP Grenoble en 2003 et 2004
- Membre du comité de rédaction de l'International Journal of Surface Mining, Reclamation & Environment (depuis 1987)

CURRICULUM VITAE

Didier HANTZ
Né le 30 décembre 1954 à Cornimont (88)

Position actuelle

Maître de Conférences à l'Université Joseph Fourier, Grenoble 1 (depuis septembre 1989)
- Enseignant à l'Ecole Polytechnique de l'Université Grenoble 1
- Chercheur au Laboratoire de Géophysique Interne et Tectonophysique

Emplois précédents

1982-1989 : Ingénieur de recherche au Centre d'Etudes et Recherches de Charbonnages de France (devenu maintenant l'INERIS), rattaché au Groupe Géotechnique et au Laboratoire de Mécanique des Terrains de l'Ecole des Mines de Nancy, chargé de recherches sur la stabilité des mines et carrières à ciel ouvert.
1978-1981 : Doctorant (Bourse Docteur-Ingénieur CNRS) au Laboratoire de Glaciologie et Géophysique de l'Environnement. Sujet de thèse : Dynamique et hydrologie du glacier d'Argentière.

Titres et diplômes

1981 : Docteur-Ingénieur de l'Université Grenoble 1
1978 : DEA de Géophysique Approfondie (Université Grenoble 1)
1977 : Ingénieur Civil des Mines (Ecole des Mines de Nancy)
1972 : Baccalauréat série C

PUBLICATIONS EN ANNEXE AU CHAPITRE I

4.2. Hantz D. (2001) Ingénierie des pentes rocheuses naturelles et artificielles. *Les Techniques de l'Industrie Minérale, n°10, Les progrès dans la maîtrise des mouvements de terrain,* pp.66-75.

1.8. Tanays E., Cojean R., Hantz D. (1992) A software to design open pit geometry and to draw open pit plans. *Int. Journal of Surface Mining and Reclamation,* vol. 6, pp. 91-98.

1.3. Frayssines, M., Hantz, D. (2006) Failure mechanisms and triggering factors in calcareous cliffs of the Subalpine ranges (French Alps). *Engineering Geology,* 86, 256-270.

PUBLICATIONS EN ANNEXE AU CHAPITRE II

5.8. Hantz D., Krocker C. (1995) Mechanical behaviour of a single passive bolt, theoretical approach. *Symp. Anchors in Theory and Practice, Salzbourg,* pp. 33-40. Balkema, Rotterdam.

PUBLICATIONS EN ANNEXE AU CHAPITRE IV

1.6. Dussauge-Peisser C, Helmstetter A, Grasso J-R, Hantz D, Jeannin M, Giraud A. (2002) Probabilistic approach to rock fall hazard assessment: potential of historical data analysis. *Natural Hazards and Earth System Sciences,* 2: 1-13.

1.4. 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: 1-9.

PUBLICATIONS EN ANNEXE AU CHAPITRE V

5.4. Vengeon J.M., Hantz D., Giraud A., Rochet L. (1999) Recherche du mécanisme de déformation d'un versant rocheux métamorphique. *9° Congrés int. de mécanique des roches, Paris,* p.145-148. Balkema, Rotterdam.

1.7. Amitrano D., Grasso J-R., Hantz D. (1999) From diffuse to localised damage through elastic interaction. *Geophysical Research Letters, vol.26, n°14,* p.2109-2112.

5.5. Amitrano D., Hantz D. (1998) Acoustic emission of jointed and intact granite during triaxial compression test. *Int. Conf. on Mechanics of Jointed and Faulted Rock, Vienna,* pp.375-380. Balkema, Rotterdam.