



HAL
open science

Les processus de déformation et rupture des versants instables. Rôle des structures géologiques, des matériaux et des conditions hydrauliques. Apports et limites de la modélisation dans l'analyse de scénarios d'événements

Roger Cojean

► **To cite this version:**

Roger Cojean. Les processus de déformation et rupture des versants instables. Rôle des structures géologiques, des matériaux et des conditions hydrauliques. Apports et limites de la modélisation dans l'analyse de scénarios d'événements. Géologie appliquée. Université de Marne la Vallée, 2003. tel-00562652

HAL Id: tel-00562652

<https://theses.hal.science/tel-00562652>

Submitted on 3 Feb 2011

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 DE MARNE - LA - VALLÉE

**MÉMOIRE D'HABILITATION À DIRIGER DES RECHERCHES
SPÉCIALITÉ GÉOLOGIE DE L'INGÉNIEUR**

présenté par Roger COJEAN

le 31 mars 2003

***LES PROCESSUS DE DEFORMATION ET RUPTURE DES
VERSANTS INSTABLES :***

***Rôle des structures géologiques, des matériaux et des
conditions hydrauliques ;***

***Apports et limites de la modélisation dans l'analyse de
scénarios d'événements.***

Jury

***M. Marcel ARNOULD
M. Bernard CERVELLE
M. Roger FRANK
M. Pierre MECHLER
M. Aurèle PARRIAUX
M. Michel PERRIN***

***Examineur
Examineur
Examineur
Rapporteur
Rapporteur
Rapporteur***

REMERCIEMENTS

Les travaux présentés dans ce mémoire sont le fruit d'un « certain nombre d'années » de recherche et enseignement, passées depuis 1975 au CGI : Centre de Géologie de l'Ingénieur commun à l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (depuis 1979) et à l'Université Marne-la-Vallée (depuis 2000), et regroupé récemment (2002) avec les équipes Géomatériaux (GEOMAT) et Observation de la Terre et Informations Géoréférencées (OTIG) de l'Université Marne-la-Vallée, dans une unité CNRS - FRE 2455 G2I « Géomatériaux et Géologie de l'Ingénieur ».

Je remercie en premier lieu ces institutions et laboratoires qui m'ont permis d'exercer le métier passionnant d'enseignant - chercheur. De façon plus personnelle, mes remerciements iront au professeur Marcel Arnould qui m'a introduit à la Géologie de l'Ingénieur, discipline tellement attachante sur le plan scientifique et en réalité bien au-delà. Mes remerciements vont aussi à Michel Deveughèle, actuel directeur du CGI dont le dévouement sur le plan administratif et scientifique permet à toute une équipe de s'épanouir au mieux sur le plan professionnel. J'étendrai ces remerciements à tous les collègues du CGI, ils m'excuseront de ne pas les citer, avec lesquels beaucoup de complicité a pu s'exprimer au cours de nos nombreux travaux communs d'enseignement et de recherche. Mes remerciements vont évidemment aussi à tous mes collègues et amis, français ou étrangers, avec qui de nombreux projets de recherche et d'enseignement ont pu être construits durant toutes ces années, ainsi qu'à tous mes correspondants dans les domaines de l'ingénierie du génie civil et minier et dans le domaine des risques naturels et des mouvements de versant en particulier.

Je souhaiterais remercier particulièrement mes 3 rapporteurs qui ont accepté la tâche, quelque peu ingrate, d'analyser mon « Mémoire de présentation des travaux et publications » et d'en retirer un avis sur mon aptitude à diriger des travaux de recherche. Mes remerciements iront ainsi au Professeur Pierre Mechler de l'Université Pierre et Marie Curie, au Professeur Aurèle Parriaux de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne et au Professeur Michel Perrin de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris.

Je remercierai enfin les membres du jury, proposé à l'Université Marne-la-Vallée : le Professeur Marcel Arnould, président honoraire de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur, le Professeur Pierre Mechler de l'Université Pierre et Marie Curie, le Professeur Bernard Cervelle de l'Université Marne-la-Vallée, le Professeur Michel Perrin de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris et le Professeur Roger Frank de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. J'apprécie très sincèrement qu'ils aient accepté d'examiner mes travaux.

UNIVERSITÉ DE MARNE - LA - VALLÉE

HABILITATION À DIRIGER DES RECHERCHES EN GÉOLOGIE DE L'INGÉNIEUR

RÉSUMÉ DU MÉMOIRE DE PRÉSENTATION DES TRAVAUX ET PUBLICATIONS

Les processus de déformation et rupture des versants instables : rôle des structures géologiques, des matériaux et des conditions hydrauliques ; apports et limites de la modélisation dans l'analyse de scénarios d'événements.

Roger COJEAN

Les travaux présentés sont relatifs à l'analyse des mouvements de versant et au dimensionnement de talus artificiels de mines et carrières à ciel ouvert de grande profondeur. Une démarche méthodologique pluridisciplinaire est développée, dans laquelle l'apport des sciences de la Terre est souligné, de même que l'apport des sciences mécaniques et des sciences hydrologiques.

La reconnaissance détaillée des structures et des matériaux géologiques ainsi que l'analyse et la modélisation des processus physiques contrôlant la déformation et la rupture des versants ou talus instables constituent les axes principaux de cette recherche. Une juste appréciation des apports et limites de la modélisation reste cependant une préoccupation majeure, considérant la variabilité des objets géologiques et la complexité des processus naturels étudiés.

La recherche s'est orientée, dans une première étape, *vers le développement d'outils logiciels* permettant une représentation géométrique des milieux rocheux discontinus (logiciel SIMBLOC) ou la modélisation géomécanique des milieux rocheux discontinus (logiciel DEGRES, logiciel BRIG3D). L'analyse géologique et géomécanique de terrain, confrontée à la simulation numérique des processus de déformation et de rupture des grands talus de mines à ciel ouvert ou du génie civil, prenant appui sur ces logiciels et d'autres outils (logiciel Bishop-Carter du CGI, logiciel Flac d'Itasca) a permis de mettre en évidence *la multiplicité de configurations géomécaniques toujours prédéterminées par la structure géologique* du massif considéré. Ainsi nous avons pu montrer l'importance d'une connaissance détaillée du système de fracturation affectant un massif rocheux pour analyser les conditions de déformabilité et de rupture. L'attention doit porter sur les familles directionnelles de discontinuités, leur hiérarchisation et leur degré de connectivité, leurs paramètres géométriques et géotechniques. Des applications nombreuses ont été expérimentées en situation de grands talus de mines à ciel ouvert (mines en France, au Maroc, en Iran, au Brésil, en Russie, ...) ou de talus du génie civil (écluse à bateaux du barrage des Trois-Gorges en Chine, ...).

La réalisation de simulations numériques a permis de mettre en évidence différents aspects de *la déformation et de la rupture progressive* d'un versant ainsi que le rôle des pressions interstitielles dans ces processus. Des *effets de seuil*, résultant de l'évolution lente d'un facteur déclenchant, tel qu'un niveau piézométrique, mais se traduisant dans le massif par une évolution brutale des conditions d'équilibre mécanique ont pu être mis en évidence. L'identification de telles situations reste primordiale dans une perspective d'alarme et de gestion des risques. Des processus fondamentaux associés aux conditions de la déformation ont pu être analysés tels que *la dilatance d'une masse rocheuse* en cours de déformation, contrôlée par les directions d'anisotropie du massif, celles-ci

résultant de la structure géologique. Le suivi numérique des *processus de localisation des déformations* suivant une surface ou une zone de cisaillement et l'analyse du rôle de la structure géologique (favorisant ou contrariant ce processus) font actuellement l'objet de nouvelles investigations. L'objectif est de mettre en évidence des conditions d'initiation, de progression, d'arrêt ou de bifurcation dans le développement de ces processus. L'utilisation des outils numériques permet également de mieux comprendre certains *scénarios types tels que celui du déclenchement ou de la réactivation de mouvements de versant en réponse à la montée d'un plan d'eau d'une retenue de barrage ou en réponse à des fluctuations de ce plan d'eau*. Nous avons analysé ce sujet sur le plan géomécanique et hydrogéologique, nous référant en particulier à la catastrophe du Vaïont (Italie). Puis, dans une application relative à la retenue du futur barrage des Trois-Gorges (Chine), nous avons confirmé et illustré ces résultats avec l'utilisation du logiciel Flac, et apporté des conclusions opérationnelles.

Dans le domaine des risques naturels, de nombreux travaux de terrain, complétés par des caractérisations de matériaux au laboratoire et des simulations numériques, ont permis de préciser *les conditions de déclenchement de glissements de terrain et de génération des laves torrentielles*. Des conclusions importantes ont été apportées sur les conditions de déclenchement de laves torrentielles, les processus d'initiation et de mobilisation des matériaux de zones sources, la caractérisation géotechnique de ces matériaux, l'analyse de scénarios d'événement utilisant des techniques d'arbres d'événement et d'arbres de défaut. Ces travaux se poursuivent avec l'objectif de mettre en évidence l'influence des actions anthropiques sur l'évolution de la torrentialité.

De nouveaux travaux sur l'analyse des grands mouvements de versant : *écroulements rocheux, avalanches de roches, sturzstroms* sont en cours de développement. Ces phénomènes de grande ou très grande ampleur (glissement rocheux - éboulement ou sturzstrom de Flims, en Suisse : 12.10^9 m^3) font l'objet d'investigations détaillées de terrain et d'analyses géomécaniques. Les conditions du déclenchement sont analysées ainsi que les processus de propagation des masses rocheuses. Dans certains des cas étudiés, ces processus de propagation résultent de l'apparition de quelques surfaces ou zones de cisaillement majeures au sein desquelles une très forte réduction granulométrique et un remaniement intense se réalisent, alors que la structure originelle de la masse rocheuse est préservée au sein des très grands volumes déplacés sur des distances pluri-kilométriques.

Le thème délicat de *la prévision de rupture* pour différentes catégories de mouvements de versant fera bientôt l'objet de nouveaux travaux, prenant en compte les divers contextes géologiques, géomorphologiques et géomécaniques, s'appuyant sur une meilleure compréhension des processus de déformation et de rupture, dans une perspective de prévention des risques.

D'une façon plus générale, considérant que tout projet de génie civil ou d'aménagement de l'espace se doit d'intégrer la part d'incertitude inhérente à toute construction intellectuelle basée sur des éléments naturels qui ne sont connus qu'avec une précision limitée ou qui présentent une variabilité impossible à quantifier avec précision, j'envisage d'approfondir le sujet suivant : comment apprendre à *gérer les incertitudes*, plus spécialement dans un contexte d'analyse de mouvements de versants, éventuellement en situation de crise. Un certain nombre d'outils de diverses natures sont présentés dans ce mémoire, mais c'est toute une démarche d'apprentissage face à une situation de risque qui mérite d'être développée, intégrant l'identification de scénarios d'évolution, la caractérisation des paramètres d'intensité de ces scénarios jugés réalistes et précisant pour un scénario d'intensité donnée un délai d'occurrence. Cette problématique fera l'objet de travaux dans les années à venir.

SOMMAIRE

1. Une introduction.....	1
2. Un bref historique.....	1
3. Les thèmes de recherche développés et les projets futurs.....	5
4. Les activités internationales, contrats de recherche internationaux, européens, nationaux, conférences invitées.....	11
5. Les coopérations industrielles et la valorisation des travaux de recherche.....	13
6. La formation, l'information scientifique et technique	15
7. Conclusion.....	17
Annexe 1 : Encadrements scientifiques de thèses	19
Annexe 2 : Liste des publications	25
Annexe 3 : Publications	33
1°) Thème risques naturels : glissements de terrain, laves torrentielles, mouvements de versant de grande ampleur	
2°) Thème massifs rocheux : stabilité des talus de mines à ciel ouvert, modélisation géomécanique	
3°) Thème Cartographie géologique et géotechnique	

1. Une introduction

À l'occasion de cette synthèse provisoire de mes travaux de recherche et de la réflexion qu'elle peut m'inspirer quant aux perspectives, il me semble qu'un fil conducteur s'en dégage. En effet, malgré les diverses contraintes qui s'imposent dans la vie d'un enseignant-chercheur, soucieux de répondre à la demande de formation qui s'exprime au sein d'une Institution (l'Ecole des Mines de Paris, l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, l'Université Paris VI et plus récemment l'Université de Marne-la-Vallée), enthousiasmé par cette demande et y répondant volontiers, j'ai pu, de façon progressive, avancer dans ce que je crois être un véritable projet de recherche.

Ce projet de recherche, qui relève typiquement de la Géologie de l'Ingénieur (ou de l'*Engineering Geology*), est porté par l'ambition de répondre au *design with Nature* (composer ou concevoir avec la Nature) défendu avec force par Ian Mc Harg dans les années 70, bien avant les temps actuels des préoccupations environnementales et du développement durable. Le thème de prédilection de ce projet de recherche est constitué par *l'analyse et la modélisation des mouvements de versant*, avec des avancées vers des sujets relatifs à la *géomécanique* et ses applications aux *grands talus du génie civil ou des mines à ciel ouvert*, des sujets relatifs à *l'analyse des différents impacts de l'activité humaine sur le milieu naturel (dans le domaine montagnard en particulier) ou sur un milieu largement anthropisé comme le milieu urbain (problèmes multiples de l'urbanisme souterrain)*, enfin des sujets relatifs à *la problématique des risques naturels de façon générale*.

2. Un bref historique

De 1972 à 1985, et ensuite...

Comme « on ne commande bien à la Nature qu'en lui obéissant », c'est tout naturellement que j'ai débuté mes travaux de recherche, sous la direction du professeur Marcel Arnould, par des travaux de *cartographie géologique, géomorphologique et géotechnique*, complétant par la même occasion une formation initiale trop coupée du milieu naturel. Ma thèse de doctorat d'ingénieur « *Contribution à une cartographie géotechnique pour l'aménagement régional et urbain. Plateaux de Trappes-Saclay, vallées de la Bièvre et de l'Yvette* » m'a permis d'explorer le domaine de la cartographie géologique et géotechnique en région parisienne. Consacrée au départ à la géotechnique, elle s'est orientée aussi vers des préoccupations relatives à la géomorphologie, à l'analyse des paysages, à l'aménagement du territoire. L'objectif de ce travail était bien de définir l'aptitude des sols à divers usages en rapport avec l'art de construire : aptitude aux terrassements pour les problèmes de voirie, aptitude à la construction avec les problèmes de capacités portantes des sols et de tassements (problèmes d'effondrement des loess en particulier), risques résultant de la présence de cavités souterraines (marnières), mouvements de versants et problèmes hydrogéologiques. A cette occasion j'ai pu mettre en œuvre concrètement de multiples *méthodes d'investigations géologiques, géotechniques et géophysiques* avec l'appui du Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Trappes.

Dans le même temps, d'une façon relativement autodidacte, j'ai découvert l'immensité du champ scientifique que représentaient les multiples disciplines des sciences de la Terre : éveil tardif qui m'a conduit à établir des liens avec des jeunes collègues géologues et géomorphologues (Université Paris VI, Ecole des Mines de Paris) ou pédologues (Institut National Agronomique), profitant de diverses occasions pour participer à des missions de terrain. Dans cette période j'ai apprécié les encouragements des professeurs Charles Pomerol et Yvette Dewolf. Je me suis rapidement convaincu de la nécessité d'une approche multidisciplinaire pour résoudre les nombreux problèmes touchant à l'aménagement du territoire ou relevant des risques naturels.

Durant les années d'après thèse, j'ai approfondi mon savoir-faire dans le domaine de *la cartographie géologique*, seule façon de connaître véritablement « le terrain », en réalisant pour le compte du Service Géologique National des travaux de cartographie (feuille Hérisson dans le Massif

central). J'ai consacré mes premières années de chercheur-enseignant à cette tâche (environ 3 années à temps partiel), avec le souci d'acquérir concrètement l'expérience du géologue cartographe, bénéficiant de l'appui du SGN dans ce domaine et de l'aide amicale du regretté Michel Turland. Fort de cette nouvelle compétence, j'ai pu alors encadrer des travaux de thèse portant sur *la cartographie des formations superficielles et des mouvements de terrain* (thèses Lagarigue, 1982, Rodriguez, 1983, Gautier, 1986 et Vibert, 1987).

La cartographie géologique, l'étude géologique et géotechnique des formations superficielles, l'analyse des mouvements de versants m'ont donné une première expérience de recherche dont je mesure encore aujourd'hui l'importance dans mon activité actuelle de chercheur.

De 1985 à 1997, et ensuite...

Une opportunité formidable s'est ensuite présentée, sur le plan formation et recherche, par la création à l'Ecole des Mines de Paris, en 1985, de la formation spécialisée « Exploitations à ciel ouvert – Mines et carrières » dont j'ai assuré la direction des études jusqu'en 1991. En effet ce nouveau domaine d'activité m'a conduit à « étudier » un très grand nombre de mines et carrières, en France et sous toutes latitudes, où j'ai pu observer la réponse « en temps réel » du massif rocheux (ou du massif de sol) à la sollicitation mécanique apportée par les travaux d'extraction et les tirs de mines. Dans le même temps, une approche nouvelle de la géologie de terrain se présentait avec des opportunités *d'observations géologiques et géomécaniques* très précises, l'exploitant ouvrant très profondément le grand livre de la Nature (parfois sur plus de 600 m de profondeur), avec toujours une certaine audace ! Tout en restant sur le thème des talus, artificiels cette fois, j'ai développé de nouveaux travaux de recherche sur *la stabilité et la déformabilité de ces talus artificiels*, analysant *le rôle des structures géologiques sur les processus de déformation et de rupture*, ainsi que *l'action de l'eau et des sollicitations dynamiques*. J'ai encadré de nombreux travaux et thèses sur cette thématique qui reste toujours active au Centre de Géologie de l'Ingénieur. Une majorité de ces thèses avaient un point d'application concret, un contexte géologique et géomécanique en rapport avec le gisement minier constituant le cadre initial de la recherche (thèses Douiri, 1985, Chiffolleau, 1985, Fleurisson, 1987, Afilaka, 1988, Boinier, 1989, Gouia, 1990, Alonso-Garcia, 1992, Toha, 1993, Carreon-Freyre, 1995, Porokovoï, 1995, Curtil, 1996, Karimi-Nasab, 1997). De nombreuses exploitations ont ainsi été étudiées avec mes thésards, en France mais aussi au Maroc, en Tunisie, en Indonésie, en Russie, au Brésil et en Iran. Une part de mon expertise sur cette thématique vient de cette expérience lentement accumulée sur le terrain avec mes élèves-chercheurs. Certaines de ces thèses avaient un objet de recherche général ou théorique : l'étude de la variabilité des paramètres géologiques et géotechniques sur les analyses de stabilité de talus (thèse Afilaka, 1988), l'étude de l'interaction massif rocheux-énergie explosive (thèses Fleurisson, 1987, Boinier, 1989), la modélisation géométrique et géomécanique des massifs rocheux fissurés (thèses Tanays, 1989, Xu, 1991, Tahiri, 1992, Bargui, 1997, Fouché, 1999). D'autres chercheurs du CGI m'ont progressivement rejoint au cours de ces années, apportant leur contribution à l'encadrement de certaines de ces thèses ou prenant en charge plus complètement le sujet aujourd'hui. Des contrats de recherche européens ont servi d'appui à la réalisation de plusieurs de ces thèses. Issus de cette recherche, plusieurs séminaires techniques ont été organisés pour les industries extractives au Maroc, en Tunisie, en Iran, en Thaïlande.

Cette deuxième période de mon activité de recherche m'a donc permis de développer des approches plus fines des problèmes de géomécanique, avec une confrontation du modèle au réel toujours présente et extrêmement formatrice.

De 1995 à 2002, ...

Cette période d'intense activité dans le domaine des mines à ciel ouvert s'est peu à peu « assagie » et j'ai pu revenir vers le thème des *mouvements de versant et plus généralement des processus de façonnement du relief* qui n'avait jamais été totalement délaissé. Le thème des phénomènes torrentiels et plus particulièrement celui des *laves torrentielles* s'y est adjoint à la faveur de la construction de contrats de recherche européens. J'ai pu, dans cette période, construire plusieurs

projets de recherche européens ou nationaux, étant coordinateur ou simple participant, orientés vers *l'analyse et la modélisation des mouvements de versant, l'étude des rôles de l'eau dans les processus de déclenchement, l'analyse des processus de génération de laves torrentielles, l'étude de scénarios d'événements et la gestion des risques*. Les thèses Liu, 1992, Bonnet-Staub, 1998, Sorgi-de Gennaro, 1999, Cai, 2000, Chennoufi, 2000, Laugier (2002) et dans un proche avenir Le Mignon (soutenance prévue début 2003) et Pollet (soutenance prévue fin 2003) ont permis ou permettent d'explorer le champ complexe du déclenchement des glissements de terrain, de la génération des laves torrentielles et des mouvements de versants de grande ampleur.

La confrontation avec de nombreuses équipes de recherche, les unes proches de mon domaine scientifique : géomorphologie, géologie de l'ingénieur, géomécanique, les autres plus éloignées : hydraulique, m'a montré le rôle important que peut jouer dans la recherche le cloisonnement intellectuel imposé par les disciplines scientifiques. Rompre ces cloisonnements pour s'ouvrir aux disciplines voisines constitue une nécessité quand nos sujets de recherche - objets géologiques ou phénomènes naturels - ignorent évidemment ces cloisonnements.

3. Les thèmes de recherche développés et les projets futurs

Cette présentation générale a déjà introduit mes thèmes de recherche et je souhaiterais focaliser sur les derniers travaux réalisés et les perspectives futures de développement. Mes travaux récents s'inscrivent dans une problématique générale qui peut être décrite d'un amont vers un aval, et d'une approche locale vers une approche plus globale, par la séquence suivante :

Caractérisation géométrique et géomécanique du milieu géologique / Interaction ouvrages – milieu géologique / Risques naturels en rapport avec les mouvements de versants et risques hydrologiques associés / Influence des actions anthropiques sur les transformations du milieu géologique / Contribution à la gestion des risques naturels.

La reconnaissance détaillée du milieu géologique (*par l'observation et la mesure*), quant aux structures géologiques et quant à la nature des matériaux en présence, s'impose à nous pour toutes les applications visées dans le domaine du génie civil et minier et dans le domaine de l'aménagement de l'espace d'une façon générale. De plus, la *quantification* des objets géologiques et géomécaniques et des processus physiques s'y rapportant est une nécessité face à toutes les problématiques de dimensionnement des ouvrages du génie civil ou minier et de gestion des risques naturels. Dans le même temps, une juste appréciation des *apports et limites de la modélisation* est nécessaire, considérant *la variabilité* des objets géologiques et *la complexité* des processus naturels, en particulier les processus de déformation et rupture qui retiennent notre attention. Les aller-retour entre d'une part, les observations de terrain et les mesures issues de l'instrumentation des sites et d'autre part, les résultats de la modélisation, doivent donc être constants dans nos travaux de recherches. Je me préoccupe toujours de suivre cette démarche générale.

3.1 Activité de recherche récente¹

J'ai ainsi apporté ma contribution au développement de certains éléments constitutifs de cette démarche ou à des objectifs plus généraux intégrant tout ou partie de cette démarche (*certaines de ces travaux ici rapportés ont bénéficié d'un encadrement scientifique complémentaire au mien, au sein du laboratoire ou à l'extérieur*).

Ces travaux de recherche ont ainsi porté sur :

- *La modélisation géométrique des milieux rocheux discontinus* (logiciel SIMBLOC du CGI, thèse [T12] : Xu J. (1991), [T25] : Fouché O. (1999)) ;
- *La modélisation géomécanique des milieux rocheux discontinus* (logiciel DEGRES du CGI : thèses [T10] : Tanays E. (1989) et [T15] : Alonso Garcia J. (1992), logiciel BRIG3D du CGI : thèses [T13] : Tahiri A. (1992) et [T22] : Bargui H. (1997)) ;
- *L'analyse géologique et géomécanique et la simulation numérique des processus de déformation et de rupture des grands talus de mines à ciel ouvert ou du génie civil*, prenant appui sur l'utilisation de logiciels de calcul à la rupture (logiciel Bishop-Carter du CGI) ou de logiciel de calcul en déformation (logiciel Flac d'Itasca) : thèses [T11] : Gouia B. (1990), [T16] : Toha T. (1993), [T18] : Porokovoï E. (1995), [T19] : Curtil S. (1996), [T21] : Karimi Nasab S. (1997), [T29] : Touitou D. (2002).
- *L'analyse géologique et géomécanique et la simulation numérique des mouvements de versant avec approches paramétriques* prenant appui sur l'utilisation de logiciels de calcul à la rupture

¹ Une référence telle [4] renvoie à la liste de publications en Annexe 2, en gras [4] elle renvoie aussi à la publication en Annexe 3. Une référence telle [T10] renvoie à la liste des thèses encadrées en Annexe 1.

(logiciel Bishop-Carter du CGI) ou de logiciels de calcul en déformation (logiciel Flac d'Itasca) : thèses [T14] : Liu A. (1992), [T23] : Bonnet-Staub I. (1998), [T24] : Sorgi-de Gennaro C. (1999), [T26] : Cai Y. (2000), [T27] : Chennoufi L. (2000), [T28] : Laugier P. (2002).

Ainsi, **le logiciel SIMBLOC** (publications : [4], [11], [12], [15], [20], [49], [53], [57], thèses [T12], [T25]) permet la simulation 3D de la blocométrie naturelle de massifs rocheux suivant une démarche qui se développe en quatre étapes :

- ↪ Analyse statistique et simulation à trois dimensions des discontinuités : identification des familles directionnelles de discontinuités (si cette conclusion apparaît réaliste), puis pour chaque famille, quantification des paramètres géométriques (extension des individus, espacement entre individus d'une même famille) et géotechniques (paramètres de déformabilité et de résistance) suivant des lois de répartition statistique, enfin simulation des discontinuités ;
- ↪ Analyse de la connectivité des discontinuités simulées, permettant d'éliminer les discontinuités non connectées et de préparer un modèle géométrique apte à rendre compte, soit de cheminements possibles pour des fluides (connectivité d'ordre 2), soit du pré-découpage de la masse rocheuses en blocs discrets (connectivité d'ordre 3) ;
- ↪ Identification des blocs discrets intersectés par les discontinuités connectées, suivant des algorithmes permettant l'identification des sommets, arêtes et facettes, puis la reconnaissance des blocs discrets ;
- ↪ Caractérisation de la blocométrie du massif rocheux, par représentation de l'histogramme de fréquence des tailles de blocs (ou diamètre équivalent) et par représentation de l'histogramme de fréquence des volumes, puis par représentation de l'orientation des blocs (axe principal).

Cet outil a permis de traiter différents sujets en rapport avec le thème de l'interaction énergie explosive - massif rocheux, dans la mesure où il permet de comparer une blocométrie de massif rocheux in situ avec la granulométrie de « tas abattus » après tir de mine (granulométrie obtenue par photo et analyse d'image). Il a préparé également la construction du logiciel BRIG3D.

Le logiciel BRIG3D (publications : [4], [11], [45], [52], [57], thèses [T12], [T13], [T22]) permet de modéliser en 3D le comportement mécanique et hydraulique de massifs rocheux fissurés. Basé sur la méthode des éléments distincts, ce code numérique considère un assemblage de blocs rigides et calcule les interactions réciproques entre joints dont les caractéristiques de déformabilité et de résistance contrôlent le comportement de la masse rocheuse.

- Une première application a permis de mettre en évidence numériquement le comportement dilatant d'une masse rocheuse fissurée caractérisée par une direction privilégiée de discontinuités. La dilatance apparaît étroitement dépendante de l'orientation et du sens de la sollicitation mécanique de cisaillement par rapport à la direction de la famille principale de discontinuités. La conclusion, relative à un essai de cisaillement simple, peut être étendue à un massif rocheux en situation de versant, avec une interprétation possible quant au processus de déformation en cours, par référence aux données de l'instrumentation (vecteurs déplacement de cibles en surface).
- Une deuxième application a permis d'illustrer l'influence de l'anisotropie d'une masse rocheuse fissurée sur les bulbes de contraintes induites par un chargement de surface. La simulation du massif gneissique d'appui du barrage de Malpasset a permis de montrer comment le nouvel état de contraintes résultant de la construction et la mise en eau du barrage conduisait à une fermeture des discontinuités sous la partie aval de la fondation du barrage et une nouvelle répartition des charges hydrauliques sous la fondation, très défavorable à la stabilité, conformément aux conclusions de l'étude réalisée par Bernaix en 1967 !

Le logiciel DEGRES (publications : [3], [4], [6], [11], [12], [17], [21], [28], [32], [44], [51], [55], [62], thèses [T10], [T15], [T19], [T21]) est un outil de dimensionnement de talus rocheux, dans le domaine de l'ingénierie minière ou pour le génie civil.

- ↳ Il permet, dans un premier temps, de créer un modèle géométrique de talus ou de carrière (de forme fosse ou open-pit). Considérant, dans ce dernier cas, un contour polygonal de crête et des paramètres géométriques relatifs aux banquettes et gradins, une génération automatique des flancs de fosses, constitués d'un ensemble de facettes est réalisée, donnant une représentation réaliste de la fosse. Une piste peut être insérée dans ce modèle géométrique.
- ↳ Puis, dans un deuxième temps, ce modèle géométrique est intersecté par un modèle géologique et géotechnique, prenant en compte un ensemble de familles directionnelles de discontinuités et leurs paramètres de résistance. Pour chaque flanc de fosse ou chaque facette, il est alors possible d'analyser l'occurrence de ruptures suivant un ensemble de 6 processus dits élémentaires (glissement plan, rupture en dièdre avec glissement sur un plan, rupture en dièdre avec glissement sur deux plans, rupture en escalier, rupture par basculement, rupture bilinéaire), donnant une image réaliste de l'état de stabilité globale des talus de la fosse. Les volumes et les coefficients de sécurité des masses rocheuses identifiées comme potentiellement instables sont calculés.

De nombreuses applications ont été réalisées sur des mines à ciel ouvert (en France, Iran, Brésil, etc.) et pour des excavations profondes du génie civil (en Chine, pour les talus de l'écluse à bateaux du barrage des Trois-Gorges).

L'analyse géologique et géomécanique et la simulation numérique (publications : [2], [3], [4], [11], [19], [29], [36], [37], [38], [39], [42], [50], [54], [56], [67], [68], thèses [T11], [T14], [T24], [T26], [T27], [T28], [T29], [T30], [T33]) du comportement de versants ou de talus artificiels à l'aide de logiciels tels que Flac (code en différences finies, apte à représenter un milieu géologique où le caractère continu du massif est « dominant ») ou Udec (code en éléments distincts, apte à représenter un milieu géologique où le caractère discontinu du massif est « dominant ») a permis de mettre en évidence, de façon précise, différents aspects de la déformation et de la rupture progressive d'un versant ainsi que le rôle des pressions interstitielles dans ces processus.

- Les conditions de la déformation et de la rupture progressive, suivant le modèle de Bjerrum, ont été analysées avec le logiciel Flac ainsi que le rôle du niveau piézométrique susceptible de faire passer brutalement d'un processus de déformation progressive limitée à un processus de rupture illimitée (dans le cadre du glissement plan indéfini). Des effets de seuil, résultant de l'évolution lente d'un facteur déclenchant mais se traduisant dans le massif par une évolution brutale des conditions d'équilibre mécanique sont ainsi mis en évidence. L'identification de telles situations est très importante dans une perspective d'alarme et de gestion des risques.
- Nous nous sommes intéressé aussi à suivre numériquement les processus de localisation des déformations suivant une surface ou une zone de cisaillement. Le rôle de la structure géologique (type de structure et orientation de celle-ci par rapport au versant) fait actuellement l'objet d'investigations avec l'objectif de mettre en évidence des conditions de bifurcation dans l'évolution de ces processus.
- L'utilisation de ces outils permet également de mieux comprendre certains scénarios types tels que celui du déclenchement ou de la réactivation de mouvements de versant en réponse à la montée d'un plan d'eau d'une retenue de barrage ou en réponse à des fluctuations de ce plan d'eau. Nous avons analysé ce sujet et conclu clairement avec les outils de l'analyse suivant les équilibres limites, nous référant en particulier à la catastrophe du Vaïont en Italie. Depuis, dans une application relative à la retenue du futur barrage des Trois-Gorges, nous avons confirmé et illustré ces résultats avec l'utilisation du logiciel Flac.
- Ce même logiciel nous a permis, sur ce dernier site exceptionnel du point de vue de l'ingénierie du génie civil, de construire un modèle de comportement des talus rocheux de l'écluse à bateaux : une tranchée de 2 km de long, dans un massif granitique, et présentant des hauteurs de

talus au maximum de 170 m se terminant par des parements verticaux de 60 m pour les chambres d'écluse. La comparaison des données de l'instrumentation installée en tout début des travaux et le suivi de ces données en cours de creusement, avec les résultats de simulations issus d'un modèle progressivement élaboré (modèle visco-élastique de Burger associé à un modèle plastique de Mohr-Coulomb), a permis de construire un outil de suivi des déformations résiduelles à long terme de ces talus.

Des *travaux de terrain*, associés à des essais de laboratoire et des simulations numériques, orientés vers la caractérisation des conditions de déclenchement des *glissements de terrain* et de génération des *laves torrentielles* (publications : [2], [7], [9], [10], [13], [14], [36], [37], [38], [39], [41], [42], [46], [48], [66], [67], [69], [70], [71], [72], thèses [T2], [T5], [T6], [T14], [T23], [T24], [T26], [T27], [T28], [T30]) ont aussi constitué une part importante de mon activité de recherche depuis 10 ans. L'approche géologique et géomorphologique apparaît essentielle sur ces sujets et nous avons pu, dans le domaine des phénomènes torrentiels, apporter des conclusions importantes sur :

- les processus d'initiation et de mobilisation des matériaux de zones sources à l'origine des phénomènes de laves torrentielles ;
- la caractérisation géotechnique de ces matériaux ;
- les conditions de déclenchement, par analyse d'archives RTM (Restauration des Terrains en Montagne, service de l'ONF) et données Météo-France, avec l'aide de simulations numériques présentées ci-dessus ;
- l'analyse de scénarios d'événement utilisant des techniques d'arbres d'événement et arbres de défaut.

Toutes ces recherches ont été réalisées dans différentes régions des Alpes. Une quinzaine de bassins versants de torrents présentant épisodiquement une activité torrentielle de type lave et plusieurs sites de versants instables ont fait l'objet d'investigations de terrain de ma part, en appui aux travaux de thésards. Cette recherche a été conduite en connexion étroite avec d'une part, de proches collègues spécialisés dans les domaines de l'engineering geology et de la géomorphologie, d'autre part d'autres collègues spécialisés dans le domaine de l'hydraulique, ceci dans le cadre de projets européens. Cette confrontation a été et continue d'être instructive en mobilisant chaque partie pour mieux répondre aux attentes de l'autre sur le plan scientifique, avec des implications concrètes quant à la gestion des risques en montagne, prise en charge par les services RTM de l'ONF.

Nous poursuivons actuellement ces travaux avec de nouvelles perspectives visant à mettre en évidence l'influence des actions anthropiques sur l'évolution de la torrentialité.

3.2 Perspectives de recherche

Beaucoup reste à faire dans la reconnaissance des processus de déformation et rupture des grands talus de mines à ciel ouvert et dans le domaine des versants instables tels La Clapière (Alpes-Maritimes) ou Séchilienne (Isère), pour ne citer que deux cas d'actualité dans le domaine des risques naturels.

Des travaux d'expertise actuels me sollicitent sur ces différents sujets et d'autres (ouvrages souterrains tels que les exploitations souterraines par chambres et piliers dans la problématique de l'après-mine), sujets pour lesquels plus de connaissances scientifiques et plus de résultats dans le domaine des simulations numériques seraient fort utiles, sans parler d'autres approches expérimentales in situ (instrumentation de versants instables et de galeries creusées dans ces versants, instrumentation de piliers de mines souterraines soumis à la montée d'une nappe, instrumentation de bassins versants de torrents à laves, etc.) et d'autres études combinant analyses de terrain, résultats de calcul et données d'instrumentation. Je souhaite donc, dans les années à venir, poursuivre dans ce domaine d'application et développer plusieurs types d'actions de recherche.

Certaines sont dans la continuité des travaux présentés et des travaux de thèse de doctorat sont déjà engagés. Ainsi, une utilisation plus systématique d'outils de calcul existants (BRIG3D du CGI, Flac et Udec d'Itasca, etc.) devrait permettre, par *des approches paramétriques*, d'illustrer et de comprendre le rôle de la variabilité de facteurs géologiques et géomécaniques (ainsi que le rôle des hétérogénéités locales) sur les processus de déformation et de rupture des talus et versants instables. L'apport de ces simulations, pour *révéler des scénarios d'évolution* non perçus au départ d'une analyse mais contenus dans la structure du massif supposée représentée correctement par le modèle, devrait s'avérer positif avec des conclusions importantes dans le domaine de la définition de procédures d'alarme et de gestion des risques. Il est évident que, dans cette perspective, les aller-retour terrain – modèle restent essentiels.

Plus précisément, j'envisage d'approfondir des travaux de recherche sur les sujets suivants :

- Caractérisation, avec l'aide de la simulation numérique, du rôle de la variabilité de certains facteurs (relatifs à la structure géologique et au comportement rhéologique des matériaux) sur les conditions de déformabilité et rupture pour les applications visées ;
- Mise en évidence, avec l'aide de la simulation numérique, des processus de localisation progressive des déformations et du rôle des structures géologiques comme facteurs favorisant ou contrariant ces processus de localisation (thèse [T33] : J. Zilaf);
- Quantification des rôles des différents facteurs aggravant ou déclenchant pour les processus étudiés de glissements de terrain et génération de laves torrentielles.

D'autres travaux de recherche, en phase de démarrage, sont relativement nouveaux mais ont déjà conduit à des résultats qu'il faut approfondir. Je veux parler de l'analyse des grands mouvements de versant : *écroulements rocheux, avalanches de roches, sturzstroms*. Ces sujets qui ont depuis longtemps retenu mon attention donnent lieu à une première thèse de doctorat en cours (thèse [T31] : N. Pollet, publications [26], [40], [66]). Les processus de déclenchement de ces phénomènes de grande ou très grande ampleur (éboulement ou sturzstrom de Flims, en Suisse : 12.10^9 m^3) ne paraissent pas en général exceptionnels, même si des facteurs de prédisposition particuliers doivent être présents quant aux volumes de ces masses instables et mobilisables. Par contre, les processus de propagation de ces masses rocheuses, accompagnés d'une réduction granulométrique très forte et très rapide, avec remaniement intense au sein de certaines zones de cisaillement majeures mais préservation de la structure originelle au sein de très grands volumes déplacés sur des distances pluri-kilométriques, rendent ces phénomènes exceptionnels et très difficiles à modéliser. Le matériau rocheux se transforme intensément au cours de la propagation et nulle loi de comportement ne saurait aujourd'hui valablement rendre compte de cette évolution. En réalité ce sujet mérite des investigations de terrain beaucoup plus complètes que ce qui a été réalisé jusqu'à présent. L'objectif est de reconnaître in situ des éléments rendant compte des conditions de déplacement et de fragmentation de ces matériaux, certainement contrôlées par l'état de contrainte (très variable au cœur de la masse rocheuse en déplacement ou en limite), la présence d'eau, de sols saturés ou de glace sur les pentes support de la propagation et la morphologie même de ces pentes et des versants opposés en situation de vallée. C'est la connaissance même des processus qui est ici recherchée avant toute perspective, lointaine, de modélisation.

Je souhaite également revenir, avec aujourd'hui une plus grande expérience, sur le thème délicat de *la prévision de rupture* (publications [31], [60], thèse [T6]) pour différentes catégories de mouvements de versant. Il s'agit de mieux définir les conditions d'application de diverses techniques de prévision en fonction des contextes géologiques, géomorphologiques et géomécaniques, en s'appuyant sur une meilleure compréhension des processus de rupture en cours de développement, dans une perspective de prévention des risques.

Je m'attache aussi à caractériser le rôle des facteurs anthropiques sur les transformations du milieu montagnard et l'évolution de la torrentialité en particulier en Tarentaise (thèse [T32] : M. Koscielny).

D'une façon plus générale, considérant que tout projet de génie civil ou d'aménagement de l'espace se doit d'intégrer la part d'incertitude inhérente à toute construction intellectuelle basée sur des éléments naturels qui ne sont connus qu'avec une précision limitée ou qui présentent une variabilité impossible à quantifier avec précision, je souhaite approfondir le sujet : comment apprendre à *gérer les incertitudes*, plus spécialement dans un contexte d'analyse de mouvements de versants, éventuellement en situation de crise. Un certain nombre d'outils de diverses natures ont été présentés ici, mais c'est toute une démarche d'apprentissage face à une situation de risque qui mérite d'être développée, intégrant l'identification de scénarios d'évolution, la caractérisation des paramètres d'intensité de ces scénarios jugés réalistes et précisant pour un scénario d'intensité donnée un délai d'occurrence. À présent je ne saurais citer de travaux personnels se rapportant à cette préoccupation, mais j'envisage d'y consacrer une certaine énergie.

Enfin, je voudrais reprendre des travaux anciens en rapport avec l'urbanisme souterrain et le milieu urbain d'une façon générale, avec des applications identifiées sur le site de Paris, de premiers travaux réalisés sur les conditions de stabilité de la Butte Montmartre et des travaux en cours sur la remontée des nappes phréatiques à Paris (dans un contexte de crue 1910). De nouvelles réflexions, en rapport elles aussi avec des questions d'aménagement et de gestion de risques sont donc en cours, avec une perspective de recherche appliquée qui nous apparaît très importante.

4. Les activités internationales, contrats de recherche internationaux, européens, nationaux, conférences invitées

En qualité de coordinateur ou de chef de projet pour l'Ecole des Mines de Paris (Armines du point de vue contractuel), j'ai contribué à divers contrats de recherche nationaux ou internationaux directement en rapport avec mes thèmes de recherche. Parmi les plus récents je citerai :

- Contrat CCE - ORNAMENTAL ROCKS : *Improvement of productivity in quarrying dimension stones using new blasting and drilling techniques*. Contrat BRE2-CT92-0315. Coordinateur du projet : Unión Española de Explosivos, **partenaires : Armines-CGI, R. Cojean, responsable scientifique**, National Technical University of Athens (Grèce), Spel-ZExplosa (Portugal). Période du projet : **1993-1996**.
- Contrat CCE – DEBRIS FLOW : *Contribution to the reduction of debris flow damage, with the analysis of triggering factors, initiation, propagation and deposition phenomena, in the alpine region*. Contrat EV5V-CT94-0453. **Coordinateur du projet : Armines-CGI, R. Cojean responsable scientifique**, partenaires: ONF-RTM (France), Universität Bern (Suisse), GEO7 (Suisse), CNR-IRPI (Italie), CEMAGREF (France), Università degli studi di Trento (Italie). Période du projet : **1994-1996**.
- Contrat CCE – LANDSLIDES : *Landslide evolution controlled by climatic factors in a seismic area. Prediction methods and warning criteria*. Contrat EV5V-CT94-0451. Coordinateur du projet : Politecnico di Bari (Italie), **partenaires : Armines-CGI, R. Cojean, responsable scientifique**, City University (Grande-Bretagne). Période du projet : **1994-1996**.
- Contrat CCE – DEBRIS FLOW RISK : *Debris flow management and risk assesment in the Alpine region*. Contrat ENV4-CT960253. Coordinateur du projet : Università di Bologna (Italie), **partenaires : Armines-CGI, R. Cojean, responsable scientifique**, CEMAGREF (France), CNR-IRPI (Italie), FUBE (Allemagne), ONF-RTM (France), Université J. Fourier (France), Università di Firenze (Italie), Università di Padova (Italie), Università di Trento (Italie). Période du projet : **1996-1998**.
- Contrat CTGPC (China Yangtze Three Gorges Project Development Corporation) et Gouvernement Français – Fond d'Etude et d'Aide au Secteur Privé : *Contribution to the high rock slope design and monitoring of the permanent shiplock at the Three Gorges Dam Project*. **Chef de projet : Armines-CGI, R. Cojean responsable scientifique**. Ce projet a été conduit par une équipe de recherche du CGI incluant J.A. Fleurisson, J. Billiotte, I. Thévenin, D. Touitou, Y. Cai, M. Arnould. Période du projet : **1998-2001**.
- Contrat Fondation MAIF : *Risques naturels et montagne : mouvements de terrain et risques hydrologiques associés et induits. Evaluation des méthodes et moyens de prévention et analyse des retours d'investissement. Information préventive*. **Coordinateur du projet : Armines-CGI, R. Cojean responsable scientifique**, partenaires : ONF-RTM (France), CEMAGREF (France), LCPC (France) et CETE-Lyon (France). Période du projet : **1998-2002**. Un ouvrage de synthèse est en cours de finalisation pour édition.
- Contrat CCE – THARMIT : *Torrent hazard control in the European Alps. Practical tools and methodologies for hazard assesment and risk mitigation*. Contrat EVG1-CT 1999-00012. Coordinateur du projet : Università di Padova (Italie), **partenaires : Armines-CGI, R. Cojean, responsable scientifique**, CEMAGREF (France), CNR-IRPI (Italie), FUBE

(Allemagne), Università di Firenze (Italie), Università di Bologna (Italie), Università di Trento (Italie). **2000-2003.**

J'ai été sollicité pour divers congrès ou symposium comme rapporteur général, convenor ou conférencier. Je citerai dans les années récentes :

- Conférence invitée au 28th Annual Conference of the Engineering Group of Geological Society, Manchester, **1992**, sur le theme « *Influence of geological structures in slope stability analyses for open cast mining and quarrying* » ;
- Rapporteur général au Symposium International de Géologie de l'Ingénieur et l'Environnement, Athènes, **1997**, sur le thème 2c « *Risques naturels et anthropogéniques : risques sismiques et volcaniques, phénomènes de subsidence et de tassement, risques hydrologiques* » ;
- Co-organisateur du colloque « *La mesure dans les sciences de la Terre et sa représentativité* », organisé par SGF, UFG, CFGI et AIH, 7 novembre **2000**, Paris.
- Conférence invitée à EGS **2000** (European Geophysical Society, Nice) pour la session « *Rainfall triggered landslides and debris flows* » sur le thème : « *Triggering factors of debris flows : significant questioning for debris flow hazard analyses* » ;
- Conférence invitée au Congrès de la Société de l'Industrie Minérale **2000** sur le thème : « *Conception des talus de carrières et mines à ciel ouvert* » ;
- Convenor du Symposium « *Research on soil and rock mechanics related to slope stability for landslide prevention* » au 31^{ème} Congrès Géologique International, Rio-de-Janeiro **2000**.

5. Les coopérations industrielles et la valorisation des travaux de recherche

Dans le domaine de l'expertise (ou d'une recherche appliquée) en mines et carrières à ciel ouvert ou souterraines, ou en génie civil, je citerai, *parmi un grand nombre de prestations*, quelques rapports qui permettent d'illustrer la reconnaissance de mes travaux dans les domaines concernés :

- **Cojean R.** : *Report on the slope stability analysis of the Timbopeba South wall (Brazil)*. 24 p. Expertise réalisée pour la Companhia Vale do Rio Doce. **June 1993**.
- **Cojean R.**, Panet M., Rat M. : *Rapport d'expertise sur les talus rocheux de déblais du TGV Méditerranée*. 30 p. Travail réalisé pour SNCF au titre du contrôle interne. **1995 et 1996**.
- **Cojean R.**, Vouille G. : *Rapports d'expertise sur les rapports d'étude SETEC: A89 Mussidan – Périgueux Ouest. Section 2.3 Saint-Astier. Etude de confortement des carrières souterraines Dordognaise (2001) et Cimchaux (2002)*. 20 p. Travail réalisé pour SETEC-TPI au titre du contrôle interne. **2001 et 2002**.
- **Cojean R.** : *Compte-rendu d'expertise : Dossier d'arrêt des travaux miniers de la concession de Decazeville-Firmi (Aveyron)*. Travail réalisé pour la Direction des Sites arrêtés et de l'Environnement de HBCM (Houillères de Bassin du Centre et du Midi). 36 p. **Mai 2002**.
- **Cojean R.** : *Etude géologique et géotechnique de la stabilité des talus finals de la carrière Origny à Lumbres (Nord)*. 20 p. et Annexes. Travail réalisé pour les Ciments Holcim. **Juillet 2002**.
- Mohsen S. et **Cojean R.**, : *Analyse du contexte hydrogéologique de la Butte Montmartre et des conditions de stabilité en rapport avec les anciennes carrières souterraines et les vides de dissolution. Définition d'un projet de surveillance et de confortement du secteur*. Travail réalisé pour l'Inspection Générale des Carrières de la Ville de Paris. **Novembre 2002**.

6. La formation, l'information scientifique et technique

Mes fonctions d'enseignant dans plusieurs Institutions me donnent l'occasion d'échanges multiples avec les étudiants, en particulier sur les sujets relevant directement de mon domaine de recherche. Mon CV précise ces engagements professionnels qui sont inséparables de mon activité de chercheur. A titre d'illustration, je citerai une publication (polycopié), relative aux risques naturels :

- **Cojean R.** (1993). Les mouvements de versants et la stabilité des talus. Analyse, modélisation, prévention. Cours de l'École des Mines de Paris, 106 p. et Annexes.

De nombreux séminaires techniques, prenant appui sur cette expertise ont été organisés au cours de ces dernières années au Maroc, en Tunisie, au Burundi, en Iran, en Thaïlande.

Je contribue aussi à l'activité éditoriale dans mon domaine de recherche, en particulier comme :

- **Co-rédacteur du *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*** (Journal officiel de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement) **depuis 1998** ;
- Membre du comité de lecture de la *Revue Française de Géotechnique*, **depuis 1998**.
- Co-auteur de l'ouvrage collectif: *Mémento des mines et carrières de la Société de l'Industrie Minérale*, avec l'article : *Stabilité des talus de carrières et mines à ciel ouvert. Principes de dimensionnement*, pp. 212-233 ;
- Co-auteur de l'ouvrage collectif: *Guide technique pour la caractérisation et la cartographie de l'aléa dû aux mouvements de terrain*, réalisé à la demande du Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement, **2000** ;
- Responsable (co-rédacteur) du numéro spécial « *Mouvements de versants* » de la *Revue Française de Géotechnique*, **2001**.
- Co-auteur et responsable d'un ouvrage de synthèse (en cours de finalisation pour édition prévue début **2003**) tiré du rapport final du contrat Fondation MAIF : « *Risques naturels et montagne : mouvements de terrain et risques hydrologiques associés et induits. Evaluation des méthodes et moyens de prévention et analyse des retours d'investissement. Information préventive* ».

7. Conclusion

Ce mémoire d'habilitation a présenté mon activité d'enseignant –chercheur en mettant l'accent principalement sur mes travaux de recherche et l'encadrement de thèses de doctorat. J'ai pu, au cours de toutes ces années de recherche, me confronter à différentes problématiques, liées à :

- des questions d'aménagement du territoire, avec des travaux relatifs à la cartographie géologique et géotechnique ;
- des questions de dimensionnement d'ouvrages du génie civil et minier (tout spécialement les grands talus de mines à ciel ouvert de 100, 300, voire 600 m de hauteur), avec des travaux relatifs à l'analyse géologique et géomécanique ainsi que la modélisation des comportements des massifs rocheux, acquérant progressivement une certaine expertise sur le sujet ;
- des questions de gestion des risques naturels, avec des travaux relatifs à l'analyse et la modélisation des mouvements de versants de petite ou grande ampleur et l'analyse des phénomènes torrentiels (la génération des laves torrentielles).

Ces différents sujets ne sont pas indépendants, loin de là. Ils se rapportent à la fois aux sciences de la Terre, aux sciences mécaniques et aux sciences hydrologiques. Ils sont porteurs de nouvelles perspectives de recherche que j'ai pu esquisser pour ce qui concerne mes orientations personnelles. Ils demandent une certaine synthèse vers laquelle mon expérience me permet de tendre, dans un environnement scientifique très favorable qu'est celui de la géologie de l'ingénieur ou engineering geology.

|

|

ANNEXE 1

ENCADREMENTS SCIENTIFIQUES DE THÈSES

|

|

ENCADREMENTS SCIENTIFIQUES DE THÈSES

J'ai été habilité à diriger les thèses de 3^{ème} cycle (3 thèses soutenues) et de docteur - ingénieur (2 thèses soutenues) de 1979 à 1985, puis les thèses de doctorat depuis 1985 pour l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris (19 thèses soutenues) et de 1988 à 1999 pour l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (4 thèses soutenues).

1) Thèses de docteur de 3^{ème} cycle, de docteur-ingénieur ou de docteur en Géologie de l'Ingénieur soutenues sous ma direction administrative et scientifique

[T1] **Lagarigue J.L.** *Contribution à une valorisation géotechnique et environnementale de la carte géologique - Feuille Firminy - 1/50.000.* Thèse de Doctorat de 3^{ème} cycle, Université Paris VI et Ecole des Mines de Paris, soutenue le **23 novembre 1982**, 140 p.

[T2] **Rodriguez S.** *Cartographie géologique et géotechnique des formations superficielles et des mouvements de terrain. Feuille Rieupeyroux, 1/50 000.* Thèse de Doctorat de 3^{ème} cycle, Université Paris VI et Ecole des Mines de Paris, soutenue le **22 décembre 1983**, 237 p.

[T3] **Douiri F.** *Étude géologique et géotechnique de la stabilité des flancs d'une mine à ciel ouvert : la découverte de Decazeville.* Thèse de Docteur-Ingénieur, Université Paris VI et Ecole des Mines de Paris, soutenue le **4 juillet 1985**, 172 p.

[T4] **Chiffolleau Y.** *Étude géologique et géotechnique de la mine à ciel ouvert EDF d'Arjuzanx (Landes). Méthodes d'exploitation et stabilité de talus.* Thèse de Docteur-Ingénieur, Université Paris VI et Ecole des Mines de Paris, soutenue le **12 décembre 1985**, 176 p.

[T5] **Gautier P.** *Cartographie des glissements et affaissements miniers dans la région de Decazeville, Aveyron.* Thèse de Doctorat de 3^{ème} cycle, Université Paris VI et Ecole des Mines de Paris, soutenue le **10 juillet 1986**, 172 p.

[T6] **Vibert C.** *Apport de l'auscultation de versants instables à l'analyse de leur comportement.* Thèse de Doctorat en Géologie de l'Ingénieur, Ecole des Mines de Paris, soutenue le **28 janvier 1987**, 223 p.

[T7] **Fleurisson J.A.** *Interaction massif rocheux-énergie explosive et stabilité des fronts de taille. Mine à ciel ouvert de Ben Guérir, OCP, Maroc.* Thèse de Doctorat en Géologie de l'Ingénieur, Ecole des Mines de Paris, soutenue le **22 octobre 1987**, 203 p.

[T8] **Afilaka J.O.** *Analyse de la stabilité de talus de mines à ciel ouvert. Approche probabiliste. Application à la mine de Carmaux.* Thèse de Doctorat en Géologie de l'Ingénieur, Ecole des Mines de Paris, soutenue le **14 septembre 1988**, 165 p.

[T9] **Boinier F.** *Analyse des vibrations liées aux tirs à la mine à ciel ouvert de Decazeville (CdF, HBCM).* Thèse de Doctorat en Géologie de l'Ingénieur, Ecole des Mines de Paris, soutenue le **5 juillet 1989**, 191 p. et Annexes.

[T10] **Tanays E.**⁽¹⁾ *Approche algorithmique des conceptions géométrique et géotechnique des mines à ciel ouvert. Application à la mine de Carmaux (CdF, HBCM).* Thèse de Doctorat en Géologie de l'Ingénieur, Ecole des Mines de Paris, soutenue le **6 juillet 1989**, 213 p. et Annexes.

[T11] **Gouia B.** *Analyse de la stabilité de talus. Application à la mine à ciel ouvert de Nefta-Tozeur, Tunisie.* Thèse de Doctorat en Géologie de l'Ingénieur, Ecole des Mines de Paris, soutenue le **19 juin 1990**, 184 p.

[T12] **Xu J.**⁽¹⁾ *Simulation statistique de discontinuités et évaluation de la blocométrie de massifs rocheux. Application à l'analyse de l'écoulement et de la stabilité.* Thèse de Doctorat en Géologie de l'Ingénieur, Ecole des Mines de Paris, soutenue le **31 janvier 1991**, 150 p.

[T13] **Tahiri A.**⁽¹⁾ *Modélisation des massifs rocheux fissurés par la méthode des éléments distincts.* Thèse de Doctorat en Géologie de l'Ingénieur, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, soutenue le **20 mai 1992**, 154 p. et Annexes.

[T14] **Liu A.** *Analyse de quelques mécanismes de déformation et rupture progressives de versants instables.* Thèse de Doctorat en Géologie de l'Ingénieur, Ecole des Mines de Paris, soutenue le **11 décembre 1992**, 149 p.

[T15] **Alonso Garcia J.**⁽¹⁾ *Modélisation géométrique de mines à ciel ouvert avec pistes et analyse de la stabilité des talus renforcés par ancrages.* Thèse de Doctorat en Géologie de l'Ingénieur, Ecole des Mines de Paris, soutenue le **14 septembre 1992**, 139 p.

[T16] **Toha T.** *Analyse de la stabilité de talus dans les mines à ciel ouvert. Application à la mine de charbon de Bukit Asam (Indonésie).* Thèse de Doctorat en Géologie de l'Ingénieur, Ecole des Mines de Paris, soutenue le **25 novembre 1993**, 165 p. et Annexes.

[T17] **Carreon-Freyre D.** *Influence des discontinuités dans les carrières de roches ornementales sur les méthodes d'exploitation et la récupération du gisement.* Thèse de Doctorat en Géologie de l'Ingénieur, Ecole des Mines de Paris, soutenue le **24 avril 1995**, 150 p. et Annexes.

[T18] **Porokovoi E.** *Stabilité à long terme des talus de mine à ciel ouvert dans des massifs de roches basiques et ultrabasiques.* Thèse de Doctorat en Géologie de l'Ingénieur, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, soutenue le **18 décembre 1995**. 225 p.

[T19] **Curtil S.** *Stabilité de talus rocheux en structures compressives avec zones de cisaillement. Mine de chrysotile de Cana Brava (Brésil).* Thèse de Doctorat en Géologie de l'Ingénieur, Ecole des Mines de Paris, soutenue le **2 avril 1996**. 187 p. et Annexes.

[T20] **Denoyelle A.**⁽¹⁾ *Effets des vibrations dues à des tirs de mines sur des bétons aux jeunes âges.* Thèse de doctorat en Géologie de l'Ingénieur, Ecole des Mines de Paris, soutenue le **28 juin 1996**. 163 p. et Annexes.

[T21] **Karimi Nasab S.** *Stabilité de talus rocheux en zone sismique dans un porphyre cuprifère. Mine de Sar Cheshmeh (Iran).* Thèse de doctorat en Géologie de l'Ingénieur, Ecole des Mines de Paris, soutenue le **6 février 1997**. 223p. et Annexes.

[T22] **Bargui H.**⁽¹⁾ *Modélisations des comportements mécaniques et hydrauliques des massifs rocheux simulés par des assemblages de blocs rigides. Introduction d'un couplage hydro-mécanique.* Thèse de Doctorat en Géologie de l'Ingénieur, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, soutenue le **18 juin 1997**. 169 p.

[T23] **Bonnet-Staub I.** *Mécanismes d'initiation des laves torrentielles dans les Alpes françaises - Contribution à la maîtrise du risque.* Thèse de doctorat en Géologie de l'Ingénieur, Ecole des Mines de Paris, soutenue le **26 mars 1998**. 230p. et Annexes.

[T24] **Sorgi-de-Gennaro C.** *Contribution à l'étude des facteurs climatiques, géologiques et géotechniques contrôlant la génération des laves torrentielles. Application au secteur de Saint-Martin-La-Porte (Savoie, France).* Thèse de doctorat en Géologie de l'Ingénieur, Ecole des Mines de Paris, soutenue le **29 novembre 1999**. 172 p.

[T25] **Fouché O.** *Caractérisation géologique et géométrique, et modélisation 3D des réseaux de discontinuités d'un massif granitique reconnu par forages carottés (massif de Charroux-Civray, Vienne, France).* Thèse de Doctorat en Géologie de l'Ingénieur, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, soutenue le **1^{er} décembre 1999**. 296 p. et Annexes.

[T26] **Caï Y.** *Analyse et modélisation des mouvements de versants déclenchés par le plan d'eau d'une retenue de barrage. Application au barrage des Trois-Gorges (Chine).* Thèse de doctorat en Géologie de l'Ingénieur, Ecole des Mines de Paris, soutenue le **26 janvier 2000**. 260 p. et Annexes.

[T27] **Chennoufi L.** *L'eau et les glissements de terrain : élaboration d'un modèle de prévision du risque.* Thèse de doctorat en Géologie de l'Ingénieur, Ecole des Mines de Paris, soutenue le **20 décembre 2000**. 141 p. et Annexes.

[T28] **Laugier P.** *Contribution à l'analyse des risques naturels en montagne par l'étude géologique et géotechnique de scénarios de mouvements de versants et laves torrentielles. Application à la région de Bourg-Saint-Maurice (Savoie, France).* Thèse de doctorat en Géologie de l'Ingénieur, Ecole des Mines de Paris, soutenue le **19 décembre 2002**. 333p. et Annexes.

(¹) Exposant indiquant que les thèses concernées ont bénéficié d'un encadrement scientifique complémentaire significatif au sein du laboratoire ou à l'extérieur.

2) Thèse en Géologie de l'Ingénieur pour l'encadrement scientifique de laquelle j'ai apporté une contribution significative

[T29] **Touitou D.** *Apport de la modélisation et de l'instrumentation dans l'analyse de la stabilité et la déformation à long terme d'un massif granitique. Application aux talus de grande hauteur de l'écluse à bateaux permanente du barrage des Trois-Gorges (Chine).* Thèse de Doctorat en Géologie de l'Ingénieur, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, soutenue le **14 février 2002**. 174 p. et Annexes.

3) Thèses en Géologie de l'Ingénieur sous ma direction scientifique, dont la soutenance est proche

[T30] **Le Mignon G.** *Rôles de l'eau dans le déclenchement et la remobilisation de glissements-coulées. Applications à la région de Barcelonnette (Alpes-de-Haute-Provence, France).* Thèse de Doctorat en Géologie de l'Ingénieur, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, dont la soutenance est prévue pour le **printemps 2003**.

[T31] **Pollet N.** *Mouvements gravitaires rapides de grandes masses rocheuses (sturzstroms). Scénarios de glissements ou éboulements et barrages de vallées. Analyses et modélisations. Application aux éboulements de La Madeleine (France), Flims (Suisse) et Köfels (Autriche).* Thèse de Doctorat en Géologie de l'Ingénieur, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, dont la soutenance est prévue pour **l'hiver 2003**.

4) Thèses en Géologie de l'Ingénieur sous ma direction scientifique, dont la soutenance est plus lointaine

[T32] **Koscielny M.** *Analyse des effets des actions anthropiques sur l'évolution géodynamique des versants.*

[T33] **Zilaf J.** *Analyse et simulation numérique des processus de localisation des déformations dans les glissements de terrain.*

5) Thèses en Géologie de l'Ingénieur en co-direction scientifique (avec Yu Jun Cui, CERMES) dont la soutenance est plus lointaine

[T34] Mantho A. *Echanges sol-atmosphère, application à la sécheresse.*

ANNEXE 2

LISTE DES PUBLICATIONS

|

|

LISTE DES PUBLICATIONS

(Ne sont pas mentionnés : les rapports d'études ou d'expertise, les communications aux Workshops de contrats européens, les rapports internes, les polys de cours ou de formation continue)

Thèse de docteur-ingénieur

[1] **Cojean R.** (1975). *Contribution à une cartographie géotechnique pour l'aménagement régional et urbain. Plateaux de Trappes-Saclay, Vallées de la Bièvre et de l'Yvette*. Thèse de Docteur-Ingénieur, 1975, 142 p.

Contribution à des ouvrages collectifs

[2] Antoine P., **Cojean R.**, Durville J.L., Landry J., Leroi E., Marie R., Potherat P., Toulemont M., Villain J. (2000). *Guide technique pour la caractérisation et la cartographie de l'aléa dû aux mouvements de terrain*. 72p. Guide réalisé à la demande du Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement. Publication LCPC. Collection Environnement. 2000.

[3] Mémento des Mines et carrières, Nouvelle série, numéro 4. Article **Cojean R.** (1998). *Stabilité des talus de carrière et mines à ciel ouvert. Principes de dimensionnement.*, pp 212-233. Publication de la Société de l'Industrie Minérale. 1998.

[4] Geological Society Engineering Geology Special Publication N° 10. *Engineering Geology of Construction*. Article **Cojean R.** (1995). *Influence of geological structures in slope stability analyses for open cast mining and quarrying*, pp.321-334, Ed. M. Eddleston, S. Walthall, J.C. Cripps, M.G. Culshaw, 1995.

[5] Turland M., Hottin A.M., **Cojean R.**, Ducreux J.L., Debéglià N., d'Arcy D., Mathis V., Carroué J.P., Piboule M.: (1990). *Carte géologique de la France à 1/50.000, feuille Hérisson (N° 596), notice explicative*, 118 p. Ed. BRGM – Service Géologique National.

Conférences invitées, rapports généraux de congrès

[6] **Cojean R.** (2000). *Conception des talus de carrières et mines à ciel ouvert : approche géologique et géomécanique, modélisation et instrumentation*. **Conférence invitée**. Congrès de la Société de l'Industrie Minérale, 14-17 novembre 2000, Paris.

[7] **Cojean R.** (2000). *Triggering factors of debris flows : significant questioning for debris flow hazard analyses*. Congrès EGS 2000 (European Geophysical Society), 25-29 Avril 2000, Nice, France. **Conférence invitée** pour la session « Rainfall triggered landslides and debris flows ».

[8] **Cojean R.** (1997). *Risques naturels et anthropogéniques : risques sismiques et volcaniques, phénomènes de subsidence et de tassement, risques hydrologiques*. **Rapport général** du thème 2c du Symposium International de Géologie de l'Ingénieur, Athènes, Grèce, 23-27 juin 1997, 7 p.

[9] **Cojean R.** (1995). *Contribution to the reduction of debris flow damage, with the analysis of triggering factors, initiation, propagation and deposition phenomena in the alpine region*. **Conférence invitée** au Colloque Hydrogeological Hazards in the European Union, Bruxelles, 30-31 janvier 1995.

[10] **Cojean R.** (1994). *Roles of water as a triggering factor for landslides and debris flows. Conférence invitée à l'International Workshop on Floods and Inundations related to Large Earth Movements, Trento, Italy, October 4-7, 1994, pp.A-13-1, A-13-19.*

[11] **Cojean R.** (1992). *Influence of geological structures in slope stability analyses for open cast mining and quarrying. Conférence invitée aux 28th Annual Conference of the Engineering Group of Geological Society, Manchester, 6-10 septembre 1992.*

[12] **Cojean R.** (1992). *Slope stability research in France - Large landslides and rockslides in France and Europe - Nuclear waste disposal research in France. Conférences invitées à l'Institut de Géologie de Pékin, juillet 1992.*

Articles parus dans revues à comité de lecture

[13] **R. Cojean** (2001). *Les mouvements de versant. Introduction au N° spécial « Mouvements de versant ».* Revue Française de Géotechnique, N° 95/96. 2^{ème} et 3^{ème} trimestre 2001, pp 5-6.

[14] Laugier P., **Cojean R.** (2001). *Analyse de scénarios d'événements « laves torrentielles » dans le bassin versant de l'Arbonne (Bourg-Saint-Maurice, Savoie, France).* Revue Française de Géotechnique, N° 95/96. 2^{ème} et 3^{ème} trimestre 2001, pp 41-54.

[15] Fouché O., **Cojean R.**, Arnould M. (2001). *Caractérisation géologique et géométrique de la fracturation naturelle d'une formation granitique, à partir de carottes de forages.* Bulletin of Engineering Geology and the Environment. Vol 60, N° 3, août 2001, pp 231-240.

[16] Carreon-Freyre D, **Cojean R.**, Rocchini J.F. (1996). *Influence des discontinuités dans les carrières de roches ornementales sur les méthodes d'exploitation et la récupération du gisement.* Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur, n° 54, pp 45-58.

[17] Fleurisson J.A., Alonso-Garcia J., **Cojean R.** (1996). *Mechanical reinforcement and geotechnical design of open pit mine using DEGRES program,* International Journal of Surface Mining, Reclamation and Environment, vol 10, pp 103-112.

[18] Toulemont M., **Cojean R.**, Faccendini J.P. (1994). *Cartographie prévisionnelle des sols sensibles à la sécheresse : un outil d'information préventive.* Revue Mappemonde 4/94. pp. 2-5.

[19] **Cojean R.** Contribution à l'article Durville J.L. *Mécanismes et modèles de comportement des grands mouvements de versants* Rapport de synthèse du Séminaire de Nainville-les-Roches, Ministère de l'Environnement et Ministère de l'Intérieur et de la Sécurité Publique. Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur, n°45, pp.25-42.

[20] Xu J., **Cojean R.**, Arnould M. (1992). *Simulation tridimensionnelle de la blocométrie naturelle de massifs rocheux.* Revue Française de Géotechnique n°58, pp.31-40.

[21] Tanays E., **Cojean R.**, Hantz D. (1992). *Degrés : a software to design open pit geometry.* 7 p, International Journal of Surface Mining and Reclamation, No.6, pp.91-98.

[22] Afilaka J.O., **Cojean R.** (1989). *Apport d'une approche probabiliste de la stabilité pour la conception de talus de mine à ciel ouvert. Application à la mine de Carmaux, France.* Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur, n°40, pp.67-77.

[23] Huret C., **Cojean R.**, Deveughèle M. (1988). *Temperature effects on engineering properties of loess. Application to a loess of the parisian basin from 5° to 80°C.* Engineering Geology, No.25, pp.209-228.

[24] Deveughèle M., **Cojean R.**, Marvy J. (1983). *Intérêt et difficultés de l'étude des nappes phréatiques en milieu urbain (exemple de la nappe alluviale de Paris)*. Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur, n°28, 1983, pp.213-219.

[25] Thiry M., Schmitt J.M., Trauth N., **Cojean R.**, Turland M. (1983). *Formations rouges sidérolithiques et silifications sur la bordure nord du Massif Central*. Revue de Géologie Dynamique et de Géographie Physique, Vol.24, fasc.5, pp.381-395.

Articles soumis à des revues à comité de lecture

[26] Pollet N., **Cojean R.**, Couture R., Schneider J.L., Strom A.L., Voisin C., Wassmer P. *New observations of sturzstrom deposits at Flims (Swiss Alps)*. 18p. Article soumis à Canadian Geotechnical Journal.

[27] Fabre J.C., **Cojean R.** *Quelques problèmes géologiques et géotechniques relatifs à la ville de Paris*. 20p. Article soumis à Revue Française de Géotechnique.

Articles parus dans d'autres revues

[28] **Cojean R.** (2001). *Conception des talus de carrières et mines à ciel ouvert : approche géologique et géomécanique*. Revue Les Techniques de l'Industrie Minérale. N° 10, juin 2001, pp 51-60 et 135-138.

[29] Publication du Ministère de l'Environnement et du Ministère de l'Intérieur et de la Sécurité Publique : *Les Mouvements de Versants de Grande Ampleur*. Séminaire de Nainville-les-Roches, 19-21 juin 1991 **Cojean R.** (1991). Contribution au rapport de synthèse Durville J.L. *Mécanismes et modèles de comportement des grands mouvements de versants*. pp. 25-42.

[30] **Cojean R.** (1990). *Les mouvements de terrain. Analyse et prévention*. Conférence au Séminaire "Quaternaire appliqué-Bujumbura 1990". Revue Pangea. 40 p.

[31] Arnould M., **Cojean R.**, Fleurisson J.A., Souibgui M., Vibert C. (1989). *Peut-on prévoir la rupture d'un versant montagneux ?* Revue semestrielle d'Information de l'École des Mines de Paris, n° 7, juin 89, pp.35-38.

[32] 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*. Revue de l'Industrie Minérale - Mines et Carrières - Les Techniques, août - septembre 1989, pp.35-45.

[33] Nacer N., Belmokadem D., **Cojean R.**, Fleurisson J.A. (1987). *Aspects géologiques et géotechniques des découvertes de l'OCP. Conséquences sur les méthodes d'exploitation*. Revue de l'Industrie Minérale – Mines carrières – Les Techniques, janvier – février 1989, pp. 22-27.

[34] **Cojean R.** (1982). *Apport des données géologiques et géotechniques à l'aménagement régional*. Cahiers de l'Université Paris-Sud n°3, 1982, pp.269-285.

[35] **Cojean R.** (1978). *Contribution à une cartographie géotechnique pour l'aménagement régional et urbain. Plateaux de Trappes-Saclay, Vallées de la Bièvre et de l'Yvette*. Annales des Ponts et Chaussées, 3^{ème} trim. 1978, pp 43-44.

Communications à des congrès et colloques avec publications

[36] **Cojean R.** Cai Y., Cui ZQ, Fleurisson JA (2002). *Analyse et modélisation du glissement de Huangtupo (Badong, retenue du barrage des Trois-Gorges, R.P. de Chine). Conditions de réactivation, méthodes de confortement et surveillance.* 12p. Communication aux Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur. 8-9 octobre 2002. Nancy.

[37] Thénevin I., **Cojean R.**, Fleurisson J.A., Touitou D. (2002). *Précision et qualité de longues séries de mesures. Réseau de surveillance d'un grand projet : l'écluse permanente du barrage des Trois-Gorges (Chine).* 13 p. Communication aux Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur. 8-9 octobre 2002. Nancy.

[38] Laugier P., **Cojean R.** (2002). *Simulation numérique de génération de laves torrentielles (Arbonne, France).* 1st European Conference on Landslides, pp 381-386, 24-26 june 2002, Prague, Czech Republic

[39] Le Mignon G., **Cojean R.** (2002). *Rôle de l'eau dans la remobilisation de glissements – coulées (Barcelonnette, France).*). 1st European Conference on Landslides, pp 239-244, 24-26 june 2002, Prague, Czech Republic.

[40] Pollet N., **Cojean R.**, Schneider J.L. (2002). *Les critères de mobilité des mouvements gravitaires rapides de grande ampleur.* 1st European Conference on Landslides, pp 275-280, 24-26 june 2002, Prague, Czech Republic.

[41] Laugier P., **Cojean R.** (2000). *Analysis of scenarios of debris flow events based on initiation hazard mapping. Application to the Arbonne catchment (Bourg-Saint-Maurice, France).* Communication au Congrès EGS 2000 (European Geophysical Society), 12p., 25-29 Avril 2000, Nice, France.

[42] Le Mignon G., **Cojean R.** (2000). *Roles of water in the triggering or remobilization of flow slides and mudflows (Barcelonnette, Alpes de Haute Provence, France).* Communication au Congrès EGS 2000 (European Geophysical Society), 10p., 25-29 Avril 2000, Nice, France.

[43] Karimi Nasab S., Can T., **Cojean R.**, Sharifiyan A., Hosseini M., Arnould M. (1999). *Stability analysis of the Sarcheshmeh's false wedge,* 7p., Communication au 16th Mining Congress and Exhibition of Turkey, Ankara, June 15-18, 1999.

[44] Karimi Nasab S., Fleurisson J.A., **Cojean R.**, Khoshrou S.H., Mousavi B., Arnould M. (1999). *Application of the DEGRES software at the Sarcheshmeh porphyry copper open pit,* 8p., Communication au 16th Mining Congress and Exhibition of Turkey, Ankara, June 15-18, 1999.

[45] Bargui H, Billiotte J., **Cojean R.** (1998). *Contribution of a 3D model to the analysis of the hydromechanical behaviour of a jointed rock mass in dam foundation.* Communication au 3rd International Conference on Mechanics of Jointed and Faulted Rocks, Vienne, Austria, 6-9 April, pp 627-632.

[46] **Cojean R.** et Staub I. (1998). *Mécanismes d'initiation des laves torrentielles dans les Alpes françaises.* 8^e Congrès de l'AIGI, Vancouver, 21-25 septembre 1998, vol. 3, pp. 2075-2082.

[47] Levy M., Hug M., Vassiliadis R., **Cojean R.**, Durville J.L. (1996). *Engineering geology of highway construction in a mountaneous are : the Maurienne valley (Savoie, France).* Communication au 30th International Geological Congress, 4-14 août, Beijing.

[48] **Cojean R.** (1995). *Analyse des facteurs de prédisposition et des mécanismes d'initiation des laves torrentielles sur quelques bassins versants des Alpes.* Communication aux 20^{èmes} Journées du GFHN (Groupe Français de l'Humidité Neutronique), Marne-la-Vallée, 22-23 novembre 1995.

- [49] Du Mouza J., **Cojean R.**, Aler J., Jarpa-Gibert S., Arriagada J. (1994). *Blasting result analysis in Chuquicamata mine (Chile)*. Communication à l'International Symposium of Rocks Mechanics, Santiago du Chili, 10-14 mai 1994, 9 p.
- [50] **Cojean R.**, Fleurisson J.A. (1992). *Étude des instabilités de talus dues à la mise en eau de carrières ou mines à ciel ouvert*. Communication au 6th International Symposium on Landslides, Christchurch, New-Zealand, 10-14 février 1992, pp.1271-1277.
- [51] 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 par le logiciel Degrés*. Communication au Colloque International Géotechnique et Informatique, Paris, 29-30 septembre-1er octobre 1992, pp.233-244.
- [52] Tahiri A., **Cojean R.**, Fleurisson J.A., Tijani S.M., Arnould M. (1992). *Modélisation des massifs rocheux par la méthode des éléments distincts*. Communication au Colloque "Structure et comportement mécanique des géomatériaux", Nancy, 10-11 septembre 1992, pp.379-388.
- [53] Xu J., **Cojean R.** (1990). *Simulation tridimensionnelle de la blocométrie de massifs rocheux*. Communication au 6ème Congrès International de l'AIGI, Amsterdam, 6-10 août 1990, pp.797-802.
- [54] **Cojean R.**, Fleurisson J.A. (1990). *Influence de la structure géologique sur la stabilité de versants progressivement submergés par la montée d'un plan d'eau*. Communication au 6ème Congrès International de l'AIGI, Amsterdam, 6-10 août 1990, pp 2113-2132.
- [55] **Cojean R.**, Hantz D., Savary R., Bonnart J.M. (1990). *La grande découverte de Carmaux : stabilité de la fosse et des terrils. Méthodes d'étude et de surveillance*. Communication au 14th World Mining Congress, Beijing, Chine, 14-18 mai 1990, 13 p.
- [56] Gouia B., **Cojean R.** (1990). *Déformation et rupture de talus et de versants naturels. Quelques méthodes d'analyse*. Communication au 2ème Congrès National des Sciences de la Terre, Tunis, 24-30 septembre 1990, 11 p.
- [57] Xu J., **Cojean R.** (1990). *A numerical model for fluid flow in the block interface network of three dimensional rock block system*. Communication à l'International Conference on Mechanics of jointed and faulted rocks, Vienne, Autriche, 18-20 avril 1990, pp.627-633.
- [58] **Cojean R.**, Fleurisson J.A. (1989). *La découverte de Decazeville : expérience acquise sur la stabilité des talus*. Poster présenté au Congrès annuel de la S.I.M., Alès, 26-29 septembre 1989.
- [59] **Cojean R.** (1988). *Analyse statistique et simulation de la fracturation de massifs rocheux. Applications aux études de stabilité des talus de mines à ciel ouvert*. 18p., Communication aux Premières Journées Tunisiennes de Géologie Appliquée, 31 mai - - juin 1988.
- [60] Vibert C., Arnould M., **Cojean R.**, Le Cléac'h J.M. (1988). *Essai de prévision de rupture d'un versant montagneux à Saint-Étienne-de-Tinée, France*. Communication au 5ème Symposium International sur les glissements de terrain, Lausanne, 10-15 juillet 1988, pp.789-792.
- [61] **Cojean R.**, Fleurisson J.A. (1988). *Incidences des vibrations sur la stabilité des talus : l'exemple des exploitations à ciel ouvert des phosphates marocains*, 28p., Communication à l'École d'été sur l'abattage du rocher à l'explosif, Alès, 12 - 16 septembre 1988.
- [62] **Cojean R.**, Tanays E., Hantz D., Savary R. (1987). *Conception et description d'un logiciel de détection automatique de risques de rupture des flancs d'une mine à ciel ouvert*, 20p., Communication aux Journées d'Étude Grands Travaux et Géologie, organisées par l'ENPC, Paris, 18 - 19 novembre 1987.

[63] **Cojean R.**, Fleurisson J.A. (1987). Fracturation des massifs rocheux : analyse, description statistique, simulation et applications à la stabilité des talus de mines à ciel ouvert, 44p., communication à la Journée d'Étude sur la Géotechnique appliquée aux mines et carrières, organisée par la commission CORSS du Ministère de l'Industrie.

[64] Nacer N., Belmokadem D., **Cojean R.**, Fleurisson J.A. (1987). Aspects géologiques et géotechniques des découvertes de l'OCP. Conséquences sur les méthodes d'exploitation. Congrès annuel de la Société de l'Industrie Minérale, Marrakech, 4-11 septembre 1987.

[65] **Cojean R.**, Gautier P. (1984). Élaboration de cartes de sensibilité aux mouvements de terrain pour l'établissement de plans d'exposition aux risques (Aveyron). Colloque Mouvements de Terrain, Caen, 22-24 mars 1984, pp.153-161.

Rapports finals de contrats de recherche internationaux, européens ou nationaux

[66] **Cojean R.**, Laugier P., Le Mignon G., Pollet N., Thénevin I., Fleurisson J.A. (2002). *Risques naturels et montagne : Mouvements de terrain et risques hydrologiques associés et induits. Evaluation des méthodes et moyens de prévention et analyse des retours d'investissement. Information préventive*, Rapport Final, juin 2002, 290p, Contrat Fondation MAIF (R. Cojean, coordinateur du projet).

[67] Arnould M., **Cojean R.** *Problèmes de stabilité des versants de la retenue du barrage des Trois-Gorges (Chine)* (2001). Rapport Final, 50p. novembre 2001, Convention MEFI. Secrétariat d'Etat à l'Industrie. DGEMP-DIMAH.

[68] **Cojean R.**, Fleurisson J.A., Billiotte J., Thénevin I., Touitou D., Cai Y., Arnould M. (2001). *Contribution to the high rock slope design and monitoring of the permanent shiplock at the Three Gorges Project*. Final Report, avril 2001, vol 1 : 65p. et Annexes, vol 2 : 39p. et Annexes, volume 3 : 91p. et Annexes, volume 4 : 65p. et Annexes. Contract CTGPC (Chine) (R. Cojean, responsable scientifique).

[69] **Cojean R.**, Gênevois R. (1999). *Debris flow triggering*, 36 p., Technical Report, in Debris flow management and risk assessment in the Alpine region (Debris Flow Risk), Final Scientific Report, volume 1, october 1999. EC Research Programme, contract ENV4-CT96-0253.

[70] **Cojean R.**, Sorgi-de Gennaro C., Bland S, Bonnet-Staub I., Chennoufi L., Couzens R., Gachet M., Velly N. (1999). *Contribution of Armines-CGI in Debris Flow Risk Contract* (R. Cojean, responsable scientifique), 80p., in Debris flow management and risk assessment in the Alpine region (Debris Flow Risk), Final Scientific Report, volume 2, october 1999 ; EC Research Programme, contract ENV4-CT96-0253.

[71] **Cojean R.** et al (1996). *Debris flow. Contribution to the reduction of debris flow damage, with the analysis of triggering factors, initiation, propagation and deposition phenomena, in the Alpine region*. Final report. Part I : Synthesis Report, 66 p. Part II : Scientific and Technical Description of the Research Project, 540 p. (R. Cojean *coordinateur du projet*). EC Research Programme, contrat européen n° EV5V-CT94-0453.

[72] Cotecchia V., **Cojean R.**, Fleurisson J.A. et al (1996). *Landslide evolution controlled by climatic factors in a seismic area. Prediction methods and warning criteria. Contribution of Armines-CGI* (R. Cojean, responsable scientifique). Final report. Volume I : 196 p. Volume II : 289 p. Volume III : Annexes. EC Research Programme, contrat européen n° EV5V-CT94-0451.

ANNEXE 3

PUBLICATIONS

1°) THÈME RISQUES NATURELS

- GLISSEMENTS DE TERRAIN ;
- LAVES TORRENTIELLES ;
- MOUVEMENTS DE VERSANT DE GRANDE AMPLEUR.

2°) THÈME MASSIFS ROCHEUX

- STABILITÉ DES TALUS DE MINES À CIEL OUVERT ;
- MODÉLISATION GÉOMÉCANIQUE.

3°) THÈME CARTOGRAPHIE GÉOLOGIQUE ET GÉOTECHNIQUE

	Risques naturels	Massifs rocheux	Cartographie
Publications présentées	[10], [13], [14], [26], [36], [38], [39], [40], [46], [54]	[4], [15], [17], [20], [28], [45], [52], [57]	[5], [24], [34]

ANNEXE 3

PUBLICATIONS (THÈME 1/3)

1° THÈME RISQUES NATURELS :

GLISSEMENTS DE TERRAIN, LAVES TORRENTIELLES, MOUVEMENTS DE VERSANT DE GRANDE AMPLEUR

[13] **R. Cojean** (2001). *Les mouvements de versant. Introduction au N° spécial « Mouvements de versant »*. Revue Française de Géotechnique, N° 95/96. 2^{ème} et 3^{ème} trimestre 2001, pp 5-6.

[36] **Cojean R.** Cai Y., Cui ZQ, Fleurisson JA (2002). *Analyse et modélisation du glissement de Huangtupo (Badong, retenue du barrage des Trois-Gorges, R.P. de Chine). Conditions de réactivation, méthodes de confortement et surveillance*. 12p. Communication aux Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur. 8-9 octobre 2002. Nancy.

[54] **Cojean R.**, Fleurisson J.A. (1990). *Influence de la structure géologique sur la stabilité de versants progressivement submergés par la montée d'un plan d'eau*. Communication au 6ème Congrès International de l'AIGI, Amsterdam, 6-10 août 1990, pp 2113-2132.

[39] Le Mignon G, **Cojean R.** (2002). *Rôle de l'eau dans la remobilisation de glissements – coulées (Barcelonnette, France)*.). 1st European Conference on Landslides, pp 239-244, 24-26 juin 2002, Prague, Czech Republic.

[46] **Cojean R.** et Staub I. (1998). *Mécanismes d'initiation des laves torrentielles dans les Alpes françaises*. 8^e Congrès de l'AIGI, Vancouver, 21-25 septembre 1998, vol. 3, pp. 2075-2082.

[14] Laugier P., **Cojean R.** (2001). *Analyse de scénarios d'événements « laves torrentielles » dans le bassin versant de l'Arbonne (Bourg-Saint-Maurice, Savoie, France)*. Revue Française de Géotechnique, N° 95/96. 2^{ème} et 3^{ème} trimestre 2001, pp 41-54.

[38] Laugier P., **Cojean R.** (2002). *Simulation numérique de génération de laves torrentielles (Arbonne, France)*. 1st European Conference on Landslides, pp 381-386, 24-26 juin 2002, Prague, Czech Republic

[10] **Cojean R.** (1994). *Roles of water as a triggering factor for landslides and debris flows*. *Conférence invitée* à l'International Workshop on Floods and Inundations related to Large Earth Movements, Trento, Italy, October 4-7, 1994, pp.A-13-1, A-13-19.

[40] Pollet N., **Cojean R.**, Schneider J.L. (2002). *Les critères de mobilité des mouvements gravitaires rapides de grande ampleur*. 1st European Conference on Landslides, pp 275-280, 24-26 juin 2002, Prague, Czech Republic.

[26] Pollet N., **Cojean R.**, Couture R., Schneider J.L., Strom A.L., Voisin C, Wassmer P. *New observations of sturzstrom deposits at Flims (Swiss Alps)*. 18p. *Article soumis à Canadian Geotechnical Journal. (Article publié en 2005 présenté)*.

Introduction

Les mouvements de versant

Un sujet complexe aux multiples facettes

Parmi les *risques naturels*, les mouvements de versant représentent une famille très diversifiée dont l'impact économique et social à l'échelle du globe est d'une grande importance. Cet impact ne saurait être considéré comme mineur par rapport à celui d'autres phénomènes naturels tels que les séismes ou les inondations, phénomènes auxquels les mouvements de versant sont d'ailleurs souvent associés. De plus, dans bien des situations, les mouvements de versant représentent une *contrainte majeure* pour de nombreux ouvrages du génie civil ou pour des programmes d'aménagement régional dans toutes catégories de pays et plus particulièrement certains pays en voie de développement.

L'évolution géodynamique des versants

Les mouvements de versant témoignent de l'évolution géodynamique de « l'épiderme de la Terre ». Ainsi, le creusement quaternaire des vallées se poursuit sous nos yeux suivant une histoire multiphasée, dont rendent compte divers « témoins silencieux » que savent reconnaître géologues et géomorphologues. Souvent, ces vallées et versants représentent un héritage morphologique récent (les anciennes vallées glaciaires de nos paysages alpins par exemple) qui ne subit plus que quelques retouches sous les climats actuels. Cependant tous ces versants continuent d'évoluer lentement ou par crise et peuvent toujours menacer grandement nos établissements humains. Ces transformations légères ou dramatiques nous font prendre conscience du rôle du temps géologique sur les processus naturels.

Dans les situations de versant que nous étudions, ce temps est tout à fait à notre échelle. C'est le cas, évidemment, dans certaines situations de crise. C'est aussi le cas, d'une façon insidieuse qu'il nous faut savoir reconnaître, dans des contextes de versants de moyenne ou grande ampleur évoluant très lentement et qui nous semblent stables uniquement parce qu'ils ne sont pas l'objet de mesures précises.

Enfin, dans de nombreux contextes opérationnels, c'est l'action directe de l'homme qui peut contrarier l'évolution naturelle, quand sont engagés des travaux mettant en cause imprudemment des équilibres précaires.

Structures géologiques et matériaux constitutifs

Dans toutes nos études relatives aux mouvements de versant, la reconnaissance des *facteurs de prédisposition* à l'instabilité constitue une première étape, essentiellement géologique, les *structures géologiques* commandant directement une majorité de mouvements de versant. Dans cette démarche d'analyse, il ne faut pas craindre de mettre en œuvre tous les moyens classiques de la géologie de terrain et d'autres moyens techniquement plus importants (sondages, géophysique, télédétection...)

pour bien identifier ces facteurs de prédisposition. Ceux-ci s'imposeront lors de la conception des modèles numériques qui seront élaborés par la suite.

La caractérisation des *matériaux constitutifs* (sols et roches, massifs de sols et massifs rocheux) représente une deuxième étape essentielle où géologues, mécaniciens des sols et mécaniciens des roches doivent savoir coopérer. Prenant appui sur la caractérisation minéralogique et micro-structurale des matériaux, l'étude des *comportements rhéologiques* sous divers types de sollicitations mécaniques et hydriques s'impose au laboratoire et *in situ*. Elle peut être très difficile, de par la complexité et la variabilité des structures et des matériaux géologiques. Elle doit être cependant performante, avec les moyens expérimentaux qui sont les nôtres aujourd'hui, dans l'étude des comportements statiques ou dynamiques des sols saturés ou non saturés, des roches et des discontinuités de toutes natures. La durabilité et les comportements à long terme des matériaux doivent aussi être analysés : le long terme classique de la mécanique des sols et d'autres longs termes prenant en compte les processus physico-chimiques d'altération des matériaux naturels. Les conditions d'un vieillissement rhéologique doivent ainsi être précisées le mieux possible.

Les processus de déformation et de rupture des versants

À l'échelle d'un versant et non pas d'un échantillon, les *processus de déformation*, les *différents stades de rupture* ou de *réactivation d'anciennes surfaces de cisaillement*, les conditions du développement de la *rupture progressive* des matériaux et des massifs de sols et de roches doivent retenir notre attention. Par exemple, les mécaniciens sont familiers des processus de fluage affectant une masse de terrain importante qui peuvent évoluer en un processus de « localisation progressive des déformations » suivant une surface ou une zone de cisaillement bien définie et conduire au glissement de terrain *stricto sensu*.

Dans ces analyses globales d'un versant il faut aussi savoir reconnaître le caractère « dominant » du massif, milieu continu ou milieu discontinu, en vue de s'orienter vers les outils de modélisation numérique les plus adaptés (méthode des éléments finis ou des différences finies, méthode des éléments distincts...). Aujourd'hui ces modèles illustrent correctement certains des mécanismes évoqués.

Pour les grands mouvements de versant, les mécanismes de déformation et rupture qui s'y développent réellement ainsi que les conditions de propagation et d'arrêt des masses glissées constituent encore des sujets de recherche fondamentale.

De même les *comportements hydrologiques et hydrogéologiques* des versants naturels, parfois couplés aux comportements mécaniques, représentent un domaine où il nous faut beaucoup progresser, l'hydrogéochimie semblant devoir apporter une contribution

R. COJEAN

Co-rédacteur de la RFG
pour le numéro spécial
«Mouvements de versant»

Centre de géologie
de l'ingénieur
EMP/ENPC/UMLV
Université Marne-la-Vallée,
Bâtiment IFI
5, boulevard Descartes,
Champs-sur-Marne
77454 Marne-la-Vallée
Cedex 2
cojean@cgi.ensmp.fr

significative. L'enjeu est ici important, considérant les rôles multiples et primordiaux de l'eau dans une grande majorité de processus de rupture de versants.

Par ailleurs, l'*auscultation* des versants instables mis sous *surveillance* (GPS, radar, géodésie spatiale...) nous apporte des informations précises qu'il nous faut déchiffrer, parfois avec l'aide bien utile de la *modélisation*. C'est, très concrètement, un dialogue qui doit s'établir entre la modélisation et la surveillance des versants instables. Une mise en commun, à l'échelle internationale, des quelques expériences de surveillance disponibles sur le sujet des grands versants instables serait aujourd'hui hautement souhaitable sur le plan scientifique.

Scénarios d'événements

Les *facteurs déclenchant* les processus mécaniques et hydrauliques à l'origine des instabilités doivent évidemment être étudiés avec précision. En effet, ils se présentent en amont d'arbres d'événements aux conséquences parfois dramatiques. Par exemple, toute l'histoire hydrique d'un sol avant tel événement pluviométrique exceptionnel doit être étudiée pour comprendre la réaction du versant. Notre objectif est, bien sûr, l'identification de relations causales devant permettre des interventions judicieuses et précoces dans une perspective de *gestion des risques*.

Les références naturelles

Enfin, les *références naturelles*, analysées sous toutes leurs facettes, doivent rester une base vers laquelle se retourner pour alimenter nos réflexions théoriques. La grande variété des types de mouvements de versant répertoriés dans les nombreuses classifications géologiques, géomorphologiques ou géotechniques témoigne du fait que les processus mécaniques intervenant dans la déstabilisation d'un versant sont multiples et fortement dépendants des structures géologiques, des comportements rhéologiques des matériaux constitutifs, des types de sollicitations mécaniques, des conditions hydrauliques présentes, des échelles géométriques en cause. Fauchages gravitaires, déformations profondes de certains versants, glissements de terrain, avalanches de débris, glissements et écroulements de grande ampleur ne peuvent pas être analysés, à l'évidence, suivant les mêmes méthodes, les mêmes concepts mécaniques et hydrauliques, les mêmes modèles numériques. Dans toutes nos applications, dans une dialectique constante, il faut accepter de revenir à la réalité-terrain grâce à l'*observation* et la *mesure* pour « juger » de la distance du modèle au réel. Observons que, malgré les progrès considérables réalisés ces dernières décennies dans le domaine des sciences de la Terre, des sciences mécaniques appliquées aux sols et aux roches et dans celui de la modélisation numérique, nous restons cruellement dépendants de l'acquisition des paramètres mécaniques et hydrauliques ainsi que de la connaissance précise des structures géologiques. La *reconnaissance in situ* reste une nécessité que l'on pourrait oublier, craignant de ne pouvoir faire face aux exigences de cette démarche sur le plan technique et scientifique. Aujourd'hui notre communauté scientifique devrait affirmer avec force l'importance de ces investigations de terrain dans l'étude des versants instables comme pour traiter de nombreux autres sujets se rapportant à la géotechnique et la géologie de l'ingénieur.

Mais, quand bien même apporterions-nous toutes garanties sur nos observations, mesures, calculs et simulations, nous restons encore bien dépendants de la *variabilité naturelle des objets et structures géologiques*, rarement quantifiable, si familière aux naturalistes, plus difficilement perceptible ou acceptable si l'on se refuse à sortir d'un cadre strictement déterministe.

En conclusion, c'est bien une démarche pluridisciplinaire qui s'impose pour traiter du sujet de ce numéro spécial, et qui devrait permettre aux différents courants traversant notre communauté scientifique de mieux se reconnaître et améliorer encore les voies d'une coopération nécessaire.

Remerciements aux auteurs qui ont construit ce numéro spécial « Mouvements de versant ».

Remerciements aux relecteurs qui ont réalisé les évaluations des manuscrits : M. Arnould, F. Baguelin, F. Blondeau, B. Cambou, B. Clément, Ph. Cote, Y.J. Cui, M. Deveughèle, P. Duffaut, J. du Mouza, J.-L. Durville, D. Fourmaintraux, R. Frank, J. Garnier, J.-L. Giafferi, R. Goubet, Y. Guerpillon, A. Guilloux, R. Lagabrielle, E. Leroi, J.-P. Magnan, O. Maquaire, Ph. Mestat, M. Meunier, A. Monjoie, M. Panet, A. Parriaux, A. Pecker, D. Pfefer, P. Pothérat, M. Rat, J. Riss, I. Shahrour, J. Sulem, J.-P. Tisot, L. Vulliet, F. Wojtkowiak.

Une synthèse provisoire appelant de nouveaux développements

Ce numéro spécial de la *RFG* permet de donner une bonne illustration des préoccupations de recherche de différentes institutions académiques ou professionnelles dans le domaine des mouvements de versant. Les articles proposés rendent compte également de pratiques professionnelles classiques ou innovantes dans les méthodologies d'étude, le dimensionnement des procédés et ouvrages de confortement, dans l'analyse des interactions ouvrages/versant stable ou instable. En ouverture du numéro sont présentées plusieurs études de cas, illustrant (Tullen *et al.*) le rôle de certains facteurs déclenchants : pluies et fonte du manteau neigeux sur des formations de flyschs et de moraines glaciaires (un glissement du canton de Vaud, Suisse), présentant (Maquaire *et al.*) une méthodologie d'étude suivant une approche multidisciplinaire pour un glissement-coulée dans des marnes (région de Barcelonnette, Alpes-de-Haute-Provence) susceptible d'évoluer en coulée boueuse, ou montrant (Lebourg *et al.*) l'apport des méthodes géophysiques dans la caractérisation de masses glissées et la recherche des zones de cisaillement principales (glissements dans les Pyrénées-Atlantiques).

Puis les conditions de génération de laves torrentielles, conduisant à une cartographie d'aléa, sont analysées (Laugier *et al.*) dans un bassin versant alpin (région de Bourg-Saint-Maurice, Savoie), tandis que le dimensionnement de barrages de correction torrentielle prenant appui sur des berges et versants instables fait l'objet de développements mécaniques (Nicot *et al.*). La contribution de la reconnaissance pressiométrique au dimensionnement des murs de soutènement est présentée (Monnet *et al.*), puis l'interaction ouvrage-versant instable est illustrée (Gay *et al.*) par une modélisation physique et numérique de l'action d'un glissement peu profond sur les pieux d'un ouvrage d'art.

Le thème de la stabilité des volcans et terrils est discuté (Duffaut) et une approche multidisciplinaire s'intéressant à la stabilité de terrils (terrils de Wallonie, Belgique) soumis à de l'autocombustion est présentée (Monjoie *et al.*).

L'analyse du comportement des versants rocheux fait ensuite l'objet d'un article à caractère synthétique (Fleurisson) tandis que deux études de cas : l'une relative au mouvement de versant de Séchillienne (Isère) (Pothérat *et al.*), l'autre au glissement de La Clapière (Alpes-Maritimes) (Merrien-Soukatchoff *et al.*) sont présentées, confrontant observations géologiques et résultats de modélisation. Le caractère prévisible des éboulements rocheux est analysé (Vengeon *et al.*), prenant appui sur des données historiques et des études géomécaniques dans la région de Grenoble.

L'apport de traitements statistiques sous SIG (systèmes d'information géographique) à la cartographie de l'aléa glissement de terrain (Leroi *et al.*) dans la région du Trièves (Isère) est illustré. Enfin, la gestion des risques liés aux mouvements de versant fait l'objet d'une application concernant les retenues de barrages (Thomaïdis *et al.*).

Deux notes techniques sont présentées, l'une relative à des techniques de stabilisation de glissements de terrain par drainage profond (Bomont), l'autre soulignant la nécessité d'établir des bases de données relatives aux mouvements de terrain (Faure *et al.*).

Nul doute que cette moisson de données résultant d'investigations géologiques, géophysiques et géotechniques, de réflexions sur les différents processus en œuvre dans la déstabilisation des versants, d'analyses comparées entre d'une part, observations et mesures et d'autre part, résultats de calculs et simulations, d'études ou de simulations des interactions ouvrages – versants instables, ne conduise à des débats fructueux, à caractère technique et scientifique, sur ce thème passionnant des mouvements de versant.

ANALYSE ET MODÉLISATION DU GLISSEMENT DE HUANGTUPO (BADONG, RETENUE DU BARRAGE DES TROIS-GORGES, R.P. CHINE). CONDITIONS DE RÉACTIVATION, MÉTHODES DE CONFORTEMENT ET SURVEILLANCE

COJEAN Roger¹, CAÏ Yaojun², CUI Zheng Quan², FLEURISSON Jean-Alain¹

¹Centre de Géologie de l'Ingénieur, EMP, ENPC, UMLV, FRE 2455 CNRS, Bâtiment IFI, 5 boulevard Descartes, Champs-sur-Marne, 77454 Marne-la-Vallée, Cedex 2. Roger.cojean@ensmp.fr, jean-alain.fleurisson@ensmp.fr

²Bureau of Investigation and Survey, CWRC, 1155 Jiefang Avenue, Wuhan, 430010 China, caiyj@cjwrc.edu.cn, cuihq@cjwrc.edu.cn

RESUME : Le barrage des Trois-Gorges est en cours de construction sur le Yangtze. Le niveau d'eau du réservoir variera entre les cotes 145 m et 175 m, dépendant de l'intensité des crues annuelles. La gestion du réservoir ne saurait donc se réaliser sans une surveillance des versants de la retenue, lors du premier remplissage et tout au long de la vie de l'ouvrage. En effet, les sollicitations hydrauliques et mécaniques répétées correspondant à ces marnages modifieront les conditions d'équilibre des versants de la retenue. La ville de Badong (Hubei), d'environ 20 000 habitants, est l'une des villes qui sera prochainement submergée par la retenue. Une ville nouvelle est ainsi en cours de construction depuis plusieurs années sur un site proche qui s'est révélé ensuite être instable. Une partie de ce site correspond en effet à un ancien glissement, le glissement de Huangtupo, dont la base sera de plus submergée par le plan d'eau de la retenue. L'analyse du glissement de Huangtupo (scénarios d'événements, mesures de drainage et de renforcement, surveillance) permet d'illustrer une démarche générale mise en œuvre sur l'ensemble de la retenue.

MOTS-CLES : barrage . réservoir . glissement . modélisation . surveillance

ABSTRACT : The Three-Gorges dam is presently under construction on the Yangtze river. The water level in the reservoir will vary between the elevations 145 m and 175 m, as a function of the intensity of the annual flood. The reservoir control will be associated to the monitoring of the reservoir slopes, during the first impoundment as well as all along the dam life. As a matter of fact, the hydraulic and mechanical loadings, related to the water level modifications, will result in alterations in the slope stability conditions. The town of Badong (Hubei), of 20 000 inhabitants, is one of the towns which will be submerged by the reservoir in a near future. So a new town has been under construction from several years on a nearby site which appeared to be an unstable site. A part of this site corresponds to an old landslide, the Huangtupo landslide, the base of which will be submerged by the water of the reservoir. The analysis of the Huangtupo landslide (with the analysis of scenarios of events, drainage and reinforcement measures, monitoring) allows to illustrate the general process implemented all along the reservoir.

KEY-WORDS : dam . reservoir . landslide . modelling . monitoring

1. La stabilité des versants de la future retenue du barrage des Trois - Gorges (R.P. Chine)

1.1. Le barrage et la gestion des niveaux d'eau de la retenue

Le Yangtze ou Changjiang, le plus grand fleuve de Chine, se caractérise par des variations très importantes de son débit et des niveaux d'eau pendant l'année. Le barrage des Trois-Gorges, en cours de construction à 40 km en amont de la ville de Yichang, permettra de lutter contre les crues, parmi divers objectifs.

Les principales caractéristiques de ce barrage-poids en béton sont les suivantes :

- hauteur du barrage : 175 m (max)
- longueur du barrage : 2330 m
- volume de béton mis en œuvre : 27.10^6 m^3

- puissance installée de la centrale : 18 200 MW
- capacité du réservoir : $39,3 \cdot 10^9 \text{ m}^3$
- surface du réservoir : 1084 km^2

Les travaux préparatoires ont commencé en 1992, et la construction véritable en fin 1994. La fermeture partielle du fleuve a été réalisée en novembre 1997 (Figure 1). Les premières turbines devraient fonctionner en 2003. Tous les travaux devraient se terminer en 2009.

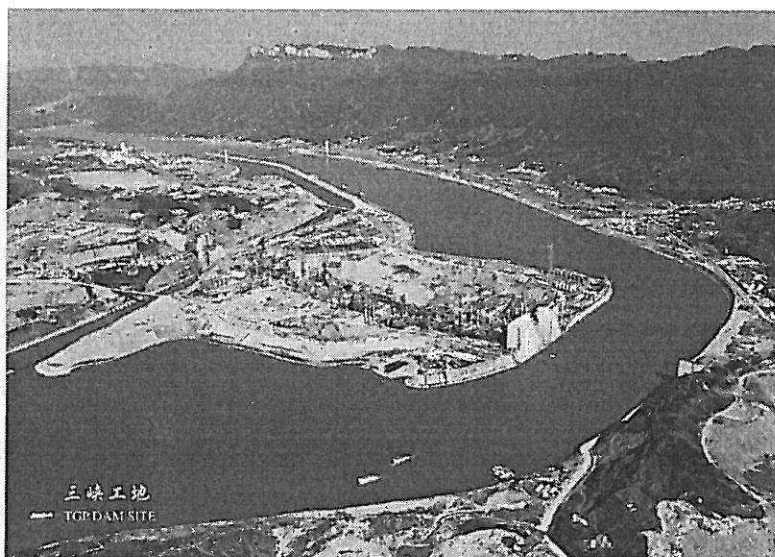


Figure 1. Vue générale du chantier en 2000 (Photo CTGPC)

A partir de la cote 60 m environ au niveau du site du barrage, le niveau de la retenue va graduellement augmenter jusqu'à la cote 175 m, en suivant un schéma préétabli mais toujours en cours d'analyse et discussions.

Le fonctionnement du réservoir dépendra de trois demandes: la lutte contre les crues en été, l'irrigation et la production d'électricité. La procédure de gestion prévue pour le niveau du réservoir devrait suivre le schéma suivant :

- début octobre à début novembre : 145 m \uparrow 175 m
- novembre et décembre : 175 m
- début janvier à début avril : 175 m \downarrow 156 m
- avril : 156 m
- mai : 156 m \downarrow 153 m
- 1 juin au 10 juin : 153 m \downarrow 145 m
- 10 juin à septembre : 145 m

Pendant la période des crues (juin à septembre), le niveau du réservoir restera normalement à la cote 145 m. Mais s'il se produit des crues comme en 1954 (crue centennale), le niveau montera rapidement. Historiquement, une vitesse de 3,3 m/jour de montée et 3,0 m/jour d'abaissement du niveau à la station de Badong, et 6,7 m/jour de montée et 3,4 m/jour d'abaissement à la station de Yunyang ont été enregistrées.

Cependant cette gestion des niveaux du réservoir ne saurait se réaliser sans un suivi particulier de la réaction des versants de la retenue. Ceux-ci vont enregistrer en effet des sollicitations hydrauliques et mécaniques qui modifieront leurs conditions d'équilibre.

1.2. Les formations et structures géologiques

Le long de la future retenue du barrage des Trois-Gorges, les formations géologiques sont datées du Précambrien au Quaternaire. Les plus anciennes formations géologiques sont présentes autour de l'anticlinal de Huangling.

La retenue traversera principalement deux domaines structuraux (Chen, 1986) : la zone plissée de Bamianshan à l'est et la zone subsidente du Sichuan à l'ouest (Figure 2). La zone plissée de Bamianshan comprend la formation de Huangling (granites et roches métamorphiques du Présinien ou Précambrien ancien), les formations sédimentaires du bassin de Zigui (Jurassique) et une série de plis de direction NE-SW entre Badong et Fengjie (formations du Trias principalement). Le site du barrage des Trois-Gorges se trouve en partie sud du granite précambrien. La zone subsidente du Sichuan comprend une série de plis de direction NE-SW ou ENE-WSW.

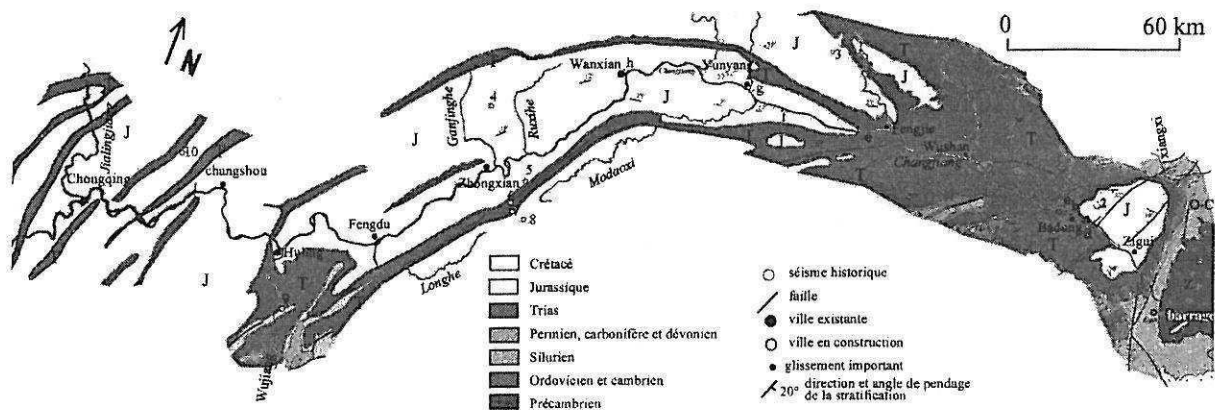


Figure 2. Carte géologique schématique le long de la retenue future du barrage des Trois-Gorges

1.3. Phénomènes néotectoniques et sismicité

Depuis le Quaternaire, la région du barrage des Trois-Gorges présente une tendance au soulèvement. L'élévation cumulée pourrait atteindre environ 100 m selon des études sur les terrasses alluviales (Cui, 1998). Des investigations géologiques et des mesures de déplacements sur une centaine de grandes failles montrent que la direction de la contrainte principale horizontale actuelle serait NE-SW à NNE-SSW.

En général, l'activité sismique de cette région est faible. Les séismes historiques dont la magnitude de Richter dépasse 6 sont à plus de 200 km du fleuve. Dans le domaine des 100 km de chaque coté du fleuve, 2 séismes de magnitude supérieure à 5 ont été enregistrés depuis 1959 : un dans le bassin de Zigui (5,1 en 1979) et un autre au nord de Changshou (5,4 en 1989).

1.4. Les mouvements de versants actuels

Les mouvements de versant sont très nombreux dans la région. Selon les investigations géologiques effectuées pendant les années 1992-1995 par CWRC (Changjiang Water Resources Commission), 560 glissements anciens et 36 versants instables ont été identifiés le long du fleuve au niveau du futur réservoir (Chen, 1999). Le volume total de terrains instables atteint $2,11.10^9 \text{ m}^3$. De nombreux glissements (311) seront partiellement ou totalement submergés par la retenue quand le plan d'eau sera à la cote 175 m. Très peu de glissements seront entièrement submergés à la cote 145 m (niveau de basses eaux de la retenue). Plus de 85% des glissements se développent dans les formations du Trias et du Jurassique. Quinze secteurs sont identifiés, où les mouvements de versant sont nombreux et devront faire l'objet de mesures de confortement et de surveillance.

En particulier il faut noter, en 1981, la remobilisation d'une partie du glissement de Baota (zone de Jipazi) près de la ville de Yunyang suite à des pluies intenses. Environ 8 millions de m^3 de matériaux sont entrés dans le fleuve. Cela a entraîné d'importantes difficultés pour le transport fluvial. En 1985, le glissement de Xintan a détruit le village du même nom, les matériaux se déplaçant à une vitesse de 30 m/s environ.

Plus généralement, pour presque toutes les villes, il existe des problèmes de stabilité de versant plus ou moins importants. Des menaces pour les habitants et le transport fluvial existent toujours. L'évolution de ces versants instables en réponse au remplissage de la retenue et pendant les fluctuations annuelles du plan d'eau sera donc très préoccupante. De nombreuses études ont déjà été conduites. Des investigations plus poussées s'avèrent indispensables.

1.5. Glissements proches de Badong

Badong est la ville la plus à l'ouest de la province de Hubei le long du Changjiang, 64 km à l'amont du barrage, et compte environ 20 000 habitants. Cette ville se situe à la frontière ouest du bassin de Zigui.

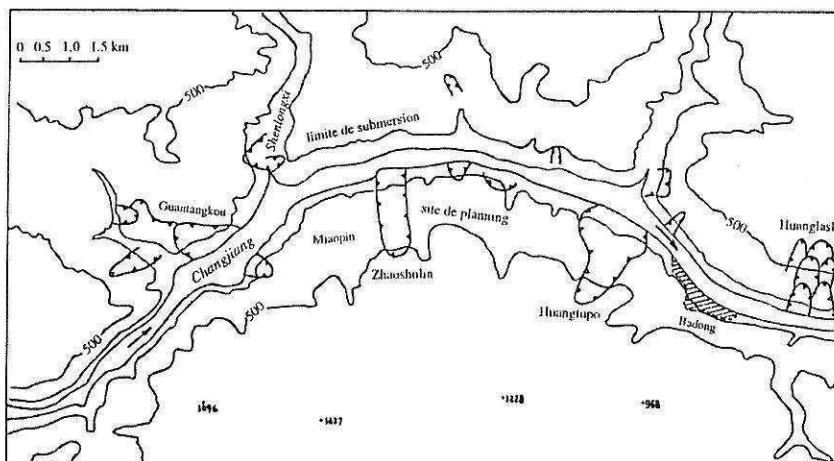


Figure 3. Glissements proches de Badong

Les versants sont principalement constitués de roches sédimentaires datées du Trias au Jurassique. De nombreux glissements rocheux se réalisent dans les formations triasiques (formation de Badong T_{2b}). Dans la région qui s'étend sur 5 km à l'amont et à l'aval de la ville, il existe 5 grands glissements : les glissements de Daping (20.10^6 m^3), Huanglashi (18.10^6 m^3), Huangtupo (40.10^6 m^3), Zhaoshulin (31.10^6 m^3) et Guandukou (16.10^6 m^3) (Figure 3).

L'intensité macrosismique maximale potentielle dans cette région est estimée à VI. Des séismes induits par le remplissage de la retenue pourraient se produire avec une intensité maximale estimée à VII.

La ville de Badong, qui s'étend entre les cotes 66 m et 150 m, sera totalement submergée par la retenue. Depuis 1982, une partie de la ville a déjà été déplacée à Huangtupo. Mais, en 1992, le bureau d'études CWRC a découvert l'existence du glissement de Huangtupo (Figure 4).

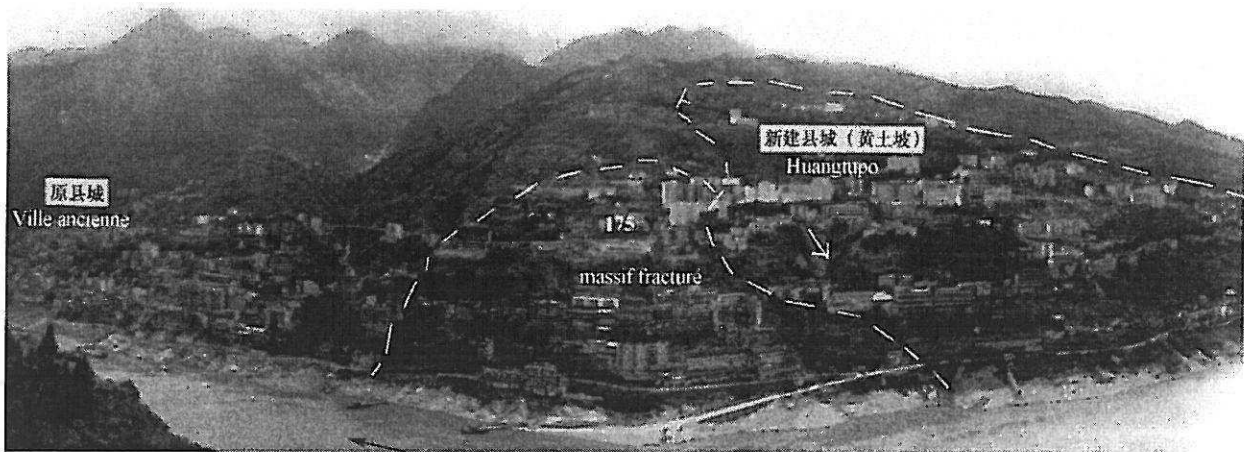


Figure 4. La ville de Badong et le glissement de Huangtupo (Cui Z, 1998)

Les glissements anciens de Huangtupo et de Zhaoshulin sont ainsi situés sur le nouveau site de la ville. La stabilité de ces deux versants doit donc être maîtrisée.

Dans un contexte analogue (stabilité de versant lors du remplissage d'une retenue de barrage, scénarios de vidange rapide, etc), nous avons analysé le rôle des principaux paramètres morphologiques, géologiques, hydrogéologiques et géomécaniques explicatifs de scénarios catastrophiques type Vaïont (Cojean R. & Fleurisson J.A., 1990). Cette analyse a servi de base à la thèse de l'un des auteurs (Cai Y., 2000) qui s'est intéressé à cette problématique sur la retenue du barrage des Trois-Gorges.

2. Le Glissement de Huangtupo (Badong)

2.1. Le contexte géologique

Le glissement de Huangtupo s'inscrit dans un versant dont la morphologie ne permettait pas de supposer l'existence d'une zone instable. Des investigations géologiques, des puits et des galeries de reconnaissance réalisés par le bureau d'étude CWRC ont permis récemment de mieux préciser le contexte géologique et géotechnique de ce versant. Le glissement se développe entre les cotes 80 m et 630 m sur 1200 m de long (à la base du versant). Il s'est réalisé dans les formations du Trias (T_{2b}^{2+3} : argiles et calcaires argileux). La surface de rupture est presque conforme à la stratification (Figure 5).

Cet endroit étant proche de la ville ancienne, il a été choisi en 1982, de façon malencontreuse, comme nouveau site pour la reconstruction de la ville de Badong. Au début de 1994, la construction sur ce glissement a été arrêtée après la demande du bureau d'étude CWRC. Durant l'été 1994, deux ruptures locales ont eu lieu au front du glissement. L'évolution de ce glissement et la sécurité des constructions existantes sont des sujets de préoccupation actuels (Figure 4).

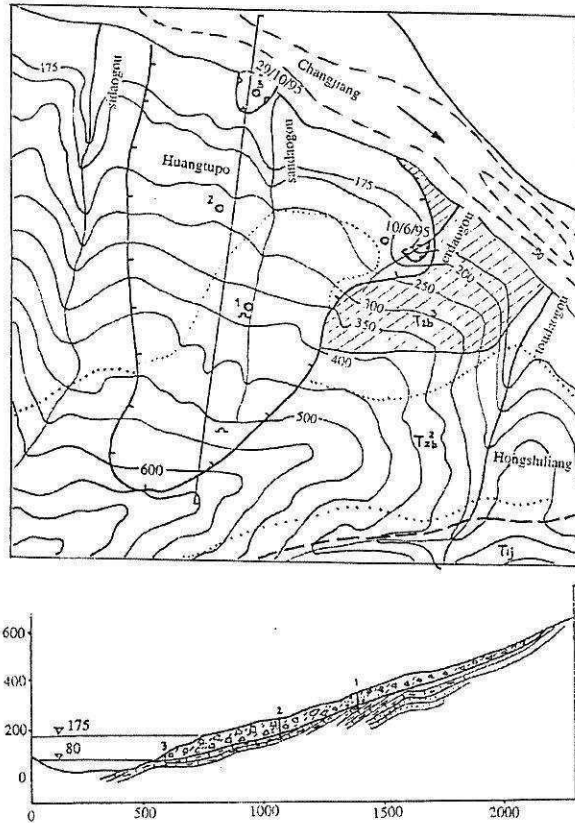


Figure 5. Schéma géologique du glissement de Huangtupo

T_2b^2 : argile rouge (partie supérieure du versant) ; T_2b^3 : calcaire argileux jaune (partie inférieure du versant) ;
 masse glissée représentée sur la coupe par des symboles de blocs ; - - - - : faille

○ 1 : puits de reconnaissance Ω : galerie de reconnaissance

⊖ : zone avec indices d'instabilité récents

↪ : limite de glissement ↻ : rupture récente

2.2. Analyse de la stabilité et de la déformabilité du versant

Deux outils d'analyse de stabilité et de déformabilité des versants ont été utilisés : un logiciel de calcul à la rupture par les méthodes de Bishop et de Carter pour des surfaces respectivement circulaires ou polygonales (logiciel Bishop-Carter, CGI) et un logiciel de calcul en déformations par différences finies (logiciel Flac, Itasca).

Dans le cas présent, ont été analysés les effets de la montée du niveau d'eau de la retenue et des marnages successifs, l'effet de la montée d'une surface piézométrique dans le versant ainsi que l'effet de la descente d'un front d'infiltration. Le logiciel Flac permet en particulier le suivi de l'évolution des caractéristiques du champ de contraintes et du champ de déformations dans le massif, à chaque étape d'un processus particulier. L'apparition d'indicateurs de plasticité et leur localisation le long d'une ou plusieurs surfaces particulières permettent de visualiser le phénomène de « localisation des déformations », l'apparition de surfaces de rupture et le développement éventuel d'un processus de rupture progressive. Des coefficients de sécurité locaux peuvent être calculés en tout point. Ils témoignent de ces processus de déformation et rupture progressives. Ces calculs permettent d'identifier le rôle des facteurs déclenchants dans les mécanismes de glissements

de terrain et de mettre en évidence l'effet des diverses mesures de drainage et de renforcement envisagées.

2.3. Analyse des conditions de stabilité du glissement de Huangtupo

L'analyse de la stabilité en grand du glissement ancien a été réalisée par la méthode de Carter. Cinq scénarios différents sont considérés : un cas identifié comme le plus réaliste, un cas avec séisme (intensité macro-sismique VI-VII), un cas avec orage violent, un cas avec orage et séisme, un cas de vidange rapide de 10 m d'amplitude. Les résultats des nombreux calculs réalisés et rassemblés dans les Figure 6 et Figure 7 sont les suivants :

Dans le cas sans orage, la stabilité du versant diminue avec la montée de la retenue (F variant de 1,3 à 1,2). En cas d'un violent orage faisant monter la nappe phréatique, la stabilité sera quasiment constante en cours de la montée de la retenue (F = 1,1). En cas de séisme, d'intensité macrosismique VI, le versant serait totalement instable lors du remplissage de la retenue (F < 1).

La vidange rapide de la retenue entraînerait une diminution du coefficient de sécurité de 1 à 3%. La partie basale serait plus sensible à cette sollicitation hydraulique que l'ensemble du versant.

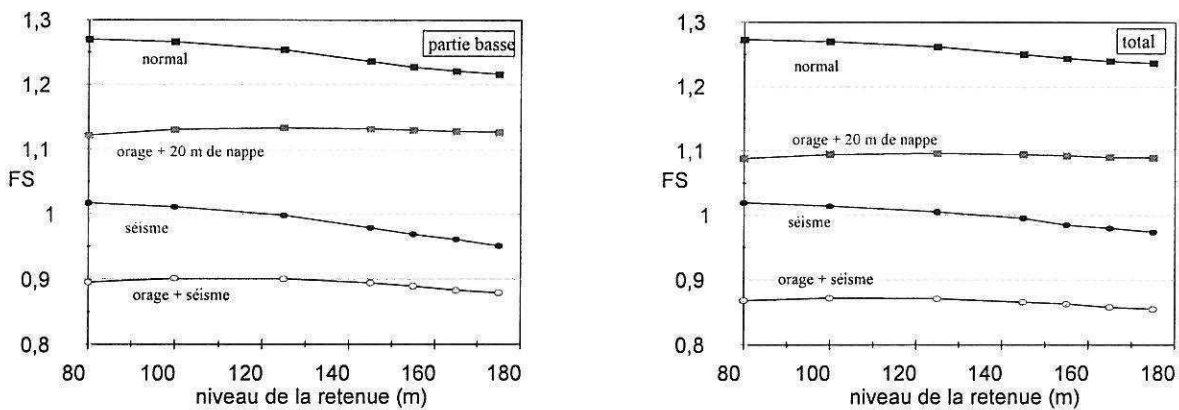


Figure 6. Analyse de la stabilité du glissement de Huangtupo. FS : coefficient de sécurité. Partie basse et totalité du glissement.

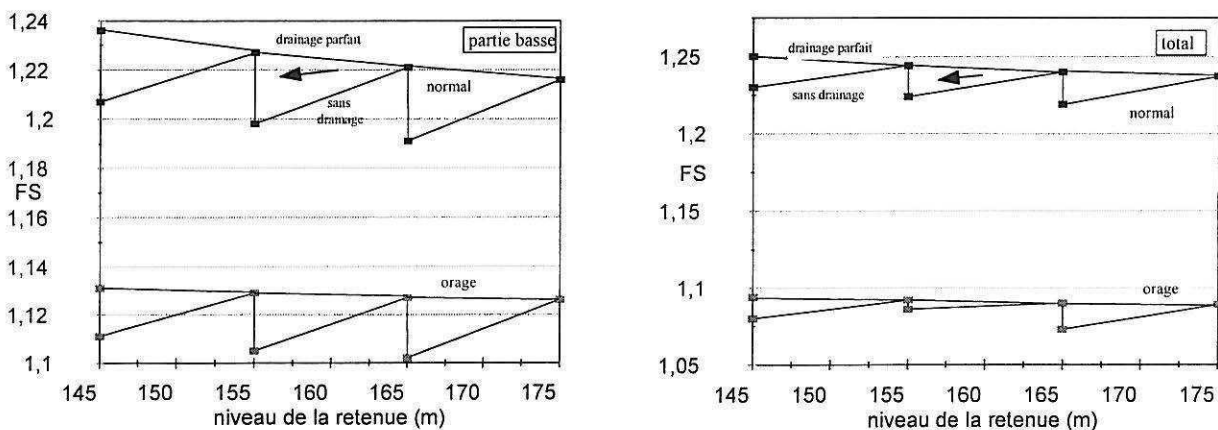


Figure 7. Evolution de la stabilité du glissement de Huangtupo lors de la vidange rapide de la retenue (amplitude de la vidange = 10 m). FS : coefficient de sécurité. Partie basse et totalité du glissement.

2.4. Modélisation numérique du glissement de Huangtupo soumis aux fluctuations de niveau de la retenue (Planche 1)

Le logiciel Flac est utilisé pour réaliser l'analyse en déformation du versant, sous diverses sollicitations hydrauliques et mécaniques. Un modèle de 2100 m de long, 850 m de haut (le glissement présentant une longueur transversale de 1500 m et une épaisseur maximale de 80 m) a été construit pour représenter le versant (Figure 8). Les paramètres utilisés sont présentés dans le Tableau 1.

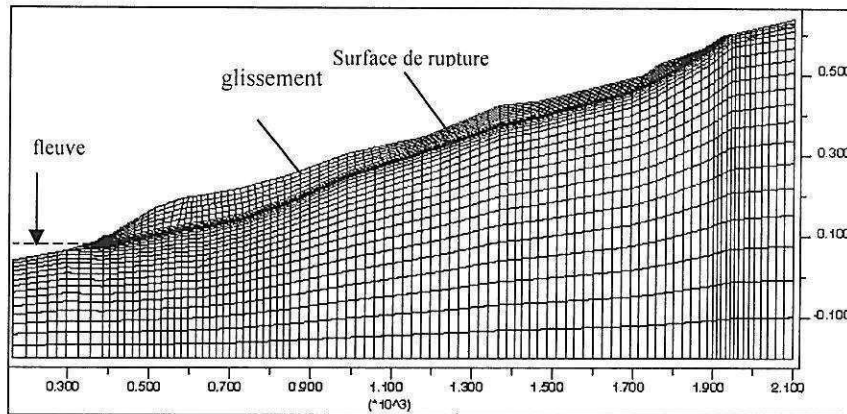


Figure 8. Maillage Flac réalisé (glissement de Huangtupo)

Tableau 1. Paramètres utilisés (glissement de Huangtupo)

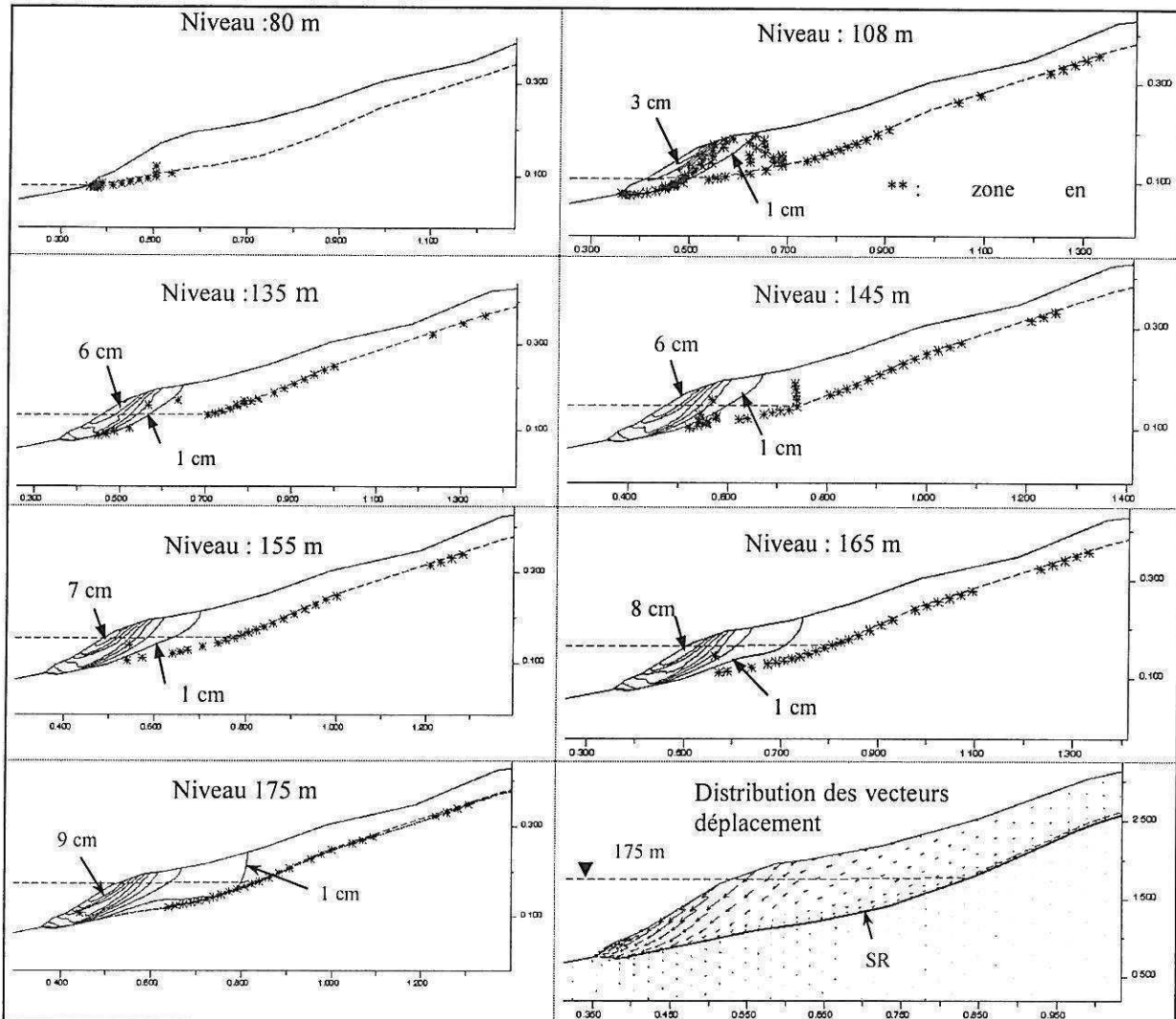
(γ : poids spécifique, K : module de compressibilité volumique, G : module de cisaillement, ϕ : angle de frottement interne, C : cohésion, R_t : Résistance à la traction)

Matériaux	γ (kN/m ³)	K (MPa)	G (MPa)	ϕ (°)	C (kPa)	R_t (MPa)
Masse glissée	21,5	1000	300	30	10	0
Zone de rupture	20,5	250	50	19,5	46	0
Roche saine (sup)	24,5	7000	3000	40	800	1
Roche saine (inf)	25,5	15000	11000	45	3000	2

La modélisation numérique donne les résultats suivants (seuls certains d'entre eux sont illustrés par la Planche 1) : Pendant la première montée de la retenue, des déformations se développent. Pour un niveau de retenue à la cote 175 m, on obtient un déplacement maximum de 9 cm (Planche 1). Des déformations se concentrent à la base du versant, ce qui peut générer une rupture locale et un processus de déformation et rupture progressive. Chaque fluctuation de la retenue cause de nouvelles déformations correspondant à la période de descente de la retenue (situation de vidange rapide). Si on suppose qu'une rupture locale a lieu à la base du versant, la montée de la retenue par la suite provoquera de nouvelles déformations dans cette zone. Le domaine de la perturbation se prolongera plus loin en arrière. L'analyse en déformation montre donc qu'un processus de déformation progressive peut s'établir et évoluer en rupture progressive. Cette déformation pourrait se prolonger jusqu'à la cote 300 m. Évidemment, cette rupture progressive pourra entraîner la remobilisation entière du glissement ancien.

Planche 1

Premier remplissage de la retenue de la cote 80 m à la cote 175 m : apparition d'indicateurs de plasticité (symboles *) et développement de la déformation (courbes d'iso-valeurs des modules des vecteurs déplacement en cm, vecteurs déplacement représentés sur le dernier schéma) (Caï, 2000)



Des constructions existent déjà sur le site du glissement depuis une dizaine d'années. La nouvelle route qui relie la ville ancienne et la ville nouvelle traverse ce glissement à la cote 185 m. D'après les calculs présentés, les constructions dont la cote est inférieure à 200 m seront en danger. Les pentes entre les cotes 200 m et 300 m subiront des déformations qui pourront également endommager les bâtiments.

Des confortements (dispositifs de drainage, renforcements mécaniques) doivent donc être mis en œuvre avant la montée du niveau de la retenue. Une surveillance du versant par des moyens adaptés sera nécessaire durant la montée du plan d'eau de la retenue ainsi que par la suite durant les fluctuations de niveau de ce plan d'eau.

2.5. Analyse d'une stabilisation possible du glissement de Huangtupo

Le coefficient de sécurité du glissement global est estimé entre 1,0 et 1,1 en cas d'orage violent et entre 1,2 et 1,3 en situation normale. Ces valeurs sont faibles et le secteur du glissement peut apparaître en limite de stabilité. De plus, la modélisation numérique montre qu'il y aura des déformations importantes entre les cotes 80 m et 220 m qui pourraient donner lieu à des ruptures progressives. Sur ce glissement, il existe déjà beaucoup de bâtiments et plus de 2000 habitants. Par ailleurs, d'après la topographie, s'il y a rupture brutale d'un certain volume de terrain dans la retenue, la vague induite menacerait une partie de la nouvelle ville de Badong, un village sur l'autre rive du fleuve ainsi que la navigation sur la retenue. Il est donc nécessaire d'envisager des moyens de confortement de ce versant.

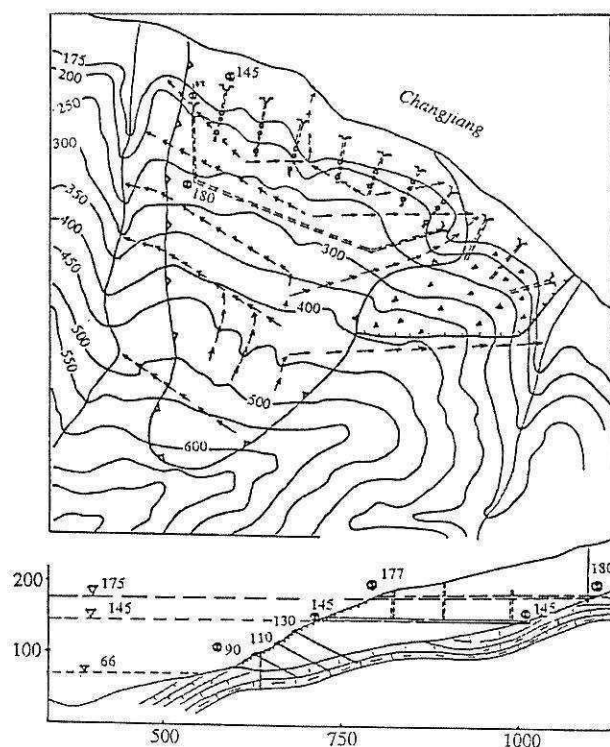


Figure 9: Schéma du confortement du glissement de Huangtupo (fossés et galeries de drainage, renforcements mécaniques et protections superficielles en partie basse du versant)

Le glissement est difficile à stabiliser par des renforcements mécaniques en raison de son très grand volume, environ 40.10^6 m^3 . La mise en œuvre de méthodes de drainage présente aussi des difficultés sur le site de Huangtupo. En effet la réalisation de galeries de drainage dans la masse glissée sera très difficile et très coûteuse. Le drainage devra capter tous les écoulements souterrains, irréguliers et difficiles à localiser avec précision. De plus ces drainages ne sauraient compenser la diminution de la stabilité causée par la submersion du versant entre les cotes 84 m et 145 m. Ils ne pourront donc pas constituer la solution définitive du problème. En conséquence, le projet de confortement ne peut viser l'amélioration de la stabilité du glissement global. Par contre il peut avoir pour objectif d'éviter les déformations locales au front du glissement, qui pourraient entraîner des ruptures progressives. Ainsi le projet de stabilisation qui peut être proposé associerait drainage du glissement et renforcement mécanique de la base du glissement (Figure 9).

Un modèle numérique a permis d'analyser l'efficacité de ces dispositifs de confortement. Les indicateurs de plasticité existant antérieurement dans le terrain disparaissent. Au cours du remplissage de la retenue, les déformations d'ensemble sont plus faibles dans ce cas. Les déformations maximales se déplacent vers l'arrière du versant et plus en profondeur. Pour un niveau de retenue à la cote 175 m, la déformation maximale obtenue est de 2,5 cm (à comparer à une déformation maximale de 9 cm obtenus sans renforcement). La pérennité du dispositif de renforcement devra cependant être assurée.

2.6. Principes de surveillance du versant instable de Huangtupo

D'après les résultats de modélisation du versant et l'étude de son comportement en réponse au remplissage de la retenue, il y aura des transformations dans la partie du versant de cote inférieure à 200 m. Des ruptures locales à la base du versant ne sont pas à exclure. Au-dessus de la cote 400 m le versant est naturellement plus stable. Les habitations concernées se situent principalement entre les cotes 175 m et 400 m. Il apparaît donc nécessaire, quelque soient les dispositifs de confortement mis en œuvre, de réaliser une surveillance de l'ensemble du versant, avec une attention plus particulière sur le secteur entre les cotes 175 m et 400 m. Ce dispositif comprenant suivi géodésique, photogrammétrie terrestre (cibles installées sur le versant et possibilité de suivi depuis la rive opposée du fleuve), suivi topographique classique du glissement, inclinométrie, piézométrie est en cours de définition.

3. Conclusions

La future mise en eau de la retenue du barrage des Trois-Gorges conduira à une réaction des versants, cette mise en eau ainsi que les fluctuations annuelles qui suivront représentant une sollicitation hydraulique et mécanique, comme pour toutes les retenues de barrages. Il faudra s'attendre à des réactivation d'anciens versants instables.

Le glissement de Huangtupo représente l'une de ces zones anciennement déstabilisée, ayant trouvé un certain état d'équilibre aujourd'hui. Les modélisations réalisées et les simulations de différentes sollicitations hydrauliques et mécaniques concernant ce versant montrent que les outils d'analyse et de calcul existent pour bien identifier et caractériser ces risques, dimensionner les moyens techniques destinés à améliorer la stabilité de ces zones et définir les systèmes de surveillance adaptés.

L'étude présentée sur le glissement de Huangtupo illustre cette démarche générale. Elle ne représente qu'une première étape, qui devrait être consolidée et développée avec un programme plus complet d'investigations géologiques et géotechniques, de mesures et essais in situ, de modélisations plus détaillées des déformations du versant, visant à une définition correcte et opérationnelle des dispositifs de confortement dont il faudra s'assurer de leur efficacité grâce à un système de surveillance de qualité.

4. Bibliographie

- Cai Y. 2000. *Analyse et modélisation de mouvements de versant déclenchés par le plan d'eau d'une retenue de barrage. Application au barrage des Trois-Gorges, (Chine)*. Thèse de l'École des Mines de Paris.
- Chen D., 1986. *The geological study of the Three Gorges Project in China*. Proc. 5th Int. IAEG Congress, Buenos Aires. pp 1067-1075.
- Chen D., 1999. *Engineering geological problems in the Three Gorges Project on the Yangtze, China*. Engineering Geology 51, pp 183-193.
- Cojean R. & Fleurisson J.A., 1990. *Influence de la structure géologique sur la stabilité de versants progressivement submergés par la montée d'un plan d'eau*. Proc. 6th Int. IAEG Congress, Rotterdam, pp 2113-2132.
- Cui Z., 1998. *Environnement géologique de la région des Trois-Gorges*. Document CWRC.

Influence de la structure géologique sur la stabilité de versants

progressivement submergés par la montée d'un plan d'eau

Influence of geological structures on the stability of reservoir slopes progressively submerged by the rise of water level

R. Cojean & J.A. Fleurisson

CGI, Ecole des Mines de Paris, France

RESUME: Cet article présente l'analyse, d'un point de vue mécanique et hydrogéologique, de la stabilité d'un versant progressivement submergé à son pied par la montée d'un plan d'eau (applications aux retenues de barrage et à la mise en eau d'anciennes carrières et mines à ciel ouvert). Différents scénarios d'abaissements partiels du plan d'eau sont également considérés. Nous montrons l'importance des caractéristiques géométriques (paramètre convexité en particulier) des surfaces de rupture potentielle, les versants de grande hauteur étant les plus sensibles à ce paramètre (effet d'échelle). Il en résulte la nécessité de bien caractériser ces surfaces, tout spécialement lorsqu'elles sont prédéterminées par la structure géologique. Une analyse paramétrique est réalisée par rapport aux paramètres mécaniques et à la hauteur des versants. Des applications sont présentées (glissement du Vaiont, versants rocheux instables, mise en eau d'une carrière). Une annexe établit certains résultats théoriques.

ABSTRACT: The analysis of the stability of slopes progressively submerged by water is presented in this paper from a mechanical and hydrogeological point of view (with applications to dam reservoirs and submersion of old quarries and opencast mines). Moreover various scenarios of partial drawdown are analysed. We underline the importance of geometrical features (convexity parameter in particular) of potential failure surfaces. The high slopes are especially sensible to this parameter (scale effect). So it is very important to identify these surfaces, especially when they are predetermined by geological structures (bedding planes, faults). A parametric study is carried out with mechanical parameters and slope height. Applications are shown (Vaiont landslide, instable rocky slopes, filling of quarries by ground water). Theoretical results are added.

INTRODUCTION:

Nous analysons l'évolution de la stabilité d'un versant naturel ou d'un talus artificiel en fonction de la montée d'un plan d'eau à son pied et de différents scénarios d'abaissement de ce plan d'eau avec, dans le versant ou le talus, des situations hydrogéologiques de "vidange rapide" ou de drainage parfait. Ce problème, classique par certains de ses aspects, est analysé ici en fonction des caractéristiques géométriques de la surface de rupture potentielle, (le paramètre le plus important étant la convexité de cette surface) et de la morphologie de la surface topographique du versant.

Les applications de ce problème sont relatives à la stabilité des versants de

retenues de barrages. Elles concernent aussi la stabilité d'anciennes carrières ou mines à ciel ouvert, dont l'exploitation a nécessité un rabattement de nappe, la remise en état du site s'accompagnant ensuite de la réalisation d'un plan d'eau avec submersion des talus.

1 PRESENTATION DES CAS TRAITES:

1.1 Les volumes potentiellement instables considérés sont supposés prédéfinis par des surfaces de grande extension et d'orientation sub-parallèle à celle du versant. Cette condition rend réalistes les analyses à 2 dimensions qui suivent. Ces surfaces peuvent être des joints stratigraphiques, des failles, des familles de discontinuités particulières

Tableau 1: VERSANTS A: Morphologie des volumes instables analysés

-VERSANT A 1/1-	-VERSANT A 1/2-	-VERSANT A 1/3-	-VERSANT A 1/4-	-VERSANT A 1/5-
-VERSANT A 2/1-	-VERSANT A 2/2-	-VERSANT A 2/3-	-VERSANT A 2/4-	-VERSANT A 2/5-
-VERSANT A 3/1-	-VERSANT A 3/2-	-VERSANT A 3/3-	-VERSANT A 3/4-	-VERSANT A 3/5-
-VERSANT A 4/1-	-VERSANT A 4/2-	-VERSANT A 4/3-	-VERSANT A 4/4-	-VERSANT A 4/5-

ou d'anciennes surfaces de rupture.

1.2 Les analyses de stabilité sont conduites dans le cadre du comportement à la rupture des matériaux supposés répondre au critère de Coulomb. En particulier, toutes notions de déformations et de ruptures progressives ne rentrent pas dans notre analyse. La méthode de calcul utilisée est une "méthode des tranches" dite "méthode de Carter" adaptée aux cas des surfaces de rupture de forme quelconque. Le rôle de l'eau (pressions interstitielles sur la surface de rupture et pressions hydrostatiques sur les portions de talus immergées) est pris en compte de façon rigoureuse.

1.3 Le problème hydrogéologique traité est relatif à la montée d'un plan d'eau au pied d'un versant ou d'un talus submergeant progressivement l'ensemble de la masse potentiellement instable, le niveau piézométrique dans le talus s'établissant au même niveau que dans la retenue.

A différents stades de remplissage, des scénarios d'abaissement du plan d'eau dans

la retenue sont analysés, avec dans le versant 2 situations extrêmes:

-la "vidange rapide" (pas de modification du niveau d'eau dans le versant après l'abaissement du plan d'eau de la retenue)

-ou le drainage parfait (ajustement instantané du niveau d'eau dans le talus au plan d'eau de la retenue).

Des scénarios avec nappe de versant sont également analysés.

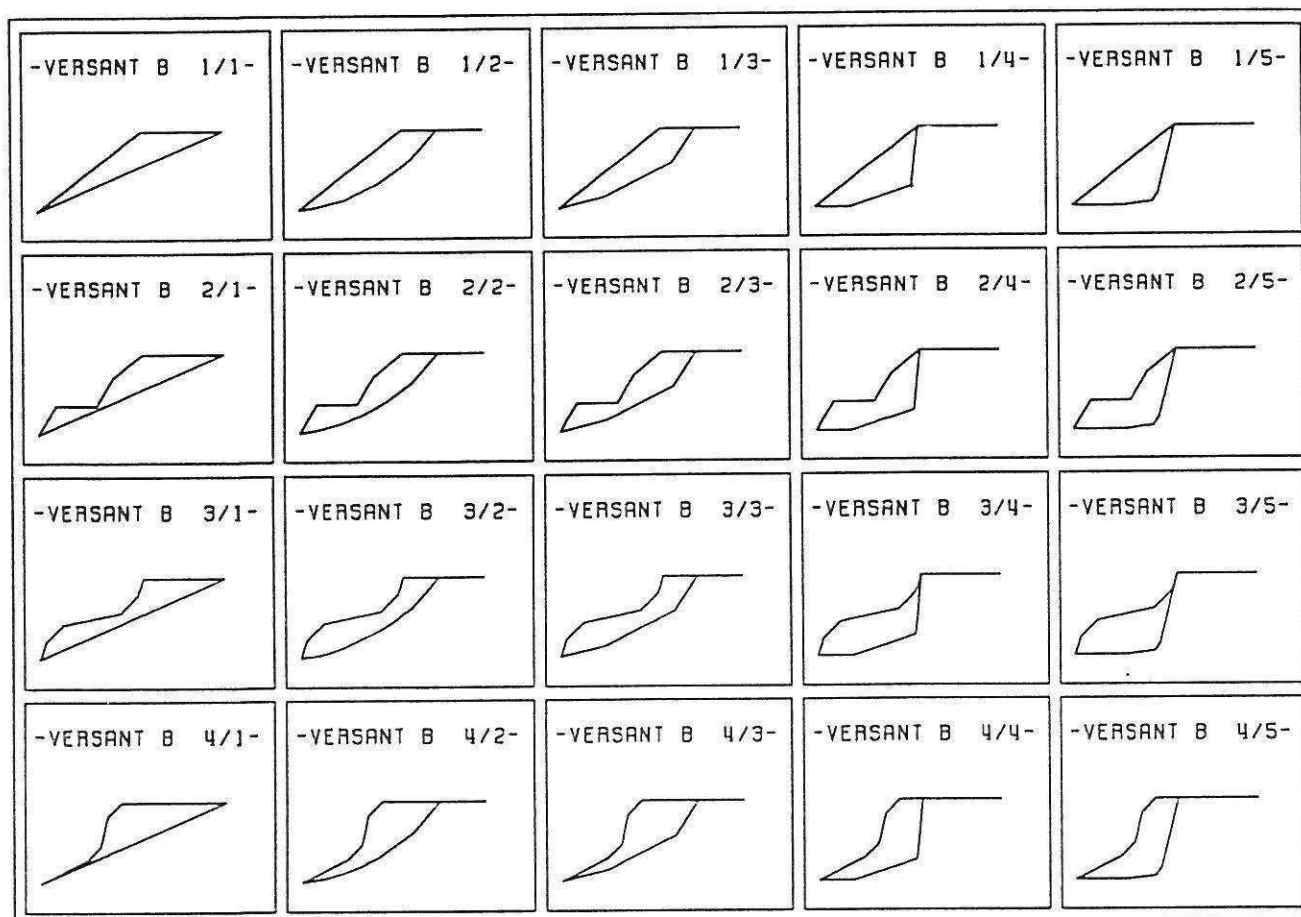
1.4 L'influence des caractéristiques géométriques des surfaces de rupture est considérée de façon privilégiée.

Dans l'annexe de cet article nous démontrons les points suivants, dans le cas de la submersion progressive et totale d'un talus de hauteur H dans un matériau de poids spécifique γ et de cohésion C :

-Si la surface de rupture est plane, et quelque soit la morphologie de la surface topographique, le coefficient de sécurité F reste constant si $C=0$. Le coefficient F est une fonction strictement croissante si $C \neq 0$.

-Si la surface de rupture est convexe et si $C=0$, les états intermédiaires de

Tableau 2: VERSANTS B: Morphologie des volumes instables analysés



submersion du pied du talus sont plus défavorables pour la stabilité que l'état initial et l'état final identiques. Si $C \neq 0$, l'état final de submersion totale du talus est plus favorable que l'état initial avant submersion. L'effet négatif de la convexité sur les états intermédiaires, en cours de submersion, est plus ou moins fortement contrarié par l'effet positif du facteur $C/\delta H$.

1.5 L'influence de la morphologie des surfaces topographiques des versants ou talus, de leurs hauteurs et des paramètres géotechniques C (cohésion) et ϕ (angle de frottement interne) sont par ailleurs analysés dans la partie 2.

2 ROLE DE LA CONVEXITE DES SURFACES DE RUPTURE POTENTIELLE ET ANALYSE PARAMETRIQUE:

2.1 Présentation des cas analysés:

Deux types de talus ou versants naturels, dénommés "versants A" et "versants B" ont été analysés.

Dans les 2 cas nous avons considéré:

- * 4 profils topographiques de formes variées.
- * des hauteurs de versants égales à 700m le plus souvent (des calculs complémentaires ont été réalisés pour des hauteurs variant de 700m à 50m).
- * 5 surfaces de rupture potentielle (plane, circulaire, et de convexité plus ou moins marquée).

Dans tous les cas analysés (versants A d'une part et versants B d'autre part), le volume de terrain délimité par le profil topographique et la surface de rupture est invariant. Nous obtenons ainsi des géométries de masses instables très diverses, avec des répartitions en altitude des éléments massiques très contrastées (Cf. Tableaux 1 et 2).

VERSANTS A:

Le premier type de versant est caractérisé par une pente moyenne de 25° . Il est supposé représenter un versant dans des matériaux de type sol ou dans un massif rocheux de faibles caractéristiques mécaniques ou présentant des surfaces de

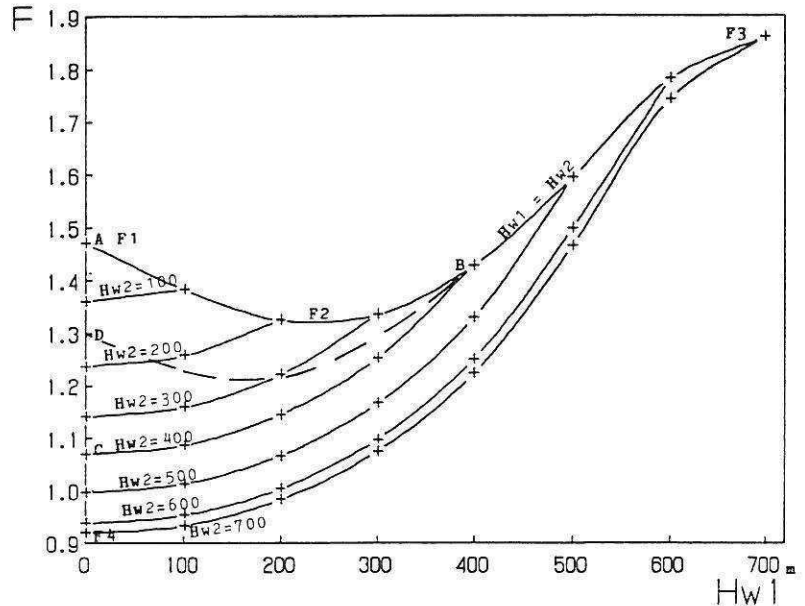
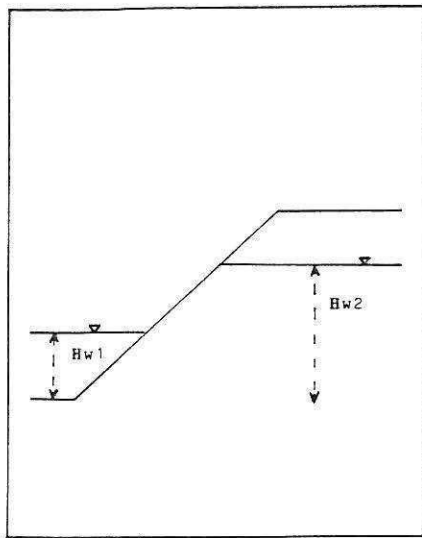


Figure 1: Principe de représentation des résultats

discontinuité telles que joints stratigraphiques ou failles.

Les paramètres géotechniques retenus sont les suivants:

Poids spécifique $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$ (Dans tous les calculs réalisés ce paramètre reste constant. Il représente un poids spécifique moyen et ne varie pas en fonction des niveaux piézométriques dans le versant, les terrains hors nappe étant supposés saturés par capillarité ou proches de la saturation).

La cohésion C et l'angle de frottement interne ϕ constituent 10 couples de valeurs permettant une analyse paramétrique du problème:

C en kPa	0	10	30	50	100	200
ϕ en °						
10°	X					
15°	X					
20°	X	X	X	X	X	X
30°	X					
40°	X					

Les 5 couples de valeurs avec $C=0$ représentent des caractéristiques résiduelles de résistance au cisaillement d'un matériau de type sol, ou de discontinuités de grande extension (joints stratigraphiques, failles). Les 5 couples de valeurs avec $C \neq 0$ et $\phi = 20^\circ$ représentent des caractéristiques de pic de résistance au cisaillement de matériaux de type sol ou les caractéristiques d'un matériau équivalent relatif à un massif rocheux de faibles caractéristiques mécaniques.

VERSANTS B:

Le deuxième type de versant est caractérisé par une pente moyenne de 38° . Il est supposé représenter un versant dans des matériaux de type roche ou dans un massif rocheux fracturé dans lequel les matériaux de type sol ne jouent pas un rôle essentiel.

Les paramètres géotechniques retenus sont les suivants:

Poids spécifique $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ (dans tous les calculs réalisés ce paramètre reste constant, comme pour les versants A).

La cohésion C et l'angle de frottement interne ϕ constituent 10 couples de valeurs permettant une analyse paramétrique du problème:

C en kPa	0	20	50	100	150	200
ϕ en °						
25°	X					
30°	X					
35°	X	X	X	X	X	X
40°	X					
45°	X					

Les 5 couples de valeurs avec $C=0$ représentent des caractéristiques de résistance au cisaillement d'un matériau rocheux très intensément fracturé (fracturation d'origine tectonique ou résultant d'une évolution très avancée d'une masse rocheuse déjà déstabilisée), ou de discontinuités de grande extension et de rugosités variées (joints stratigraphiques, failles).

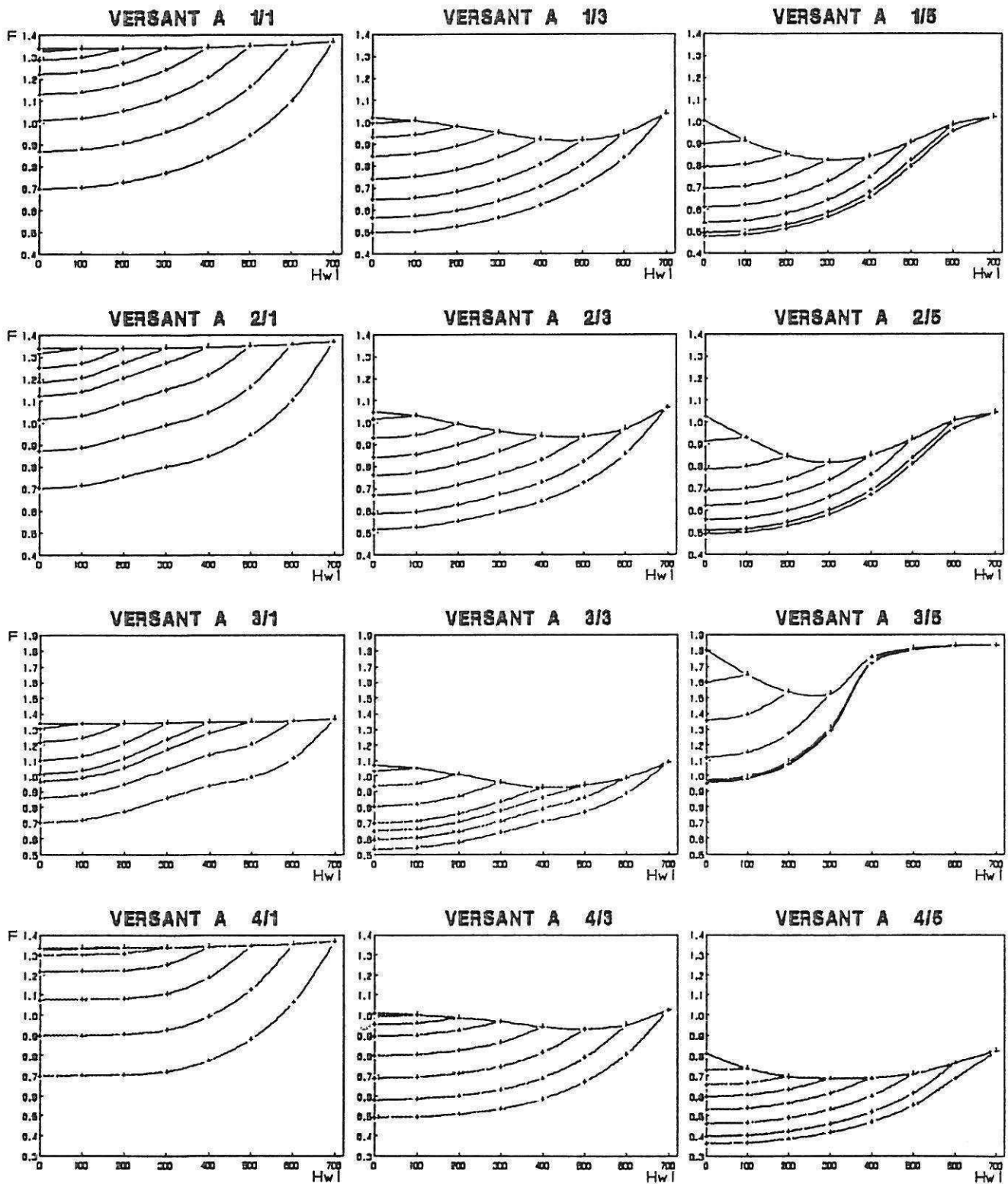


Figure 2: VERSANTS A ($C=30\text{kPa}$, $\phi=20^\circ$): Evolution du coefficient de sécurité F pour différents scénarios de submersion du versant et d'abaissement du plan d'eau

Les 5 couples de valeurs avec $C \neq 0$ et $\phi=35^\circ$ représentent des caractéristiques de pic de résistance au cisaillement d'un matériau équivalent relatif à un massif rocheux de caractéristiques mécaniques moyennes.

Tableau 3: VERSANTS A: Coefficients F_1 , F_2 , F_3 et F_4 correspondant à la figure 2

-VERSANT A 1/1-			-VERSANT A 1/2-			-VERSANT A 1/3-			-VERSANT A 1/4-			-VERSANT A 1/5-		
F	F-F ₁	(F-F ₁)/F ₁	F	F-F ₁	(F-F ₁)/F ₁	F	F-F ₁	(F-F ₁)/F ₁	F	F-F ₁	(F-F ₁)/F ₁	F	F-F ₁	(F-F ₁)/F ₁
F ₁ =1.34			F ₁ =0.80			F ₁ =1.02			F ₁ =1.01			F ₁ =1.00		
F ₂ =1.34	0.	0 %	F ₂ =0.80	-0.10	-11 %	F ₂ =0.92	-0.10	-10 %	F ₂ =0.86	-0.15	-15 %	F ₂ =0.83	-0.17	-17 %
F ₃ =1.37	0.03	2 %	F ₃ =0.92	0.02	2 %	F ₃ =1.04	0.02	2 %	F ₃ =1.03	0.02	2 %	F ₃ =1.02	0.02	2 %
F ₄ =0.70	-0.64	-46 %	F ₄ =0.45	-0.47	-52 %	F ₄ =0.50	-0.52	-51 %	F ₄ =0.47	-0.54	-53 %	F ₄ =0.46	-0.52	-52 %
-VERSANT A 2/1-			-VERSANT A 2/2-			-VERSANT A 2/3-			-VERSANT A 2/4-			-VERSANT A 2/5-		
F	F-F ₁	(F-F ₁)/F ₁	F	F-F ₁	(F-F ₁)/F ₁	F	F-F ₁	(F-F ₁)/F ₁	F	F-F ₁	(F-F ₁)/F ₁	F	F-F ₁	(F-F ₁)/F ₁
F ₁ =1.34			F ₁ =0.86			F ₁ =1.05			F ₁ =1.07			F ₁ =1.03		
F ₂ =1.34	0.	0 %	F ₂ =0.83	-0.13	-14 %	F ₂ =0.94	-0.11	-10 %	F ₂ =0.86	-0.16	-18 %	F ₂ =0.82	-0.21	-20 %
F ₃ =1.37	0.03	2 %	F ₃ =0.98	0.02	2 %	F ₃ =1.07	0.02	2 %	F ₃ =1.06	0.02	2 %	F ₃ =1.04	0.01	1 %
F ₄ =0.70	-0.64	-46 %	F ₄ =0.47	-0.46	-51 %	F ₄ =0.51	-0.54	-51 %	F ₄ =0.51	-0.56	-52 %	F ₄ =0.46	-0.54	-52 %
-VERSANT A 3/1-			-VERSANT A 3/2-			-VERSANT A 3/3-			-VERSANT A 3/4-			-VERSANT A 3/5-		
F	F-F ₁	(F-F ₁)/F ₁	F	F-F ₁	(F-F ₁)/F ₁	F	F-F ₁	(F-F ₁)/F ₁	F	F-F ₁	(F-F ₁)/F ₁	F	F-F ₁	(F-F ₁)/F ₁
F ₁ =1.34			F ₁ =1.16			F ₁ =1.06			F ₁ =1.60			F ₁ =1.80		
F ₂ =1.34	0.	0 %	F ₂ =1.00	-0.16	-14 %	F ₂ =0.92	-0.16	-15 %	F ₂ =1.35	-0.25	-16 %	F ₂ =1.53	-0.27	-15 %
F ₃ =1.37	0.03	2 %	F ₃ =1.16	0.02	2 %	F ₃ =1.10	0.02	2 %	F ₃ =1.62	0.02	1 %	F ₃ =1.84	0.04	2 %
F ₄ =0.70	-0.64	-46 %	F ₄ =0.55	-0.57	-49 %	F ₄ =0.53	-0.55	-51 %	F ₄ =0.63	-0.77	-46 %	F ₄ =0.95	-0.85	-47 %
-VERSANT A 4/1-			-VERSANT A 4/2-			-VERSANT A 4/3-			-VERSANT A 4/4-			-VERSANT A 4/5-		
F	F-F ₁	(F-F ₁)/F ₁	F	F-F ₁	(F-F ₁)/F ₁	F	F-F ₁	(F-F ₁)/F ₁	F	F-F ₁	(F-F ₁)/F ₁	F	F-F ₁	(F-F ₁)/F ₁
F ₁ =1.34			F ₁ =0.80			F ₁ =1.01			F ₁ =0.86			F ₁ =0.81		
F ₂ =1.34	0.	0 %	F ₂ =0.74	-0.06	-8 %	F ₂ =0.83	-0.06	-8 %	F ₂ =0.77	-0.11	-13 %	F ₂ =0.69	-0.12	-15 %
F ₃ =1.37	0.03	2 %	F ₃ =0.82	0.02	2 %	F ₃ =1.03	0.02	2 %	F ₃ =0.89	0.01	1 %	F ₃ =0.82	0.01	1 %
F ₄ =0.70	-0.64	-46 %	F ₄ =0.57	-0.45	-54 %	F ₄ =0.49	-0.52	-51 %	F ₄ =0.38	-0.48	-56 %	F ₄ =0.36	-0.45	-56 %

2.2 Influence de la convexité des surfaces de rupture:

Parmi tous les calculs réalisés nous avons sélectionné quelques résultats significatifs.

La figure 2 (VERSANTS A, C=30kPa, $\phi=20^\circ$) et la figure 3 (VERSANTS B, C=100kPa, $\phi=35^\circ$), dont les légendes sont données par la figure 1, montrent l'évolution du coefficient de sécurité F pour différents scénarios de submersion du versant et d'abaissement du plan d'eau. Le tableau 3 (VERSANTS A, C=30kPa, $\phi=20^\circ$) et le tableau 4 (VERSANTS B, C=100kPa, $\phi=35^\circ$) donnent les valeurs de coefficients de sécurité suivants:

F_1 = F du versant sans nappe et retenue sans eau.

F_2 = F minimal du versant en cours de submersion par le plan d'eau de la retenue.

F_3 = F du versant entièrement submergé par le plan d'eau de la retenue.

F_4 = F du versant après submersion complète et vidange rapide et totale de la retenue.

Les figures 2 et 3 et les tableaux 3 et 4 mettent en évidence les points suivants:

1°) Dans le cas des surfaces de rupture planes, la submersion progressive du versant se fait à coefficient de sécurité F strictement croissant (courbes $H_{w1}=H_{w2}$ des versants A 1/1, A 2/1, A 3/1, A 4/1, B 1/1, B 2/1, B 3/1, B 4/1), quelque soit la morphologie de la surface topographique du versant. Les cas présentés en figures 2 et 3 sont relatifs à des rapports $C/\gamma H=2.10^{-3}$ et 6.10^{-3} respectivement, valeurs très faibles. Ils ne montrent donc qu'une faible croissance de F en fonction de H_{w1} . Cette observation est conforme au résultat, élémentaire, établi en annexe. Elle résulte du rôle négligeable de la cohésion (jusqu'à des valeurs de 200kPa et plus) sur la stabilité des versants ou talus de grande hauteur (plusieurs centaines de mètres de hauteur).

Dans le cas où C=0, F reste constant (Cf. Annexe).

2°) Dans le cas des surfaces de rupture convexes la submersion progressive du versant se fait à coefficient de sécurité F décroissant puis croissant (trajet AB de la figure 1, courbes $H_{w1}=H_{w2}$ des versants A 1/3, A 2/3, A 3/3, A 4/3, A 1/5, A 2/5, A 3/5, A 4/5; B 1/3, B 2/3, B 3/3, B 4/3,

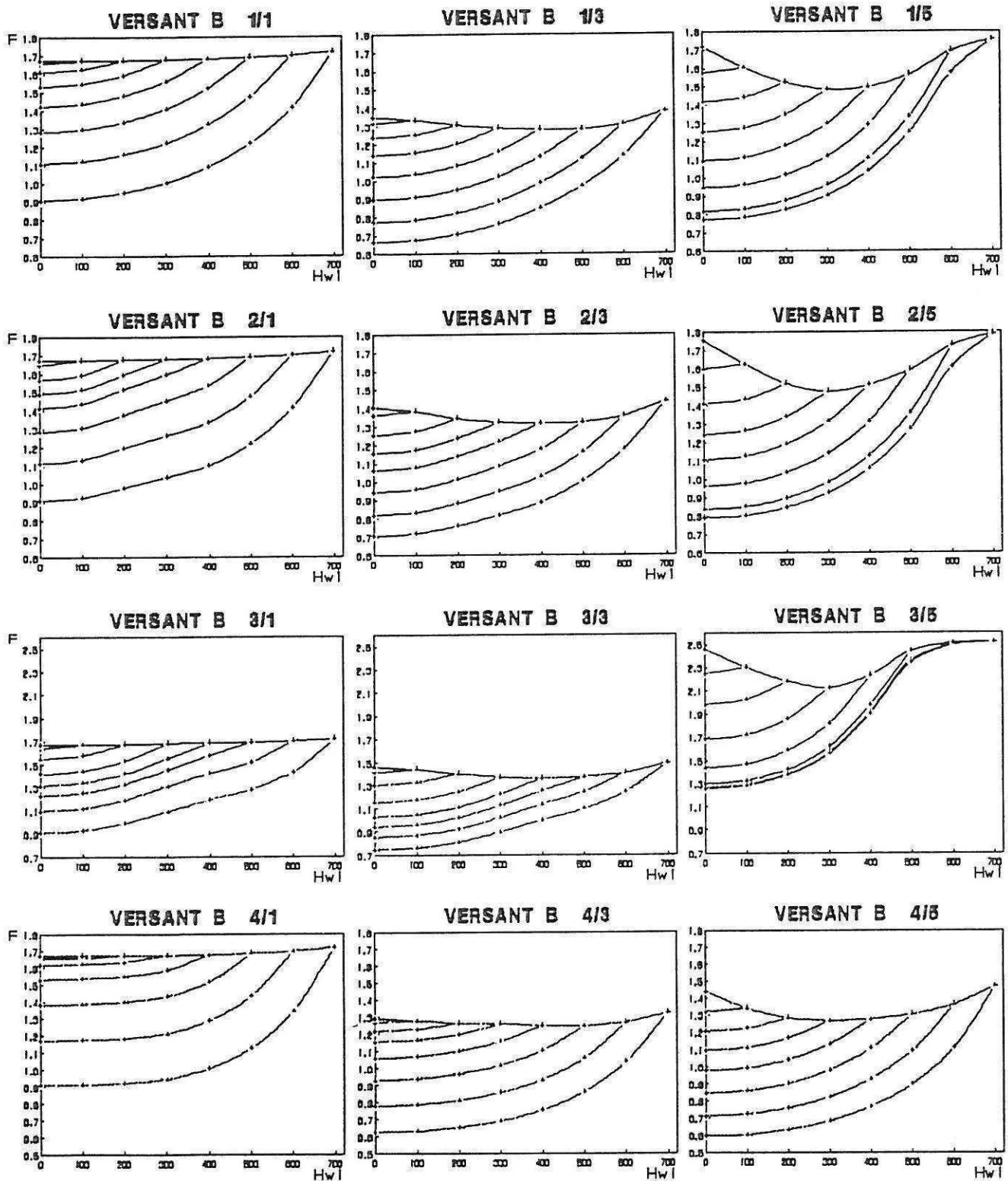


Figure 3: VERSANTS B ($C=100\text{kPa}$, $\phi=35^\circ$): Evolution du coefficient de sécurité F pour différents scénarios de submersion du versant et d'abaissement du plan d'eau

B 1/5, B 2/5, B 3/5, B 4/5). La diminution relative de F correspondant à cette valeur minimale F_2 soit: $(F_2 - F_1)/F_1$ varie entre 0 et 20% dans les cas présentés. Elle est donc tout à fait significative. Des résultats analogues à ceux-ci ont été

présentés par CHARLES J.A. et SOARES M.M. (1984) dans le cas de la submersion d'un remblai.

On observe que cette diminution relative, pour un profil topographique donné, est d'autant plus importante que la

Tableau 4: VERSANTS B: Coefficients F_1 , F_2 , F_3 et F_4 correspondant à la figure 3

-VERSANT B 1/1-			-VERSANT B 1/2-			-VERSANT B 1/3-			-VERSANT B 1/4-			-VERSANT B 1/5-		
F	$F-F_1$	$(F-F_1)/F_1$	F	$F-F_1$	$(F-F_1)/F_1$	F	$F-F_1$	$(F-F_1)/F_1$	F	$F-F_1$	$(F-F_1)/F_1$	F	$F-F_1$	$(F-F_1)/F_1$
$F_1=1.67$			$F_1=1.25$			$F_1=1.35$			$F_1=1.88$			$F_1=1.72$		
$F_2=1.67$	0.	0 %	$F_2=1.17$	-0.08	-6 %	$F_2=1.28$	-0.07	-5 %	$F_2=1.74$	-0.14	-7 %	$F_2=1.48$	-0.23	-13 %
$F_3=1.72$	0.05	3 %	$F_3=1.28$	0.03	2 %	$F_3=1.36$	0.03	2 %	$F_3=1.84$	0.06	3 %	$F_3=1.78$	0.04	2 %
$F_4=0.81$	-0.76	-48 %	$F_4=0.80$	-0.65	-52 %	$F_4=0.66$	-0.69	-51 %	$F_4=0.74$	-1.14	-61 %	$F_4=0.77$	-0.85	-55 %
-VERSANT B 2/1-			-VERSANT B 2/2-			-VERSANT B 2/3-			-VERSANT B 2/4-			-VERSANT B 2/5-		
F	$F-F_1$	$(F-F_1)/F_1$	F	$F-F_1$	$(F-F_1)/F_1$	F	$F-F_1$	$(F-F_1)/F_1$	F	$F-F_1$	$(F-F_1)/F_1$	F	$F-F_1$	$(F-F_1)/F_1$
$F_1=1.67$			$F_1=1.31$			$F_1=1.40$			$F_1=2.03$			$F_1=1.75$		
$F_2=1.67$	0.	0 %	$F_2=1.20$	-0.11	-8 %	$F_2=1.32$	-0.08	-6 %	$F_2=1.83$	-0.20	-10 %	$F_2=1.48$	-0.27	-15 %
$F_3=1.72$	0.05	3 %	$F_3=1.34$	0.03	2 %	$F_3=1.44$	0.04	3 %	$F_3=2.08$	0.05	2 %	$F_3=1.78$	0.04	2 %
$F_4=0.81$	-0.76	-48 %	$F_4=0.84$	-0.67	-51 %	$F_4=0.70$	-0.70	-50 %	$F_4=0.81$	-1.22	-60 %	$F_4=0.78$	-0.86	-55 %
-VERSANT B 3/1-			-VERSANT B 3/2-			-VERSANT B 3/3-			-VERSANT B 3/4-			-VERSANT B 3/5-		
F	$F-F_1$	$(F-F_1)/F_1$	F	$F-F_1$	$(F-F_1)/F_1$	F	$F-F_1$	$(F-F_1)/F_1$	F	$F-F_1$	$(F-F_1)/F_1$	F	$F-F_1$	$(F-F_1)/F_1$
$F_1=1.67$			$F_1=1.41$			$F_1=1.47$			$F_1=2.27$			$F_1=2.48$		
$F_2=1.67$	0.	0 %	$F_2=1.28$	-0.12	-9 %	$F_2=1.36$	-0.11	-7 %	$F_2=2.05$	-0.22	-10 %	$F_2=2.13$	-0.33	-13 %
$F_3=1.72$	0.05	3 %	$F_3=1.44$	0.03	2 %	$F_3=1.50$	0.03	2 %	$F_3=2.33$	0.06	3 %	$F_3=2.52$	0.06	2 %
$F_4=0.81$	-0.76	-48 %	$F_4=0.71$	-0.70	-50 %	$F_4=0.75$	-0.72	-49 %	$F_4=0.88$	-1.28	-57 %	$F_4=1.25$	-1.21	-48 %
-VERSANT B 4/1-			-VERSANT B 4/2-			-VERSANT B 4/3-			-VERSANT B 4/4-			-VERSANT B 4/5-		
F	$F-F_1$	$(F-F_1)/F_1$	F	$F-F_1$	$(F-F_1)/F_1$	F	$F-F_1$	$(F-F_1)/F_1$	F	$F-F_1$	$(F-F_1)/F_1$	F	$F-F_1$	$(F-F_1)/F_1$
$F_1=1.67$			$F_1=1.16$			$F_1=1.29$			$F_1=1.78$			$F_1=1.44$		
$F_2=1.67$	0.	0 %	$F_2=1.11$	-0.05	-4 %	$F_2=1.25$	-0.04	-3 %	$F_2=1.67$	-0.11	-6 %	$F_2=1.27$	-0.17	-12 %
$F_3=1.72$	0.05	3 %	$F_3=1.19$	0.03	3 %	$F_3=1.32$	0.03	2 %	$F_3=1.83$	0.05	3 %	$F_3=1.47$	0.03	2 %
$F_4=0.81$	-0.76	-48 %	$F_4=0.50$	-0.62	-53 %	$F_4=0.62$	-0.67	-52 %	$F_4=0.67$	-1.11	-62 %	$F_4=0.60$	-0.84	-58 %

convexité de la surface de rupture est forte (comparer par exemple les cas A 1/1, A 1/3 et A 1/5 ou B 1/1, B 1/3 et B 1/5).

Cette diminution relative, pour une surface de rupture donnée et une convexité de cette surface, est d'autant plus importante que le profil topographique conduit à une répartition des masses plus importante à la base du versant qu'au sommet (comparer les cas A 1/5, A 2/5, A 3/5 et A 4/5 ou B 1/4, B 2/4, B 3/4 et B 4/4). Ce phénomène est cependant dépendant de la convexité de la surface de rupture car il ne se manifeste pas pour une surface de rupture plane (Cf. Annexe).

La valeur minimale F_2 du coefficient de sécurité se présente pour des valeurs H_{w1}/H comprises entre 1/3 et 2/3 dans les cas présentés dans ce paragraphe, caractérisés par de faibles valeurs du paramètre $C/\gamma H$. De plus fortes valeurs de celui-ci conduisent à des diminutions relatives $(F_2-F_1)/F_1$ plus faibles apparaissant pour des rapports H_{w1}/H compris entre 0 et 1/2.

3°) La submersion totale conduit à un coefficient de sécurité F_3 supérieur ou égal à F_1 (Cf. Figure 1). Les faibles

valeurs des variations relatives $(F_3-F_1)/F_1$ présentées dans les tableaux 3 et 4 résultent là aussi des faibles valeurs du paramètre $C/\gamma H$ relatif aux cas présentés dans ce paragraphe.

Dans le cas $C=0$, on a $F_1=F_3$ (Cf. Annexe).

4°) Les courbes $H_{w2}=C^{ste}$ (Cf figures 1, 2 et 3) sont relatives aux scénarios les plus pessimistes de "vidange rapide", la surface piézométrique dans le talus restant à la cote H_{w2} atteinte par la submersion du talus, alors que le niveau d'eau H_{w1} de la retenue diminue de la valeur H_{w2} à 0 (trajet BC de la figure 1). Les scénarios les plus optimistes de drainage parfait du versant en même temps que s'abaisse le plan d'eau de la retenue sont représentés par la seule courbe $H_{w1}=H_{w2}$ (trajet BA de la figure 1). Ainsi, après avoir atteint un niveau de submersion H_{w2} , tout scénario intermédiaire (avec nappe plus ou moins fortement rabattue dans le versant) est nécessairement représenté par une courbe située entre les 2 courbes $H_{w1}=H_{w2}$ et $H_{w2}=C^{ste}$ issues du point initial $H_{w1}=H_{w2}$. (Cf. trajet BD de la figure 1 et les

commentaires en 2.4, 3 et 4.1 ci-après).

On peut donc en conclure que lorsque la submersion du versant a dépassé le niveau correspondant à la valeur F_2 , on ne peut pas espérer améliorer l'état de stabilité du versant en abaissant le niveau de la retenue, quelque soit le comportement hydrogéologique du versant. Par contre, si cette valeur minimum F_2 n'a pas encore été atteinte et si le drainage naturel du versant est assez bon, on peut espérer une amélioration de la stabilité du versant en abaissant le niveau d'eau de la retenue.

Ce raisonnement est dépendant de la forme de la courbe $H_{w1}=H_{w2}$, qui résulte de la convexité de la surface de rupture, du profil topographique du versant et de la valeur du paramètre $C/\gamma H$. On doit donc prendre en compte ces différents paramètres pour caractériser l'effet,

bénéfique ou non, d'un abaissement du niveau d'eau d'une retenue sur la stabilité d'un versant.

2.3 Analyse paramétrique par rapport à C, ϕ et H:

2.3.1 Influence de la cohésion et de l'angle de frottement interne:

Les calculs réalisés conduisent à des relations du coefficient de sécurité quasi linéaires par rapport à la cohésion C et par rapport à $\tan\phi$, qu'il s'agisse des coefficients F_1 , F_2 , F_3 ou F_4 (définis en 2.2).

La figure 4 relative à la cohésion et la figure 5 relative à l'angle de frottement interne, pour les versants A 2/5 et B 4/5, illustrent ce résultat.

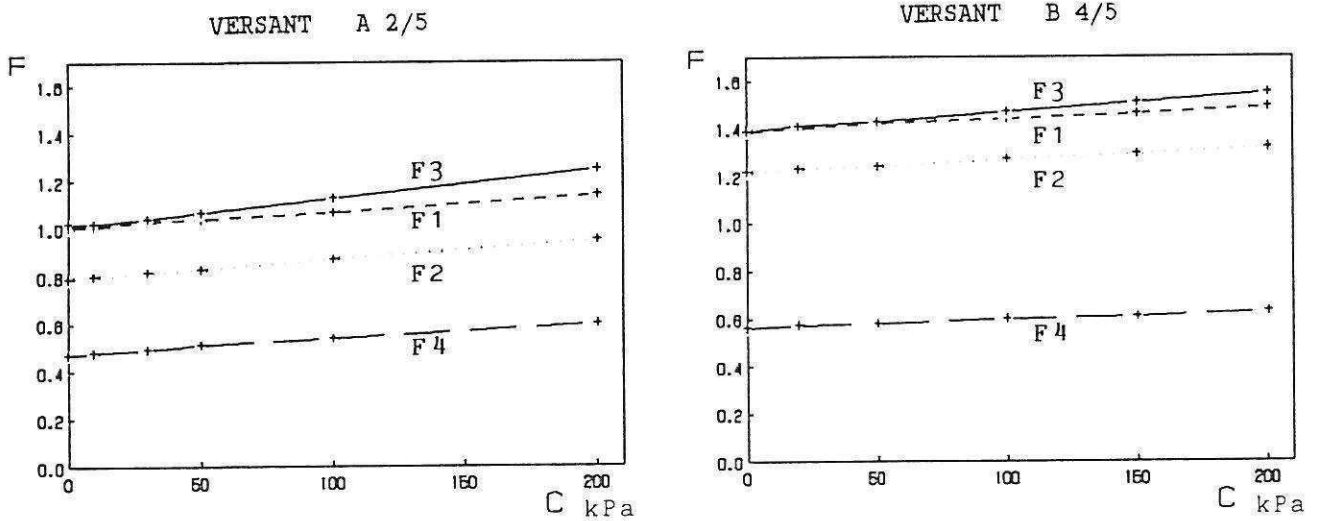


Figure 4: Influence de la cohésion (versant A 2/5, $\phi=20^\circ$; versant B 4/5, $\phi=35^\circ$) sur les coefficients de sécurité F_1 , F_2 , F_3 et F_4 .

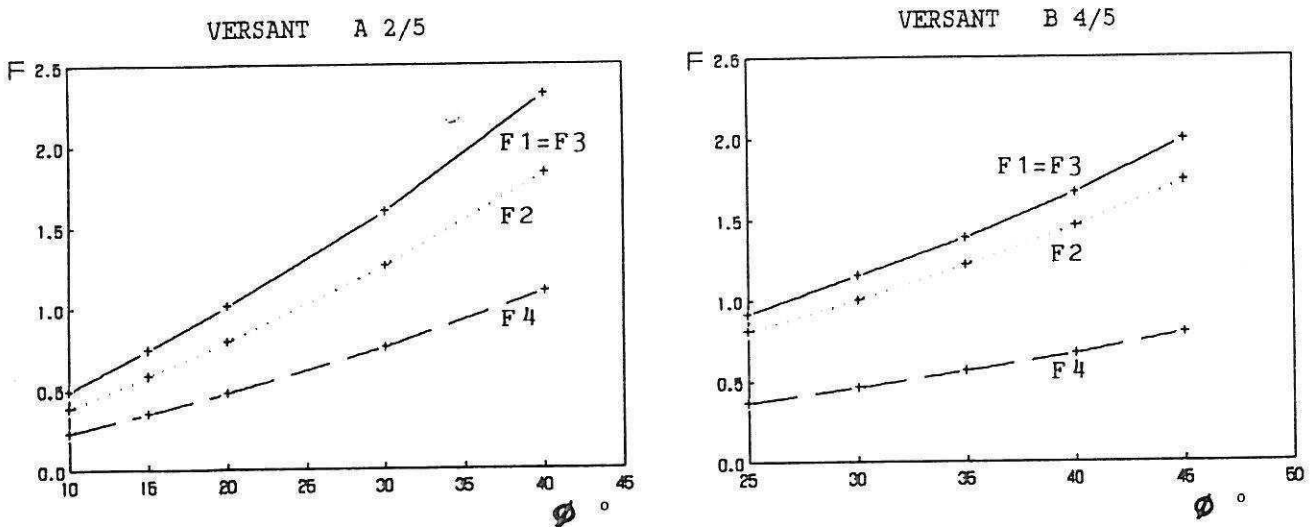


Figure 5: Influence de l'angle de frottement interne (versant A 2/5, $C=0$; versant B 4/5, $C=0$) sur les coefficients de sécurité F_1 , F_2 , F_3 et F_4 .

2.3.2 Influence de la hauteur H du versant:

La figure 6 relative aux versants A 2/5 et B 4/5 montre l'influence de la hauteur H

du versant sur les coefficients de sécurité F_1 , F_2 , F_3 et F_4 . Cette figure permet de caractériser l'effet d'échelle correspondant.

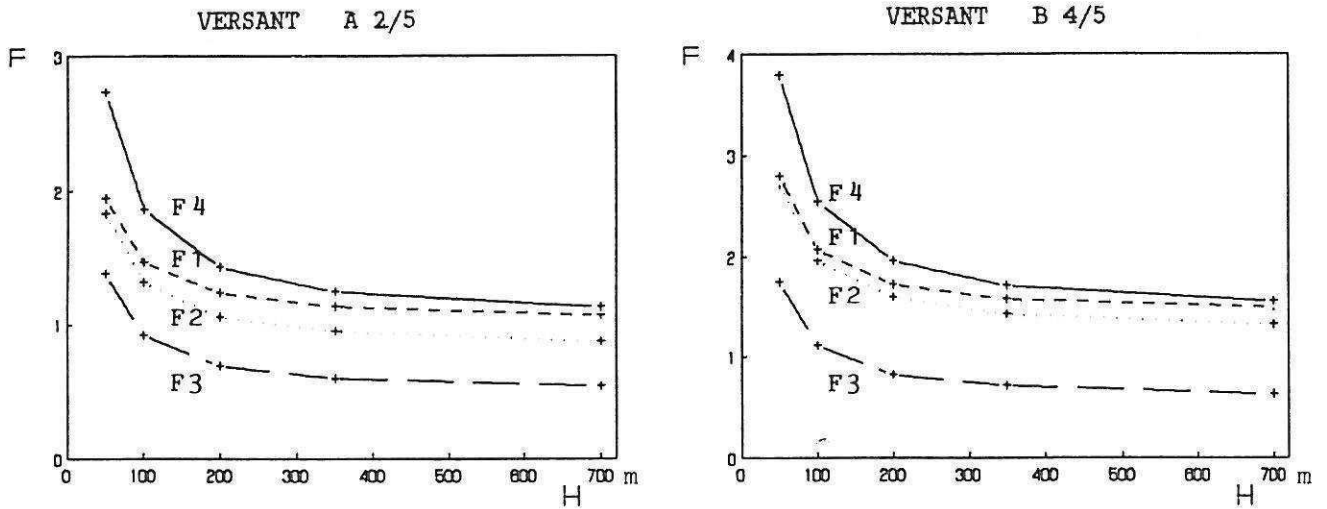


Figure 6: Influence de la hauteur H (versant A 2/5, $C=100\text{kPa}$, $\phi=20^\circ$; versant B 4/5, $C=200\text{kPa}$, $\phi=35^\circ$) sur les coefficients de sécurité F_1 , F_2 , F_3 et F_4 .

2.4 Cas des versants avec nappe:

Si le versant est le siège d'un écoulement nous devons considérer un réseau de courbes telles que celui présenté en traits interrompus sur la figure 7. Ces courbes ont été établies pour différentes hauteurs H_{w2} d'alimentation arrière de la nappe de versant et avec l'hypothèse d'un drainage moyen de celui-ci conduisant, pour une hauteur H_{w1} du plan d'eau, à un

coefficient de sécurité F intermédiaire entre le coefficient F' qui résulterait d'une nappe à l'équilibre avec le niveau H_{w1} et le coefficient F'' qui résulterait d'une situation de vidange rapide par rapport au niveau H_{w2} . Pour la figure 7 nous avons pris exactement $F=(F'+F'')/2$. Ces courbes jouent donc un rôle analogue à celui joué par les courbes $H_{w2}=C^{ste}$ de vidange rapide.

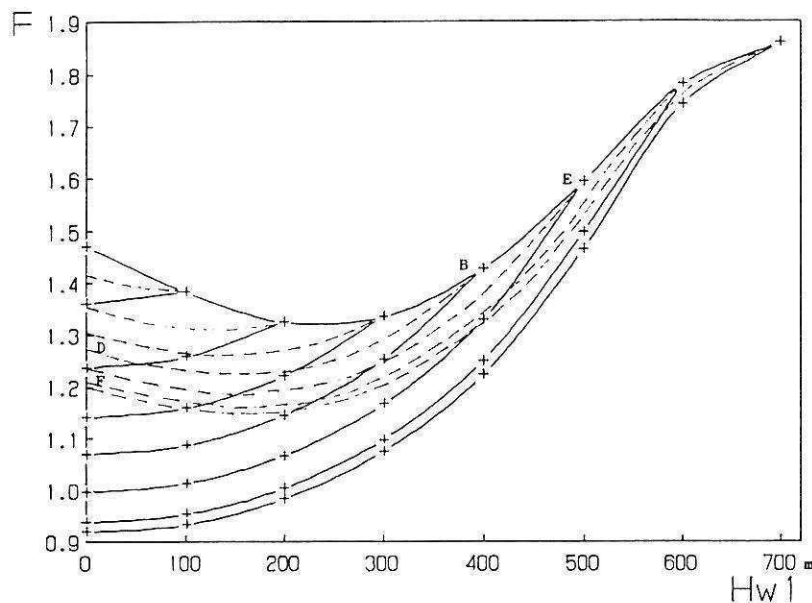


Figure 7: Evolution du coefficient de sécurité pour différents scénarios de submersion d'un versant avec nappe et d'abaissement du plan d'eau.

Au début de la submersion du pied du versant on se déplace sur un trajet tel que DB (Cf. Figure 7). Si le niveau de submersion dépasse la hauteur H_{W2} d'alimentation arrière de la nappe de versant, on retrouve la courbe $H_{W1}=H_{W2}$ (trajet BE). Un scénario d'abaissement du plan d'eau conduirait ensuite à se déplacer sur un trajet tel que EF.

On observe donc que ces courbes en traits interrompus reproduisent la forme en creux de la courbe $H_{W1}=H_{W2}$, atténuée par la valeur F_1 plus faible que dans le cas du versant sans nappe. Les raisonnements établis en 2.2 et 2.3 restent donc valides d'un point de vue qualitatif.

3 APPLICATION AU GLISSEMENT DU VAIONT:

Le versant A 2/5 est assez proche d'une coupe de la base du versant du Mont Toc avant la catastrophe du Vaiont (Italie) en 1963. Cette coupe, située au droit de la partie la plus aval du versant (Cf. figure 8), fait apparaître une surface structurale fortement convexe (en forme de "chaise") et une hauteur moyenne de la zone déstabilisée proche de 700m. (SELLI R. et al., 1964). Le glissement d'une masse de 300Mm³ dans la retenue expulsa au-dessus du barrage une lame d'eau qui détruisit plus en aval la ville de Longarone.

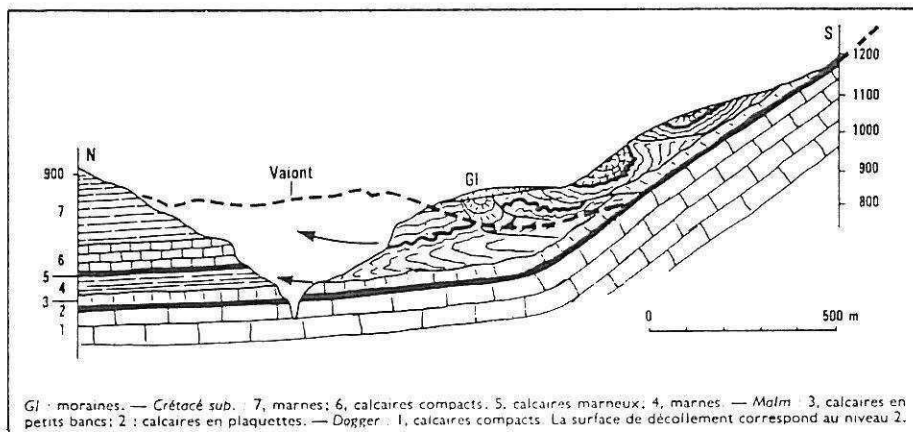


Figure 8: Coupe géologique au droit du glissement du Vaiont (d'après SELLI R. et al. 1964, MULLER L. 1964 et LETOURNEUR J. et al. 1971, modifié)

Sans reprendre ici une analyse de ce glissement, il nous a paru cependant intéressant de construire les courbes définies en 2.2 pour les valeurs de paramètres géotechniques les plus souvent publiées (SKEMPTON A.W., 1966, BIAREZ J. et al. 1976, en particulier).

La figure 10 est ainsi relative aux paramètres $C=0$, $\phi=20^\circ$, considérés comme paramètres de résistance résiduelle. Elle donne les valeurs suivantes de coefficients de sécurité, sans doute légèrement pessimistes:

$F_1=1,01$	
$F_2=0,79$	$F_2-F_1=-0,22$
	$(F_2-F_1)/F_1=-22\%$
$F_3=1,01$	$F_3-F_1=0$
	$(F_3-F_1)/F_1=0\%$
$F_4=0,47$	$F_4-F_1=-0,54$
	$(F_4-F_1)/F_1=-53\%$

Dans le cas du glissement du Vaiont seul le début des courbes de la figure 10 a de l'intérêt, jusqu'aux valeurs $H_{W1}=100m$. correspondant au niveau maximum de montée du plan d'eau dans la retenue par rapport à la base de la surface de glissement.

Rappelons que le remplissage de la retenue s'est réalisé en plusieurs phases de 1960 à 1964. Lorsque les vitesses de déplacements de repères topographiques devenaient trop importantes, des vidanges partielles du plan d'eau étaient réalisées (Cf. Figure 9).

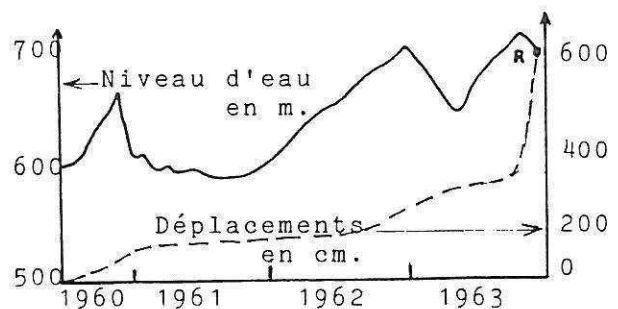


Figure 9: Remplissage de la retenue du Vaiont et évolution des vitesses de déplacement des repères topographiques.

On obtient ainsi pour $H_{W1}=100m$.:

$$F=0,91 \quad F-F_1=0,10$$

$$(F-F_1)/F_1=-10\%$$

valeur de diminution relative de F déjà

donnée en bibliographie: "réduction de l'ordre de 10%" (BIAREZ J. et al. 1976), réduction de 8% avec les mêmes hypothèses hydrogéologiques (NAKAMURA H. 1985).

La valeur des coefficients de sécurité trouvés montre bien l'état de stabilité précaire du versant du Vaiont avant la montée du plan d'eau si l'on utilise les

caractéristiques résiduelles. Celles-ci apparaissent justifiées si l'on considère que des glissements anciens avaient affecté ce versant et si de plus on considère que la sollicitation hydraulique et mécanique représentée par la submersion du pied de la zone potentiellement instable était en mesure de déclencher un mécanisme de rupture progressive.

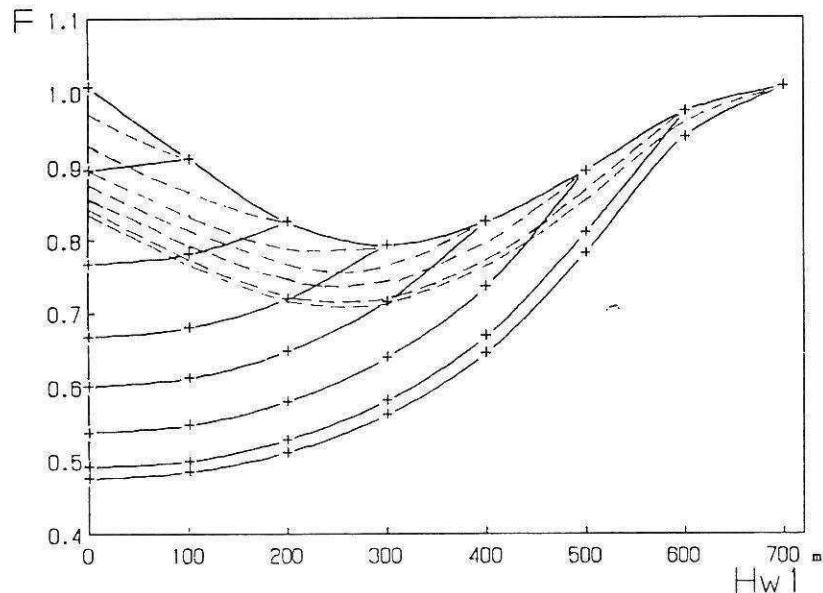


Figure 10: VERSANTS A 2/5 ($C=0kPa$, $\phi=20$): Evolution du coefficient de sécurité F pour différents scénarios de submersion du versant et d'abaissement du plan d'eau

La figure 10 montre bien que la montée du plan d'eau dans la retenue a eu pour effet de diminuer le coefficient de sécurité qui aurait chuté encore plus si l'on avait pu continuer de remplir la retenue.

Cette figure montre aussi qu'une situation de vidange rapide consécutive à un abaissement du plan d'eau était (pour les faibles valeurs de H_{w1}) moins néfaste que celle résultant d'une poursuite de la montée du plan d'eau. Si le massif était suffisamment drainant (courbes en traits interrompus de la figure 10), un abaissement du plan d'eau était susceptible d'améliorer la stabilité du versant. Les vidanges partielles de fin 1960 et fin 1962 ont effectivement entraîné une baisse des vitesses de déplacement des repères topographiques (Cf. figure 9).

Cependant, l'évolution des pentes des courbes de vidanges rapide au début des abaissement de plan d'eau, comme celle des courbes relatives à un massif plus

drainant, à mesure que H_{w1} augmente permet de comprendre que l'effet bénéfique de ces vidanges partielles devait diminuer avec l'augmentation de H_{w1} .

Les précédents résultats dérivent de l'hypothèse que la nappe de versant (existant avant mise en eau) ne joue qu'un rôle secondaire. Dans le cas contraire nous devons raisonner sur l'une des courbes en traits interrompus de la figure 10 (tracées pour différents niveaux H_{w2} d'alimentation arrière et pour un massif assez bien drainant, avec $F=(2F'+F'')/3$, Cf.2.4). Cette nappe de versant était assez mal connue au Vaiont. Nous pensons qu'il serait réaliste d'en discuter à partir de la courbe correspondant à $H_{w2}=400m.$, représentée dans la figure 10. On observe alors que l'on diminue légèrement les coefficients de sécurité mais que les conclusions précédentes restent valides quant aux variations relatives des coefficients de sécurité en fonction des différents scénarios hydrogéologiques (Cf également 2.4).

4 APPLICATION AUX CAS DE VERSANTS ROCHEUX DESTABILISES:

4.1 Rôle des évolutions morphologiques et mécaniques sur la stabilité:

Nous considérons ici des versants rocheux déstabilisés par une lente évolution en déformation progressive et susceptibles de connaître une évolution ultime déclenchée par la montée du plan d'eau d'une retenue de barrage. L'évolution quaternaire des vallées (régions alpines en particulier) et la nature même des sites de barrages expliquent pourquoi cette préoccupation des constructeurs de barrages est bien réelle.

Dans cette optique nous avons choisi le versant B 4/4 (H=700m, C=500kPa, $\phi=35^\circ$)

représentant un versant rocheux fracturé de caractéristiques mécaniques moyennes (définies pour un matériau homogène équivalent). Pour que notre analyse à 2 dimensions soit valide, nous supposons que l'échelle du paramètre extension des discontinuités jouant un rôle mécanique est en rapport avec l'échelle géométrique du versant. Puis nous considérons le versant B 2/4 et le versant B 3/4 (Cf. Tableau 2) supposés représenter 2 stades d'évolution morphologique et mécanique avancée (C=200kPa, $\phi=35^\circ$; puis C=0, $\phi=35^\circ$) du versant précédent.

Nous comparons alors les valeurs des coefficients de sécurité F_1 , F_2 , F_3 et F_4 (Cf. 2.2) pour des versants de 700m et 70m de hauteur (Cf. Tableau 5 et Figures 11 et 12).

Tableau 5: Coefficients de sécurité F_1 , F_2 , F_3 et F_4 des versants B 4/4 (C=500kPa, $\phi=35^\circ$), B 2/4 (C=200kPa, $\phi=35^\circ$), B 3/4 (C=0kPa, $\phi=35^\circ$), pour les scénarios envisagés

VERSANT	B 4/4 C=500kPa $\phi=35^\circ$	B 2/4 C=200kPa $\phi=35^\circ$	B 3/4 C=0kPa $\phi=35^\circ$
H=700m	$F_1=2,08$ $F_2=2,01$ $F_2-F_1=-0,07$ $F_3=2,35$ $F_3-F_1=0,27$ $F_4=0,87$ $F_4-F_1=-1,21$ $(F_2-F_1)/F_1=-3\%$ $(F_3-F_1)/F_1=13\%$ $(F_4-F_1)/F_1=-58\%$	$F_1=2,11$ $F_2=1,93$ $F_2-F_1=-0,18$ $F_3=2,23$ $F_3-F_1=0,12$ $F_4=0,86$ $F_4-F_1=-1,25$ $(F_2-F_1)/F_1=-9\%$ $(F_3-F_1)/F_1=6\%$ $(F_4-F_1)/F_1=-59\%$	$F_1=2,17$ $F_2=1,93$ $F_2-F_1=-0,24$ $F_3=2,17$ $F_3-F_1=0$ $F_4=0,92$ $F_4-F_1=-1,25$ $(F_2-F_1)/F_1=-11\%$ $(F_3-F_1)/F_1=0\%$ $(F_4-F_1)/F_1=-58\%$
H=70m	$F_1=6,59$ $F_2=6,59$ $F_2-F_1=0$ $F_3=10,49$ $F_3-F_1=3,90$ $F_4=4,56$ $F_4-F_1=-2,03$ $(F_2-F_1)/F_1=0\%$ $(F_3-F_1)/F_1=59\%$ $(F_4-F_1)/F_1=-31\%$	$F_1=3,91$ $F_2=3,86$ $F_2-F_1=-0,05$ $F_3=5,47$ $F_3-F_1=1,56$ $F_4=2,14$ $F_4-F_1=-1,77$ $(F_2-F_1)/F_1=-1\%$ $(F_3-F_1)/F_1=40\%$ $(F_4-F_1)/F_1=-45\%$	$F_1=2,17$ $F_2=1,93$ $F_2-F_1=-0,24$ $F_3=2,17$ $F_3-F_1=0$ $F_4=0,92$ $F_4-F_1=-1,25$ $(F_2-F_1)/F_1=-11\%$ $(F_3-F_1)/F_1=0\%$ $(F_4-F_1)/F_1=-58\%$

On observe à nouveau l'influence de la hauteur H ou du facteur $C/\gamma H$. Il est remarquable que l'évolution morphologique du versant (qui conduit à une plus grande stabilité du fait de la nouvelle répartition des masses) compense très largement la détérioration des paramètres mécaniques pour un versant de 700m de hauteur, pour les scénarios envisagés. Par contre, pour un talus de 70m de hauteur, cette évolution morphologique est tout à fait insuffisante pour compenser la détérioration des paramètres mécaniques (Cf. Tableau 5 et Figure 12).

L'influence du paramètre $C/\gamma H$ sur la valeur minimum F_2 du coefficient de

sécurité, au cours de la submersion du pied des versants s'observe sur le tableau 5 et la figure 11.

On peut enfin imaginer différentes conditions hydrogéologiques pour le versant de 700m de hauteur, par exemple, en considérant que l'évolution mécanique doit s'accompagner d'une évolution de la perméabilité du massif. Ainsi, un plan d'eau à la cote $H_{w1}=0m$ et un niveau piézométrique en arrière du versant à la cote $H_{w2}=600m$ conduiraient aux coefficients de sécurité suivants (Cf. Figure 11 a), courbes en traits interrompus):

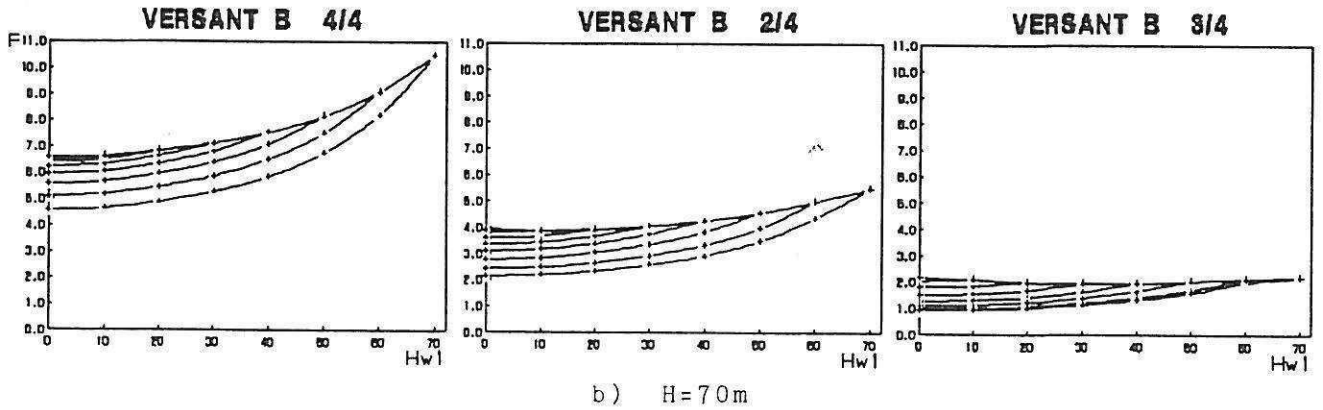
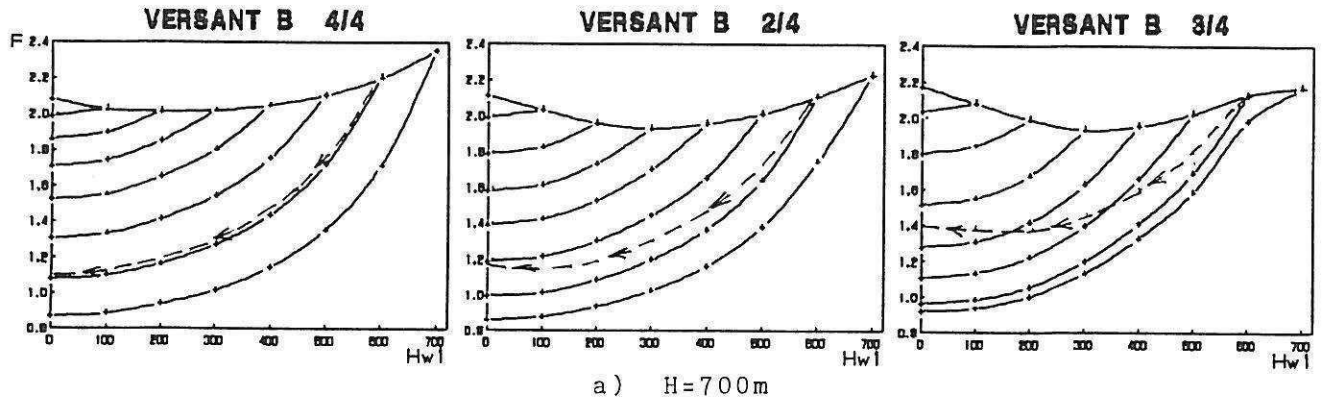


Figure 11: Versant B 4/4 ($C=500\text{kPa}$, $\phi=35^\circ$), versant B 2/4 ($C=200\text{kPa}$, $\phi=35^\circ$), versant B 3/4 ($C=0\text{kPa}$, $\phi=35^\circ$): Evolution du coefficient de sécurité F pour différents scénarios de submersion du versant et d'abaissement du plan d'eau, avec en a) $H=700\text{m}$ et en b) $H=70\text{m}$.

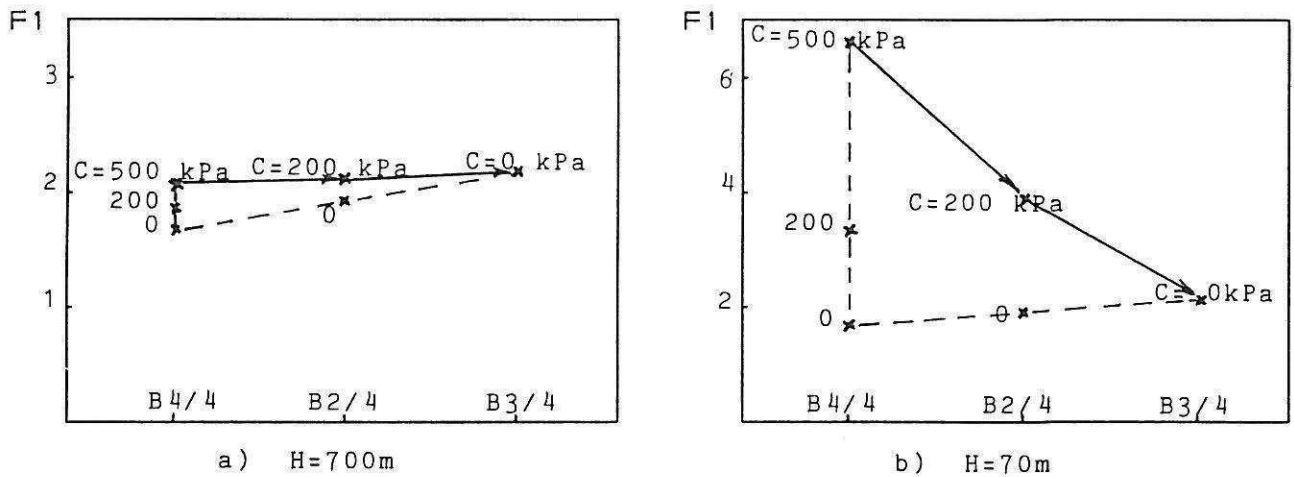


Figure 12: Evolution du coefficient de sécurité F_1 pour différents scénarios d'évolution morphologique et mécanique du versant B 4/4, avec en a) $H=700\text{m}$ et en b) $H=70\text{m}$

Versant B 4/4, $H=700\text{m}$, situation extrême de vidange rapide dans le versant:
 $F=1,07$
 Versant B 2/4, $H=700\text{m}$, nappe faiblement rabattue dans le versant:

$F=1,20$
 Versant B 3/4, $H=700\text{m}$, nappe fortement rabattue dans le versant:
 $F=1,40$

4.2 Cas du glissement de La Clapière:

Ces constatations permettent de mieux comprendre que des versants déstabilisés sur de grandes hauteurs, jusqu'à leur base, peuvent connaître des phases de déformations critiques suivies d'un calme relatif.

C'est le cas du glissement de La Clapière (Saint-Etienne-de-Tinée, France) affectant un versant sur près de 700m de hauteur dans des formations métamorphiques et magmatiques (gneiss de la série d'Annelle et migmatite d'Iglière) du massif du Mercantour (Cf. Figure 13) (Follacci, 1987, Follacci et al., 1988).

Ce versant a connu de 1978 à ce jour une évolution morphologique spectaculaire et une phase paroxysmale de 1984 à 1987 : déplacements cumulés de 60m en 1987 pour certaines cibles installées sur le versant, vitesses de déplacement d'un

ensemble de cibles atteignant 80mm/jour pendant 3 mois consécutifs et ponctuellement 120mm/jour en 1987. L'ensemble des cibles traduisait un mouvement de dérive exponentiel auquel se rajoutaient des variations saisonnières en rapport avec la fonte des neiges (VIBERT, 1987). On pouvait craindre alors une évolution catastrophique (VIBERT et al., 1988). A partir de 1988 l'évolution morphologique s'est ralentie pour la masse principale du glissement (estimée à 50 Mm³) avec des vitesses de déplacement des cibles de l'ordre de 30mm/jour.

La figure 13 permet sur un plan qualitatif d'apprécier l'évolution morphologique de ce versant. On y observe la foliation métamorphique de pendage contraire à la pente (les matériaux étant cependant très fortement affectés par le phénomène de fauchage gravitaire) et l'affaissement de la masse instable.

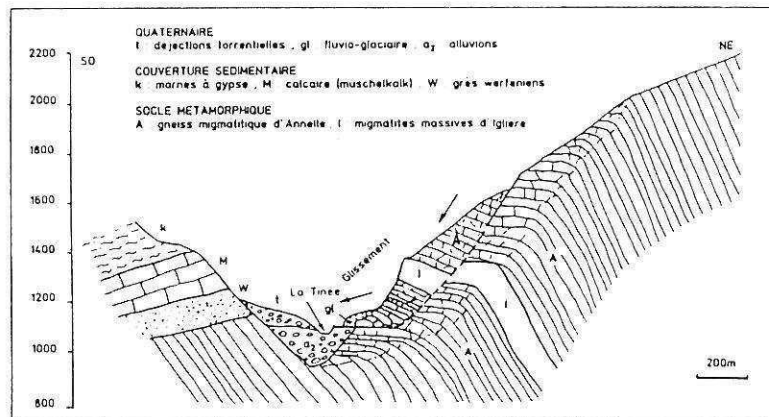


Figure 13: Coupe géologique du glissement de La Clapière (d'après FOLLACCI J.P. 1987)

Sans prétendre que cette évolution morphologique et mécanique est comparable à celle analysée en 4.1, les résultats précédents permettent de fixer certains ordres de grandeur (le versant B 4/4 étant d'ailleurs assez proche d'un profil moyen du versant avant glissement).

Il est manifeste que l'évolution morphologique du versant de La Clapière, même limitée, a dû contribuer à la stabilisation progressive de la masse instable. Dans le même temps, l'évolution mécanique du massif (phénomènes de dilatance, augmentation de la porosité des terrains, diminution de la cohésion), a pu apporter un effet négatif faible sur la stabilité et a surtout rendu le massif plus perméable. Les scénarios envisagés en 4.1 font ainsi preuve d'un certain

réalisme sur un plan qualitatif.

Il est clair par ailleurs que d'autres mécanismes ne relevant pas de notre analyse ont pu jouer un rôle complémentaire dans cette stabilisation provisoire(?): phénomènes de rupture progressive limitée, phénomènes d'arc-boutement en rapport avec la structure géologique du versant, son anisotropie mécanique et le système de discontinuités l'affectant. Les phénomènes rhéologiques de vieillissement résultant de l'altération météorique (favorisée par une plus grande perméabilité du massif), tout comme une sollicitation hydraulique ou mécanique particulière pourraient cependant mettre un terme à cette phase de calme relatif.

5 APPLICATION A LA MISE EN EAU D'UNE ANCIENNE CARRIERE:

5.1 Cadre de l'étude:

Nous avons analysé les conséquences de la mise en eau d'une mine à ciel ouvert dans une série sablo-argileuse d'un bassin tertiaire du Nord du Massif central (France).

La profondeur de la carrière est faible: 30m maximum. Les talus d'exploitation ont été dimensionnés par zones homogènes de la carrière avec une pente fonction de la

hauteur des talus, des paramètres mécaniques C ($5\text{kPa} < C < 120\text{kPa}$) et ϕ ($22^\circ < \phi < 42^\circ$), et de l'hypothèse hydrogéologique la plus probable résultant d'un rabattement de la nappe phréatique sub-affleurante par un système de puits de pompage en arrière des talus.

La méthode de Bishop est utilisée pour le calcul des cercles de rupture (Cf. Figure 14). En section courante, la pente d'un talus de 30m de hauteur est fixée à 36° pour un coefficient de sécurité $F=1,30$.

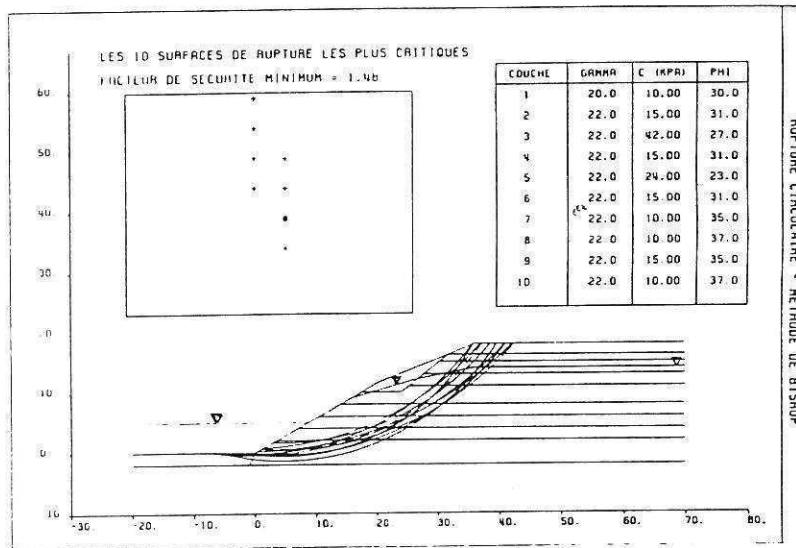


Figure 14: Calculs de stabilité (méthode de Bishop)

5.2 Scénarios de mise eau:

L'établissement de courbes analogues à celles présentées en 2 permet alors de considérer les conséquences qui pourraient résulter d'un contrôle plus ou moins bon de la piézométrie dans les talus au cours de la submersion de la carrière, sachant par ailleurs que l'on souhaite assurer une stabilité à long terme du futur plan d'eau, avec un coefficient de sécurité compris entre 1,50 et 2,00 suivant les zones.

Nous avons pu montrer qu'il aurait été imprudent, en phase transitoire, de laisser cette submersion se réaliser sans procéder dans un premier temps à un remodelage et un remblayage partiel de la carrière. Puis, nous avons pu proposer un scénario de fonctionnement des puits de pompage pendant une première phase de remplissage de la carrière, destiné à éviter un rétablissement trop rapide de la piézométrie initiale dans les talus.

Sur la figure 15, figure de principe établie pour un talus de 70m de hauteur,

dans un matériau de caractéristiques mécaniques $\gamma=22\text{kN/m}^3$, $C=70\text{kPa}$, $\phi=20^\circ$, avec une nappe sub-affleurante avant exploitation, on peut identifier toutes sortes de scénarios tels que les suivants:

-trajet AB_1C : puits de pompage rabattant entièrement la nappe pendant l'exploitation et assurant un niveau piézométrique dans le talus égal au niveau du plan d'eau de la carrière en cours de remplissage.

-trajet AEC : puits de pompage rabattant entièrement la nappe pendant l'exploitation; arrêt des pompes en fin d'exploitation et rétablissement de la surface piézométrique initiale avec situation de "vidange rapide" dans les talus; puis montée du plan d'eau.

-trajet DB_2FGC : puits de pompage rabattant partiellement la nappe pendant l'exploitation; puits de pompage en action à débits décroissants (et eau rejetée dans la carrière) au début de la montée du plan d'eau; arrêt des pompes pour $H_{w1}=40\text{m}$ et établissement d'une situation de "vidange rapide" dans la partie supérieure des talus et fin de la submersion.

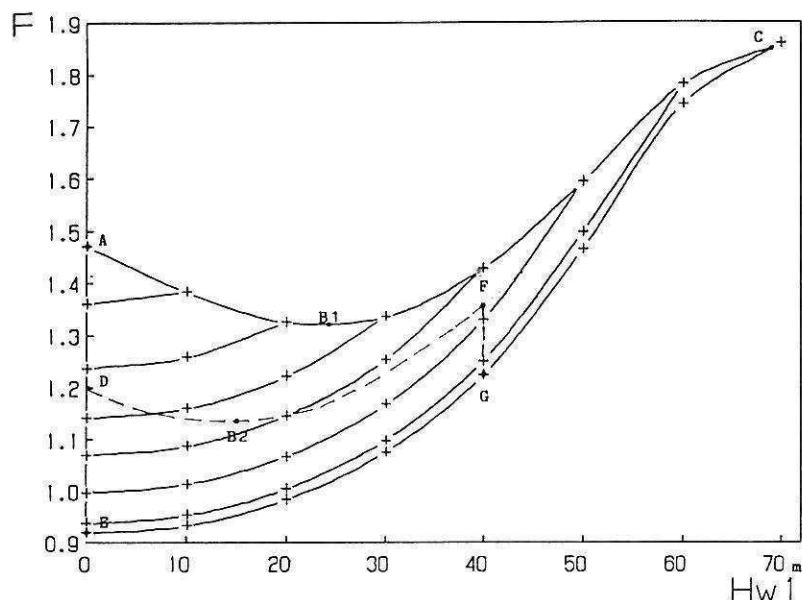


Figure 15: Courbes de principe illustrant différents scénarios hydrogéologiques en rapport avec l'opération de submersion d'une carrière avec puits de pompage rabattant la nappe phréatique.

La construction de courbes telles que celles établies en 2 et le suivi de la montée du plan d'eau, comme des niveaux piézométriques dans les talus constituent une méthode sûre de contrôle de la stabilité des talus qui pourrait être compromise par ce type d'opération.

6 CONCLUSION:

Nous avons mis en évidence le rôle de la morphologie des surfaces de rupture, supposées prédéfinies par la structure géologique, sur la stabilité de versants de grande hauteur, éventuellement submergés à leur base par un plan d'eau. La convexité de ces surfaces constitue le paramètre essentiel. Il est donc nécessaire d'identifier précisément ces surfaces (joints stratigraphiques, failles) de façon déterministe. Le paramètre $C/\gamma H$, qui intervient dans les calculs de stabilité, explique le faible rôle joué par la cohésion (jusqu'à des valeurs de 500kPa) pour des versants instables de plusieurs centaines de mètres de hauteur.

Ces résultats, dont certains sont démontrés sur un plan théorique, permettent de reprendre l'analyse de glissements anciens ou actuels et de bien poser le problème général de la submersion des versants de retenues de barrage ou des talus d'anciennes carrières ou mines à ciel ouvert.

ANNEXE:

Dans les calculs à la rupture classiques, le coefficient de sécurité d'un talus dans un matériau de caractéristiques mécaniques γ , C , ϕ (γ : poids spécifique, C : cohésion, ϕ : angle de frottement interne) s'écrit de façon très générale:

$$F = f(C/\gamma H, \text{tg}\phi)$$

où f est une fonction croissante de $C/\gamma H$ et $\text{tg}\phi$, H étant la hauteur du talus.

Le matériau est supposé répondre, dans un comportement à la rupture, au critère de Coulomb:

$$\tau = C + \sigma' \cdot \text{tg}\phi$$

1°) COMPARAISON D'UN ETAT INITIAL (TALUS HORS D'EAU) ET D'UN ETAT FINAL (TALUS ENTIEREMENT IMMERGE):

Dans l'état initial 1, sans nappe, γ représente le poids spécifique des terrains, et s'écrit:

$$\gamma = (\gamma_s + \gamma_w \cdot S \cdot e) / (1 + e)$$

avec:

γ_s : poids spécifique des grains

γ_w : poids spécifique de l'eau

e : indice des vides

S : degré de saturation

Dans l'état final 3, le talus immergé, tout se passe comme si l'eau n'existait pas, les terrains ayant alors pour poids spécifique: le poids spécifique déjaugé γ' .

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

où:

$$\gamma_{\text{sat}} = (\gamma_s + \gamma_w \cdot e)/(1 + e)$$

On a donc toujours: $\gamma' < \gamma$, et

$$\text{si } C/\gamma H = 0 \quad F_1 = F_3$$

si $C/\gamma H \neq 0 \quad F_1 < F_3$ dans le cas général.

2°) COMPARAISON D'UN ETAT INTERMEDIAIRE (LE PLAN D'EAU DANS LA RETENUE ETANT AU MEME NIVEAU QUE DANS LE TALUS) AVEC L'ETAT INITIAL:

2-1) Cas d'une surface potentielle de rupture plane:

Le coefficient de sécurité peut s'exprimer sous forme du rapport d'une force résistante R, sur une force motrice M :

$$F = R/M$$

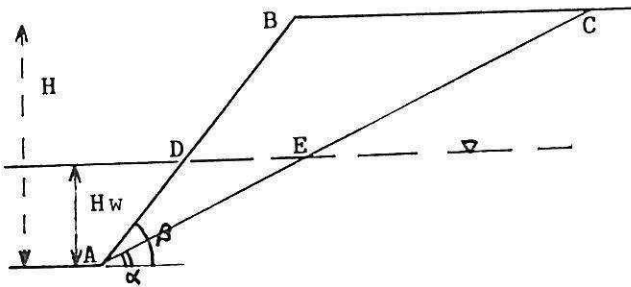


Figure 16: Surface de rupture plane

On établit simplement que:

$$F = \{C/\gamma H [p - q(\gamma_w/\gamma)(H_w/H)^2] \sin^2 \alpha\} + \text{tg} \phi / \text{tg} \alpha$$

en posant:

H : hauteur du talus

H_w : hauteur d'eau dans la retenue

Surface $ABC = S = p \cdot H^2$

Surface $ADE = S_1 = q \cdot H_w^2$

où p et q sont 2 coefficients positifs sans dimension dépendant de la morphologie de la surface topographique du versant. Dans le cas de la figure 16 on a:

$$p = q = (\cot \alpha - \cot \alpha \beta) / 2.$$

Donc si $C/\gamma H = 0$, $F = F_1 = F_3$, F reste constant, quelque soit H_w .

Si $C/\gamma H \neq 0$, $F_1 < F < F_3$, F est une fonction

strictement croissante de H_w .

Ce résultat a donc une valeur générale quelque soit la morphologie de la surface topographique du talus, traduite par les coefficients p et q.

2-2) Cas d'une surface potentielle de rupture convexe:

Ce cas général est important à considérer car il correspond mieux aux surfaces de rupture les plus réalistes.

Pour simplifier l'analyse nous exprimons le coefficient de sécurité sous forme du rapport d'un moment résistant R, sur un moment moteur M, ce qui veut dire que nous ne considérons que des surfaces de rupture proches du cercle:

$$F = R/M$$

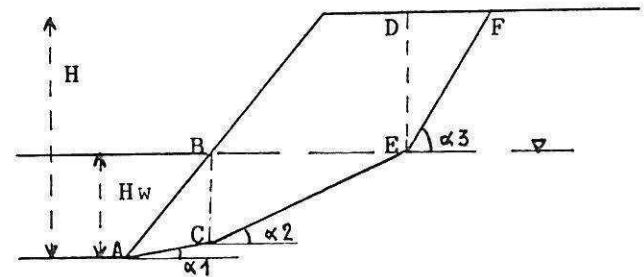


Figure 17: Surface de rupture convexe

Nous comparons l'état initial où $F_1 = R_1/M_1$ à un état intermédiaire quelconque où $F = R/M$.

Nous avons:

$$F_1 - F = R_1/M_1 - R/M = \frac{(R_1 - R)/R_1 - (M_1 - M)/M_1}{R_1/M_1}$$

Il nous suffit donc de comparer les variations relatives des moments résistants $(R_1 - R)/R_1$ et des moments moteurs $(M_1 - M)/M_1$.

2-2-1) Matériaux sans cohésion $C=0$:

La surface de rupture supposée circulaire peut être assimilée à une ligne brisée convexe caractérisée, de la base au sommet de la pente par les angles α_i , avec $\cos \alpha_i > \cos \alpha_{i+1}$ pour $i=1$ à $n-1$, délimitant ainsi n tranches verticales.

Sans nuire à la généralité de la démonstration on peut raisonner sur une ligne brisée caractérisée par 3 angles $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ avec

$\cos \alpha_1 > \cos \alpha_2 > \cos \alpha_3$ traduisant la convexité.

On établit alors en utilisant l'hypothèse

de Fellénius pour les efforts intertranches:

$$(R1 - R)/R1 = (\gamma_w/\gamma) \{ [S3 \cdot \cos\alpha_1 + S4 \cdot \cos\alpha_2] / [S3 \cdot \cos\alpha_1 + (S4 + S5) \cos\alpha_2 + S6 \cdot \cos\alpha_3] \}$$

$$(M1 - M)/M1 = (\gamma_w/\gamma) (S1 \cdot l1 / S1 \cdot l1)$$

avec:

$$S = \text{Surface ABDFEC} = S_1 + S_2$$

$$S_1 = \text{Surface ABEC} = S_3 + S_4$$

$$S_3 = \text{Surface ABC}$$

$$S_4 = \text{Surface BCE}$$

$$S_2 = \text{Surface BDFE} = S_5 + S_6$$

$$S_5 = \text{Surface BDE}$$

$$S_6 = \text{Surface EDF}$$

$$l_i = \text{Bras de levier de la surface } S_i$$

L'étude du signe de:

$$F1 - F = [(R1 - R)/R1 - (M1 - M)/M1] (R1/M)$$

ou de l'expression de signe opposé:

$$A = \{ [S3 \cdot \cos\alpha_1 + (S4 + S5) \cos\alpha_2 + S6 \cdot \cos\alpha_3] / (S3 \cdot \cos\alpha_1 + S4 \cdot \cos\alpha_2) \} - (S1 \cdot l1 + S2 \cdot l2) / S1 \cdot l1$$

conduit à établir la double inégalité

$$\{ (\cos\alpha_3 / \cos\alpha_1) - (l2/l1) \} (S2/S1) < A$$

$$A < \{ [1 - (l2/l1)] \} (S2/S1)$$

en utilisant l'identité:

$$S \cdot l = S_1 \cdot l_1 + S_2 \cdot l_2$$

et la relation de convexité:

$$\cos\alpha_1 > \cos\alpha_2 > \cos\alpha_3$$

Comme $l_1 < l_2$, on obtient finalement $A < 0$, c'est à dire: $F_1 - F > 0$.

Si l'état intermédiaire représente l'état final, alors $S_2 = 0$ et $A = 0$, donc $F_1 = F_3$, résultat déjà établi ci-dessus.

Dans le cas du glissement plan nous aurions $\cos\alpha_1 = \cos\alpha_3$ et $l_1 = l_2 = \infty$, d'où $A = 0$ et $F_1 = F = F_3$, résultat déjà établi ci-dessus.

Nous venons donc de démontrer, avec quelques hypothèses simplificatrices, que dans le cas d'un matériau sans cohésion ($C=0$) et pour une surface potentielle de rupture convexe, les états intermédiaires avec même niveau d'eau dans la retenue et dans les talus, sont plus défavorables pour la stabilité que l'état initial ou que l'état final (identiques dans ce cas où $C=0$).

D'un point de vue qualitatif, (en raisonnant à volume instable constant), lorsque l'on analyse la répartition des masses, et les moments résistants et moteurs qui en dérivent, on peut dire que

la valeur minimum F_2 du coefficient de sécurité atteint par un état intermédiaire est d'autant plus faible que la convexité de la surface de rupture est marquée (cas extrême de forme "en chaise" du glissement du Vaiont, versants A 1/5 à A 4/5 et B 1/5 à B 4/5 des tableaux 1 et 2) et que la surface topographique présente une forte convexité dans sa partie inférieure (versants A 3/2 à A 3/5 et B 3/2 à B 3/5 des tableaux 1 et 2).

2-2-2) Matériau avec cohésion:

Dans le cas d'un matériau avec cohésion ($C \neq 0$), comme l'état final est plus favorable que l'état initial ($F_3 > F_1$) on doit s'attendre à ce que l'effet négatif de la convexité soit en partie contrarié par l'effet positif de la cohésion. C'est bien ce que montrent les différents calculs réalisés dans cet article (comparer par exemple la figure 1: versant A 2/5, $C=700\text{kPa}$, $\phi=20^\circ$ et la figure 9: versant A 2/5, $C=0\text{kPa}$, $\phi=20^\circ$).

REFERENCES:

BIAREZ J., HASBANI N. et MONTEL B. (1976): Rôle des surfaces de faiblesse et des propriétés mécaniques des roches dans les grands accidents. Bull. Soc. Géol. Fr., n°6 pp.1551-1571.

CHARLES J.A. et SOARES M.M. (1984): Stability of compacted rockfill slopes. Geotechnique 34 n°1, pp.61-70.

FOLLACCI J.P. (1987): Les mouvements du versant de La Clapière à Saint-Etienne-de-Tinée (Alpes Maritimes). Bull. Liaison P. et Ch. 150/151 pp.39-54.

FOLLACCI J.P., GUARDIA P. et IVALDI J.P. (1988): Le grand glissement de La Clapière à Saint-Etienne-de-Tinée dans son cadre géodynamique alpin. C.R. du 5^{ème} Symposium International sur les glissements de terrain. Lausanne. pp.1323-1327.

FUJITA H. (1977): Influence of water level fluctuations in a reservoir on slope stability. Bull. de l'A.I.G.I. n°16 170-173.

LETOURNEUR J. et MICHEL R. (1971): Géologie du génie civil. 728p. Armand Colin.

MENCL V. (1966): Mechanics of landslides with non circular slip surfaces with special reference to the Vaiont Slide. Geotechnique 16 pp.329-337.

MULLER L. (1964): The rock slide in the Vaiont valley. Rocks Mechanics and Engineering Geology, 2, pp.148-212.

NAKAMURA H. (1985): Mechanisms of

- reservoir-induced landslides. Proc. 4th International Conference and Field Workshop on Landslides. Tokyo. pp.219-226.
- SELLI R., TREVISAN L., CARLONI G.C., MAZZANTI R., CIABETTI M. (1964): La frana del Vaiont. Estratto dal giornale di geologia. Ann. Museo Geol. Bologna, Ser. 2, Vol.32.
- SKEMPTON A.W. (1966): Bedding-plane slip, residual strength and the Vaiont landslide. Geotechnique 16. pp.82-84 (correspondance).
- VIBERT C. (1987): Apport de l'auscultation des versants instables à l'analyse de leur comportement. Les glissements de Lax-Le-Roustit (Aveyron) et Saint-Etienne-de-Tinée (Alpes Maritimes). Thèse de l'Ecole des Mines de Paris. 206p.
- VIBERT C., ARNOULD M., COJEAN R., LE CLEAC'H J.M. (1988): Essai de prévision de rupture d'un versant montagneux à Saint-Etienne-de-Tinée (France). C.R. du 5^{eme} Symposium International sur les glissements de terrain. Lausanne. pp.789-792.

Rôle de l'eau dans la remobilisation de glissements-coulées (Barcelonnette, France)

G. Le Mignon & R. Cojean

Centre de Géologie de l'Ingénieur, Ecole des Mines de Paris, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées,
Université de Marne-la-Vallée, France

RÉSUMÉ: Les processus de remobilisation de glissements-coulées se réalisant dans les marnes du Callovo-Oxfordien sont étudiés sur deux sites de la région de Barcelonnette : les torrents de la Valette et de Poche. Lorsque ces marnes affleurent avec une pente suffisante pour que le ruissellement génère une érosion particulière, il apparaît un relief de type "bad-lands". Par contre, sur des pentes de faible inclinaison, l'eau imprègne les terrains et les conditions favorables aux phénomènes de solifluxion et de glissement-coulée sont présentes. Les investigations géologiques de terrain ont montré le rôle primordial de la saturation sur les déplacements des masses instables. Les simulations numériques ont illustré le rôle des conditions hydrogéologiques. Des scénarios de remobilisation des coulées boueuses sont identifiés. Ils contribuent à la définition d'une prévention adaptée et nécessaire considérant la vulnérabilité de la région d'étude.

1 INTRODUCTION

Les glissements et glissements-coulées se développant dans les matériaux argileux ou marneux représentent souvent une menace importante sur l'environnement. En effet, les volumes mobilisés sont souvent importants et ces mouvements de versant peuvent évoluer rapidement en coulées boueuses dévastatrices.

Deux sites ont été retenus pour réaliser des investigations géologiques et hydrogéologiques, proches de Barcelonnette (Alpes de Haute Provence, France). Ils sont situés dans la fenêtre tectonique de Barcelonnette au sein de l'unité géologique des Nappes de l'Embrunais (Fig. 1). Les glissements-coulées du torrent de la Valette et du torrent de Poche sont étudiés.

Il s'agit de glissements affectant principalement les Terres Noires jurassiques (Callovo-Oxfordien) et mobilisant des volumes considérables de matériaux.

2 LES GLISSEMENTS-COULÉES ET COULÉES BOUEUSES

Les glissements étudiés appartiennent à une famille à la frontière entre les glissements stricto sensu et les écoulements.

Généralement, un processus de rupture par insuffisance de résistance au cisaillement se réalise dans un matériau argileux ou marneux saturé. La perte de résistance structurale due au remaniement conduit

souvent à une transformation du matériau sur le plan rhéologique. Ceci explique les scénarios d'évolution en coulées boueuses.

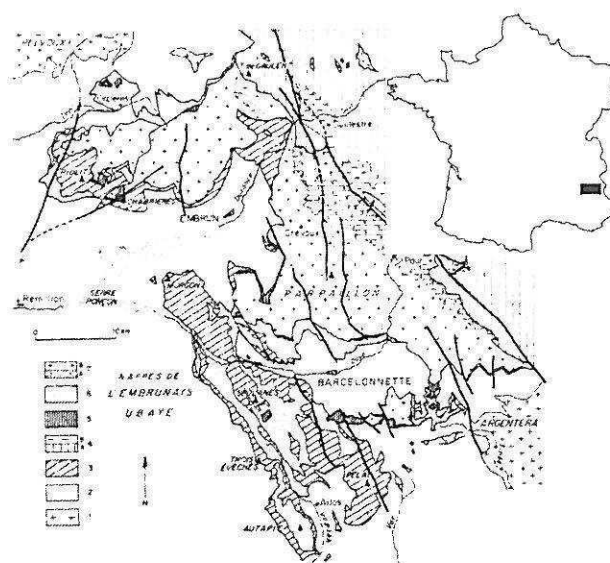


Figure 1. Schéma structural des nappes de l'Embrunais (d'après C. Kerckhove, 1969)

1- Massifs cristallins externes ; 2- Zone externe (autochtones et parautochtones, Trias à Priabonien) ; 3- Zone subbriançonnaise ; 4- Zone briançonnaise (A- permo-carbonifère et mésozoïque, B- Flysch nummulitique de la bordure occidentale) ; 5- Ecailles basales de la Nappe du Flysch à Helminthoïdes du Parpaillon ; 6- Nappe de l'Autapie et olistostromes associés ; 7- Nappe du Parpaillon (A- Complexe schisteux de base, B- Flysch à Helminthoïdes et Grès de l'Embrunais).

Du fait de cette relative complexité des processus qui se développent au cours du temps sur quelques jours ou plusieurs années, il en résulte une nomenclature très diverse suivant les auteurs qui s'y sont intéressés. Le Tableau 1 rend compte de cette diversité en regroupant des phénomènes plus ou moins proches des glissements-coulées que nous étudions.

Tableau 1. Glissements-coulées et phénomènes associés (d'après Dikau et al., 1996)

	Anglais	Français	Italien
Landslide	Rotational slide	Glissement de terrain	Scivolamento
	Slumps		Scorrimento
	Translational slide	Glissement rotationnel Glissement par translation	Scivolamento rotazionale Scivolamento traslazionale
Debris slide	Shallow slide	Glissement de débris	Scilovamento di detrito
	Soil slip		
Mudslide	Earthflow (Us)	Glissement-coulée boueuse	Scivolamento di terra
Debris flow	Mudflow (Old)	Coulée de débris Lave torrentielle	Colata di detrito
	Lahar	Lahar	
Mudflow	Soil flow Earthflow	Coulée boueuse	Colata di terra
Flow slide		Glissement-coulée	Scorrimento-colata

3 LES TORRENTS DE LA VALETTE ET DE POCHE

3.1 Contexte climatique et géologique

Les deux glissements-coulées étudiés se situent dans la vallée de l'Ubaye (Alpes-de-Haute-Provence), ancienne vallée glaciaire orientée E - W. Dans cette région le climat est de type méditerranéen avec une légère influence continentale. Le manteau neigeux est relativement important (> 2 m) à partir des cotes 2000 - 2500 m. A cette altitude il est présent généralement de novembre à mai.

Les données climatiques sont enregistrées à Barcelonnette, en fond de vallée, à 1140 m d'altitude. Le module pluviométrique moyen donné par cette station est de 750 mm. La répartition des précipitations est à peu près uniforme avec un léger maximum en automne. Des pluies orageuses exceptionnelles se présentent parfois en été sur les crêtes aux altitudes 2200 - 2800 m. Un module d'environ 1000 à 1200 mm semble vraisemblable à ces altitudes.

L'Ubaye présente un régime de type nivo-pluvial. Les phénomènes d'érosion sont très intenses dans cette région, en particulier dans les terrains du Callovo-Oxfordien. Une forte érosion torrentielle (produisant des écoulements hyperconcentrés et des laves torrentielles) se manifeste sur l'ensemble du bassin versant.

La région de Barcelonnette, au sein de l'unité géologique des Nappes de l'Embrunais, est caractérisée par la présence des Terres Noires du Jurassique (Callovo-Oxfordien) en fond de vallée et jusqu'à mi-hauteur des versants.

Cette série argilo-calcaire est constituée de marne (60% de CaCO₃ en moyenne) présentant un débit en plaquettes généralement en haut de la série. Des cristallisations abondantes de calcite en filonnets et des minéralisations de FeSO₄ (résultant de l'altération de la pyrite) sont observées. Ces terrains qui peuvent être qualifiés d'autochtones sont recouverts par les nappes de l'Embrunais-Ubaye.

Dans la région considérée, ces nappes sont principalement représentées par la nappe de l'Autapie à la base et par la nappe du Parpaillon au sommet. Les contacts, irréguliers, sont jalonnés d'écaillages tectoniques. Les flyschs créacés constituant ces nappes sont connus sous la dénomination de Flysch à Helminthoïdes.

Ces chevauchements sont bien visibles au niveau de la fenêtre de Barcelonnette. La géométrie des contacts est cependant complexe du fait des écaillages tectoniques et des déformations et fracturations post-nappe. La fenêtre, reconnue comme fenêtre tectonique, laisse apparaître une vaste structure d'anticlinorium de direction NW/SE déversée vers le SW (cette structure a été principalement acquise après la mise en place de la nappe de l'Autapie, mais avant celle de la nappe du Parpaillon).

3.2 Le glissement-coulée du torrent de Poche

3.2.1 Description du glissement

Le torrent de Poche est un affluent rive gauche de l'Ubaye (Fig. 2), situé à 5 km en amont de Barcelonnette. Son bassin versant a une orientation SE/NW, et s'étend entre les cotes 1200 m et 1900 m. La pente moyenne du torrent est d'environ 14°.

Le glissement-coulée, qui se développe dans la partie moyenne du bassin versant, représente un volume de 2 millions de m³ et est très actif. Il affecte des matériaux constitués de marnes du Callovo-Oxfordien et de quelques dépôts morainiques.

La menace liée à ce glissement-coulée n'est pas directe. Cependant, le scénario d'un barrage partiel de l'Ubaye est possible avec inondation amont (pâturages, habitations) et dommage pour l'aval en cas de rupture. Plusieurs petites coulées terminales ont déjà provoqué des arrivées brutales de matériaux dans l'Ubaye. Le Service ONF-RTM (Office National des Forêts - Restauration des Terrains en Montagne), de Barcelonnette, réalise un suivi topographique bi-annuel au niveau de la partie médiane du glissement. Des déplacements de l'ordre de 5 m par an, avec des maxima pouvant atteindre 20 m (période du 18/11/1992 et 14/04/1994) y sont enregistrés.

Les marnes callovo-oxfordiennes présentes dans ce secteur sont affectées par de nombreux plis et micro-plis très marqués ce qui leur donne une structure particulière. Les nombreux filonnets de calcite traversant ces marnes sont des marqueurs d'une fracturation principalement post-nappe.

Un contrôle structural (direction N 170°) est visible en photographie aérienne.

Des cristallisations de gypse et des efflorescences de sulfates (résultant de l'oxydation des pyrites) blanchissent les matériaux du glissement-coulée en période sèche.

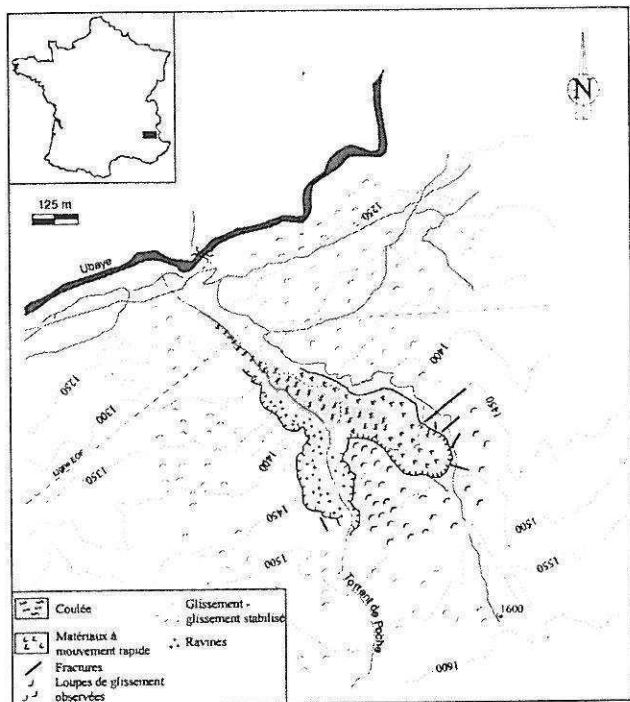


Figure 2. Glissement-coulée du torrent de Poche.

Des figures traduisant le mode d'écoulement de la coulée boueuse terminale sont bien visibles sur le terrain :

- le contact coulée active - terrain stabilisé ou en place est bien marqué par une zone de cisaillement de quelques mètres de largeur se développant en bordure de coulée. Des fentes de tension orientées conformément au modèle de Riedel (Fig. 3) peuvent y être observées ;
- les surfaces de cisaillement marquant les limites du glissement, parfois bien exposées, présentent des stries montrant le sens du mouvement ;
- Localement, des levées latérales de compression (avec phénomènes d'extrusion) sont observables dans des zones de changement d'orientation de la coulée.

De plus, une évolution régressive du glissement-coulée est possible. La tête du glissement présente un escarpement très abrupt de 20 m de hauteur environ, à partir duquel se développe une érosion régressive.

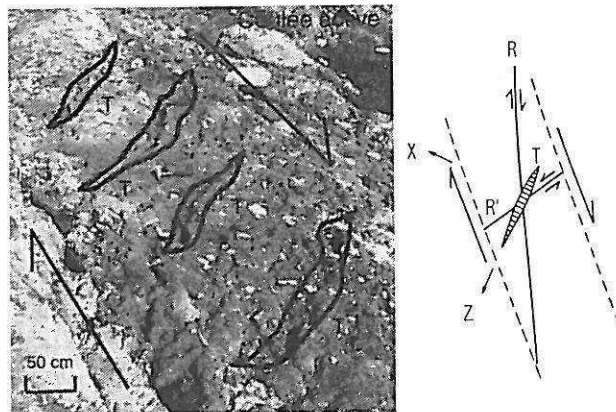


Figure 3. Fractures de tension (T) conformes au modèle de Riedel sur la coulée du Torrent de Poche.

Sur les pentes supérieures du bassin versant plusieurs indices d'instabilités sont visibles: fissures de traction et bourrelets de compression.

3.2.2 Les actions de l'eau sur le glissement

De nombreux indices tels que des sources, zones humides ou sagnes confirment la présence d'eau en abondance sur le site du glissement et les pentes voisines. Par ailleurs, des apports d'eau d'origine anthropique (surverses de réservoirs en amont et étanchéité imparfaite de canalisations) se rajoutent aux apports d'eau naturels.

Lorsque les marnes affleurent sur des pentes fortes (de 20 à 45°), la pluie imprègne sur une dizaine de centimètres un matériau micro-fissuré superficiellement et le transforme en une pâte boueuse avant que le ruissellement ne l'évacue. Ces phénomènes de ravinement contribuent à la formation des "bad-lands". Sur des pentes moins fortes et couvertes de végétation, l'eau s'infiltré et sature les terrains, générant des phénomènes de solifluxion et de glissement.

Une végétation hygrophile est présente : mousses et prêles. Des sources de fort débit, certaines à l'origine de phénomènes de suffosion, sont visibles. Certains de ces écoulements se réalisent avec entraînement de fines argileuses ou silteuses.

A l'évidence des écoulements souterrains, hypodermiques ou plus profonds, contribuent à la déstabilisation de ces pentes.

3.3 Le glissement-coulée de la Valette

3.3.1 Description du glissement et historique des déformations

Le glissement de la Valette est situé au NW de Barcelonnette (Fig. 4). Ce glissement affecte 9 à 10 millions de m³ de matériaux et menace une zone d'habitat pavillonnaire sur le cône de déjection du torrent de la Valette, ainsi qu'une route départementale.

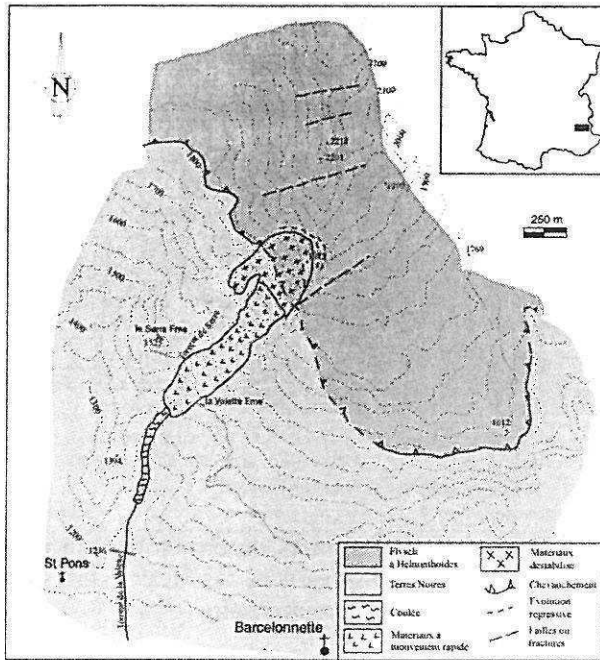


Figure 4. Glissement-coulée de la Valette.

Il occupe une surface supérieure à 50 ha qui ne cesse d'augmenter depuis le déclenchement du glissement, par évolution régressive vers l'amont et extension latérale (Fig. 5).

Le glissement affecte les Terres Noires du Callovo-Oxfordien en partie inférieure du versant et le Flysch à Helminthoïdes de la nappe de l'Autapie en partie supérieure du versant.



Figure 5. Vue d'ensemble du glissement-coulée de la Valette (Barcelonnette) 07/1999.

Les Terres Noires présentent un pendage moyen de 20° N, alors que les flyschs de la nappe de l'Autapie, qui sont affectés par la tête du glissement, présentent un pendage de 30° SE. En outre la tectonique alpine

a engendré de nombreuses fractures au sein des terrains. Ces fractures constituent des drains au sein du massif et sont à l'origine de sources et sagnes sur le versant.

Le glissement s'est déclenché lors du printemps 1982, à la suite de la fonte des neiges, en partie supérieure du versant (Rocher Blanc, vers la cote 1950 m) au-dessus du contact flyschs - Terres Noires. Cette rupture, de type circulaire, a déstabilisé la masse rocheuse et créé une surcharge sur les terrains aval (marnes et moraines). L'évolution du glissement peut se suivre en mesurant avec les surfaces concernées : 26 ha en 1983, 32 ha en 1984 et 50 ha en 1985. Ensuite, jusqu'en 1988, plusieurs coulées se sont déclenchées depuis le front du glissement à la cote 1400 m pour s'étaler jusqu'à la cote 1200 m, soit sur une longueur de 500 m (volume ainsi déplacé : environ $50\,000\text{ m}^3$). Il a été alors décidé de réaliser un piège à matériaux en amont de la zone habitée (la Valette) située sur le cône de déjection du torrent. Ce piège (construit au printemps 1988) est destiné à retenir les matériaux de coulée tout en laissant passer les écoulements liquides. La capacité de stockage de ce dispositif est d'environ $100\,000\text{ m}^3$.

L'évolution, préoccupante, du versant a conduit à la mise en place d'un système de surveillance par caméra infrarouge et levés topographiques réguliers. La caméra est opérationnelle de manière continue et reliée par téléphone aux autorités départementales.

Sur le plan de la protection active, de premiers travaux de drainage superficiel, un remodelage et un ensemencement des terrains glissés, ainsi que la dérivation du torrent de Serre (torrent voisin en rive droite) ont été réalisés en 1988 et 1989. En outre, des forages avec pause de drains subhorizontaux ont été implantés en tête du glissement. Des fossés de drainage et des tubes en PVC permettent d'évacuer les eaux de ruissellement en dehors du glissement. Ces différents travaux sont réalisés par les services ONF-RTM.

Un processus d'évolution régressive de la tête du glissement, dans les flyschs, s'est rapidement développé. Il est toujours en cours.

Les observations de terrain ainsi que l'examen des photos aériennes ont permis de préciser cette évolution régressive.

La série de clichés observés montre que le versant présente des indices d'instabilité (fissures, bourrelets) au moins dès 1971, au niveau de la tête actuelle. Puis les déformations se propagent sur l'ensemble du versant de la Valette. Dès 1982, après la rupture principale l'évolution régressive de la tête commence à être visible pour ensuite s'accroître progressivement et devenir préoccupante aujourd'hui.

Le glissement présente de hautes levées latérales qui témoignent de l'importance du mouvement passé. Aujourd'hui, bien que le glissement soit moins

moins actif, il reste des zones de cisaillement avec des fentes de tension analogues à celles décrites sur le glissement du torrent de Poche. La masse affectée par le glissement est aujourd'hui en mouvement très lent ou en équilibre précaire. Sa partie supérieure est constituée de plusieurs unités ou masses glissées. En limite du glissement, des fissures d'extension plurimétrique, témoignent de l'évolution régressive en cours, vers l'amont et latéralement.

Immédiatement derrière l'escarpement sommital des fractures ouvertes parallèles ou obliques au contour actuel de la niche d'arrachement sont visibles. Leur ouverture pluri-décimétrique ne cesse de s'accroître. Certaines de ces fractures semblent résulter de la réactivation de fractures plus anciennes. Il semblerait ainsi que le glissement de la Valette soit une réactivation d'un mouvement de versant plus ancien et plus important.

3.3.2 Influence de l'eau sur le glissement

Les marnes du Callovo-Oxfordien retiennent une nappe d'eau qui imprègne les flyschs. Cette nappe donne des sources de déversement qui imprègnent les dépôts morainiques et les marnes altérées. Une végétation hygrophile est présente sur tout le versant et explique l'appellation du site : les Sagnes.

De plus la fracturation tectonique a entraîné la formation de drains profonds au sein du massif. Des analyses en cours des paramètres débit, température et résistivité des sources présentes sur le versant devraient permettre de mieux comprendre le comportement hydrogéologique du massif. Les travaux de drainage, réalisés par ONF-RTM, permettent de ralentir les vitesses d'évolution du glissement, qui sont actuellement d'environ 1 cm par jour (soit 40 fois plus faibles que celles mesurées avant travaux pour une pluviométrie équivalente).

4 SIMULATION NUMÉRIQUE DU PROCESSUS DE COULÉE BOUEUSE DE LA VALETTE

4.1 Présentation du modèle et des protocoles de calculs

La simulation 2D s'appuie sur des calculs réalisés à l'aide du logiciel FLAC (Itasca, 1998). Un profil de 3200 m de longueur jugé représentatif du glissement-coulée dans sa partie médiane a été choisi. La simulation vise à représenter l'évolution actuelle du glissement-coulée.

La grille réalisée prend en compte plusieurs couches de propriétés mécaniques différentes constituant la structure du glissement de la Valette :

- en partie supérieure du versant : un matériau à mouvement rapide sur un matériau remanié sur substratum ;
- en partie inférieure du versant : coulée boueuse sur substratum.

Les caractéristiques mécaniques de ces différentes unités résultent principalement d'essais de laboratoire (essais d'identification géotechnique et essais de cisaillement). Ces unités sont séparées par des interfaces présentant un comportement mécanique spécifique.

Le modèle retenu pour le calcul est un modèle élasto-plastique (Mohr-Coulomb). La taille du modèle (comportant 90 000 mailles) et les conditions aux limites ont été déterminées afin d'obtenir des résultats fiables sur le plan numérique.

Le choix de l'état de contrainte initial, dans le cas présent, équivaut à réaliser une "consolidation", c'est à dire à appliquer la gravité au modèle pour obtenir un état d'équilibre. Cette première phase de calcul ne s'effectue pas avec les véritables paramètres mécaniques, mais avec des paramètres surévalués afin d'éviter la mise en déformation plastique des matériaux. Lorsque l'étape de consolidation est terminée, il est alors possible de réaliser les calculs avec les véritables paramètres mécaniques et d'étudier l'influence de diverses conditions hydrauliques sur la stabilité du versant.

Le suivi des calculs, lors de cette phase, s'effectue par visualisation :

- de l'état de contrainte des terrains ;
- des déformations engendrées par chaque nouvelle situation hydraulique ;
- des indicateurs de plasticité.

La figure 6 donne une vue rapprochée d'une zone particulière du modèle géomécanique où la présence d'indicateurs de plasticité rend compte du processus de déformation et rupture progressive en cours.

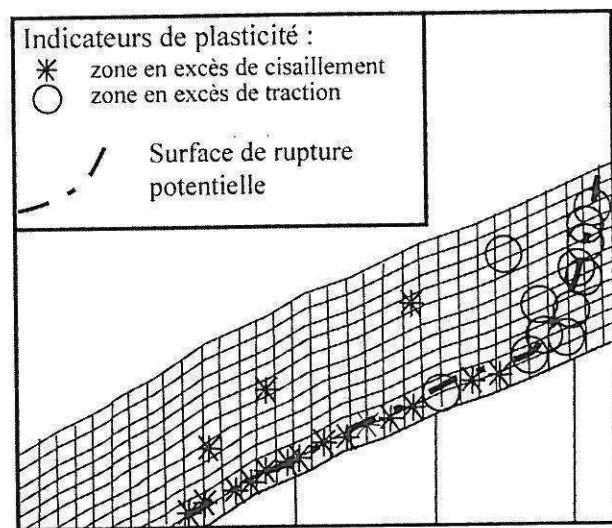


Figure 6. Partie du modèle entrée en plasticité.

Les différentes situations hydrauliques envisagées (montée de la nappe et descente d'un front d'infiltration) ont été réalisées à l'aide d'instructions de calcul qui permettent d'affecter automatiquement, aux unités lithologiques, les densités adéquates en fonction du degré de saturation des terrains.

4.2 Résultats

Les premiers calculs ont été réalisés, la surface piézométrique étant en dessous de la coulée. Puis le niveau piézométrique a été relevé par étapes jusqu'à affleurer la surface du terrain naturel.

Des simulations de descente d'un front d'infiltration saturant les terrains superficiels ont également été réalisées.

Le rôle de l'eau comme facteur défavorable à la stabilité ou comme facteur déclenchant la rupture est clairement mis en évidence (Fig. 7).

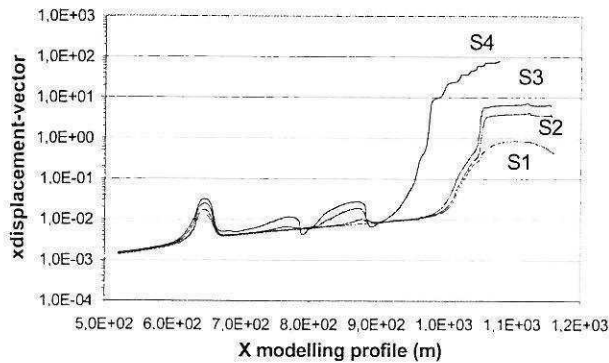


Fig. 7. Graphe présentant les déplacements de la coulée pour un niveau de nappe donné. S1 étant la situation où la nappe est la plus basse et S4 celle où la nappe est affleurante.

Par ailleurs, l'influence prépondérante de la montée de la nappe par rapport à la descente d'un front d'infiltration, est bien visible, surtout pour la partie haute de la coulée.

Des calculs complémentaires simulant le départ de la coulée en partie inférieure du versant montrent que la stabilité des matériaux à mouvement rapide peut être compromise.

Le suivi des indicateurs locaux de plasticité permet de constater l'évolution des processus de déformation et de rupture progressive affectant les terrains. Les zones où la plasticité est la plus marquée correspondent aux zones de plus forts déplacements lors de la montée de la nappe. La définition d'un "indicateur global de plasticité" pour une surface de rupture potentielle (où le processus de localisation progressive des déformations est clairement identifiée) permet d'évaluer l'état de stabilité générale de la pente. Cet indicateur est défini par le rapport : nombre de mailles entrées en plasticité / nombre de mailles concernées par la surface de rupture. Il apparaît que la valeur de cet indicateur global de plasticité augmente avec le niveau de la nappe suivant une allure exponentielle (Fig. 8). La prévision d'une situation critique par simple mesure piézométrique n'est donc pas facile.

Enfin, ces simulations permettent d'illustrer les phénomènes d'évolution régressive en cours.

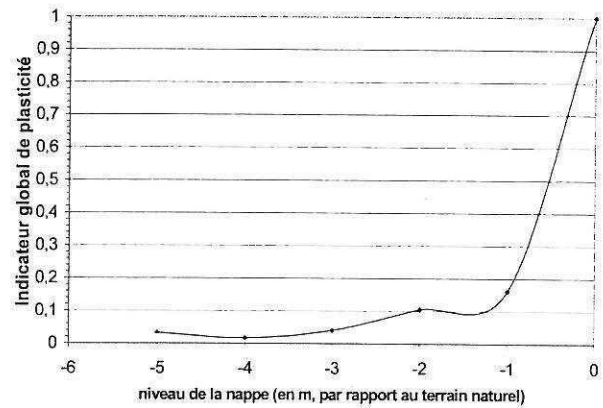


Figure 8. Indicateur global de plasticité en fonction de la montée de nappe.

5 CONCLUSION

Les phénomènes de glissements de terrains et coulées boueuses sont souvent associés. Ils représentent un processus classique de déstabilisation des versants modelés dans les Terres Noires du Callovo-Oxfordien.

Les données de terrain, confrontées aux résultats de simulations, ont permis de mettre en évidence plusieurs points importants :

- le rôle prépondérant de l'eau dans les déclenchements et les réactivations des coulées ;
- des scénarios d'évolution, spécifiques, en particulier une évolution régressive en tête et latéralement ;
- l'efficacité de dispositifs de drainage couvrant l'ensemble du versant instable ;
- la nécessité d'établir un modèle de comportement hydrologique et hydrogéologique du versant, utile à la simulation numérique et la définition des procédures de drainage.

REMERCIEMENTS

Cette recherche a été réalisée avec le soutien de la Fondation MAIF et du service ONF-RTM.

RÉFÉRENCES

- Dikau & al. 1996. Landslide Recognition - Identification, movement and causes. Ed. Wiley.
- Itasca. 1998. Flac Manual, version 4.0. Ed. Itasca Consulting Group.
- Kerckove, Cl. 1969. La "zone du Flysch" dans les nappes de l'Embrunais-Ubaye (Alpes Occidentales). Géologie Alpine (45) : 5-204.

Mécanismes d'initiation des laves torrentielles dans les Alpes françaises¹
Debris flow initiation processes in the French Alps

R. Cojean & I. Staub

*Centre de Géologie de l'Ingénieur, École des Mines de Paris-École Nationale des Ponts et Chaussées,
Paris, France*

RÉSUMÉ : La formation de laves torrentielles a été étudiée dans douze bassins versants des Alpes françaises. Des analyses comparatives entre les matériaux des zones sources et les dépôts de laves ont mis en évidence le fait qu'un matériau peut se transformer en lave torrentielle à la condition essentielle de présenter une courbe granulométrique spécifique. En fait, aucun tri granulométrique notable ne se réalise entre les zones sources et les zones de dépôt, pour les laves à matrice granulaire comme pour les laves à matrice cohésive.

Les travaux de terrain ont permis d'identifier dix principaux mécanismes d'initiation, incluant l'érosion en rigoles et ravines due aux impacts des gouttes de pluie et grêlons, la remobilisation de glissements anciens suite à des pluies intenses, le sous-cavage et la rupture des berges du torrent, la liquéfaction de matériaux saturés dans le lit du torrent par suite d'impact de masses glissées, la rupture d'embâcles naturels dans le lit du torrent. Certains de ces mécanismes sont illustrés.

Enfin, la cartographie de cinq facteurs de prédisposition relatifs à la pente topographique, la lithologie, un indice d'instabilité de pente, un indice granulométrique et aux volumes mobilisables permet d'identifier les zones potentielles d'initiation de laves torrentielles.

ABSTRACT : Debris flow occurrence has been studied in twelve alpine catchments. Comparative analyses between source area materials and debris flow deposits revealed that the slope forming materials can turn into debris flow materials only on the condition that the mobilized materials exhibit a specific granulometric curve. In fact, no significant granulometric sorting occurs between the source and deposit areas, for debris flow with, either a cohesive matrix or a granular matrix.

Field investigations resulted in the identification of ten major initiation processes, including : rill and gully erosion due to raindrop and hailstone impacts, mobilization of dormant landslides due to heavy rainfalls, undermining and failure of torrent banks, liquefaction of saturated torrent deposits due to the impact of failed masses, breaking of natural dams in the torrent beds. Some of them are illustrated.

Lastly, the mapping of five predisposition factors related to slope angle, lithology, slope instability, granulometric indexes and available unstable volumes allows to identify the potential initiation zones for debris flows.

1. INTRODUCTION

Les conditions du déclenchement de laves torrentielles ont été étudiées dans douze bassins versants de torrents des Alpes françaises (Alpes du Nord et Alpes du Sud). La variété des contextes géologiques, géomorphologiques, ainsi que climatiques, a permis d'identifier les conditions d'initiation et de formation de ces laves et d'établir une typologie des mécanismes correspondants.

¹ 8^{ème} Congrès de l'A.I.G.I., Vancouver, Canada, 21-25 septembre 1998

Une fois formée et chenalisée, la lave torrentielle s'écoule par bouffées successives, avec des vitesses variant de quelques m/s à 20 m/s suivant les cas. Ce phénomène, bien plus dévastateur qu'une coulée boueuse, représente un risque qu'il faut encore aujourd'hui apprendre à maîtriser. Il doit être étudié à l'échelle du bassin versant tout entier, avec l'objectif de mieux reconnaître les facteurs de prédisposition.

Le bassin versant impose des conditions de relief et d'énergie potentielle. Les pentes raides des parois rocheuses et des talus d'éboulis dans les parties supérieures du bassin versant sont à l'origine des forces érosives des écoulements de surface : ruissellements diffus ou ruissellements organisés susceptibles d'entraîner une charge solide importante et de creuser rigoles et ravines aux berges instables. Les gradients topographiques sont également à l'origine de gradients hydrauliques élevés dans les écoulements hypodermiques au sein des formations superficielles et nappes d'éboulis en particulier. Les forces d'écoulement correspondantes peuvent entraîner de fines particules au sein de ces formations, fragiliser leur structure, colmater certaines zones en bas de pente. Il peut s'en suivre des phénomènes de suffosion, des phénomènes de glissements de terrain, voire, pour certaines conditions d'écoulement, des phénomènes de liquéfaction en conditions statiques.

Le bassin versant impose aussi des conditions de structure géologique et de matériaux. L'histoire tectonique de la chaîne des Alpes explique la déformation intense des matériaux au sein de structures complexes. Très souvent, le degré de fracturation des roches est important et la cohésion du massif rocheux très faible. Le massif se comporte alors mécaniquement comme un milieu granulaire plutôt qu'un milieu rocheux continu. Des cônes et talus d'éboulis d'épaisseur considérable s'accumulent avec un taux de renouvellement important en rapport avec le recul des parois rocheuses. Francou (1993) cite des taux d'ablation de 0,1 cm à 50 cm par siècle, valeurs fortement dépendantes de la nature des roches et de leur état de fissuration, de l'altitude et de l'exposition des parois. De même, sur des pentes en général moins fortes, des matériaux de faible résistance mécanique – argilites, marnes – peuvent produire une quantité importante de débris mobilisés ensuite par le ruissellement et la solifluxion. Mathys et al (1996) citent des taux d'ablation de 5 à 15 cm par an sur des marnes de l'Oxfordien dans les Alpes du Sud.

Enfin, c'est tout l'héritage des périodes froides du Quaternaire qu'il faut considérer et qui a laissé, en transit sur des pentes fortes, des formations morainiques, des masses déstabilisées et des "paquets glissés" de grande ampleur, de très faible cohésion, facilement mobilisables ou remobilisables.

L'identification des zones sources de matériaux en tant que zones potentielles d'initiation doit résulter d'une analyse de terrain prenant en compte valeur de pente topographique, structure et nature des matériaux constitutifs des formations superficielles et du substrat, état de stabilité actuelle des pentes. Ces facteurs de prédisposition évidents suffisent-ils à expliquer la formation de laves torrentielles en cas d'orage violent ?

2. MATÉRIAUX DES ZONES SOURCES ET DÉPÔTS DE LAVES TORRENTIELLES

Dans le but de mieux comprendre les mécanismes de formation d'une lave torrentielle, nous avons prélevé de nombreux échantillons (écrêtés à 20 mm) dans les zones sources et dans les dépôts de laves torrentielles, ceci dans les douze bassins versants étudiés. Des identifications pétrophysiques, minéralogiques et géotechniques ont été réalisées de façon systématique (Staub, 1998). Parmi les résultats les plus significatifs obtenus, nous présentons les suivants :

2.1 Laves à matrice granulaire et laves à matrice cohésive

Deux types principaux de dépôts de laves ont été identifiés. Ils se présentent parfois dans un même bassin versant et sont reconnaissables à partir de critères morphologiques relatifs aux dépôts et de critères granulométriques et texturaux relatifs aux corps de lave (Fig. 1).

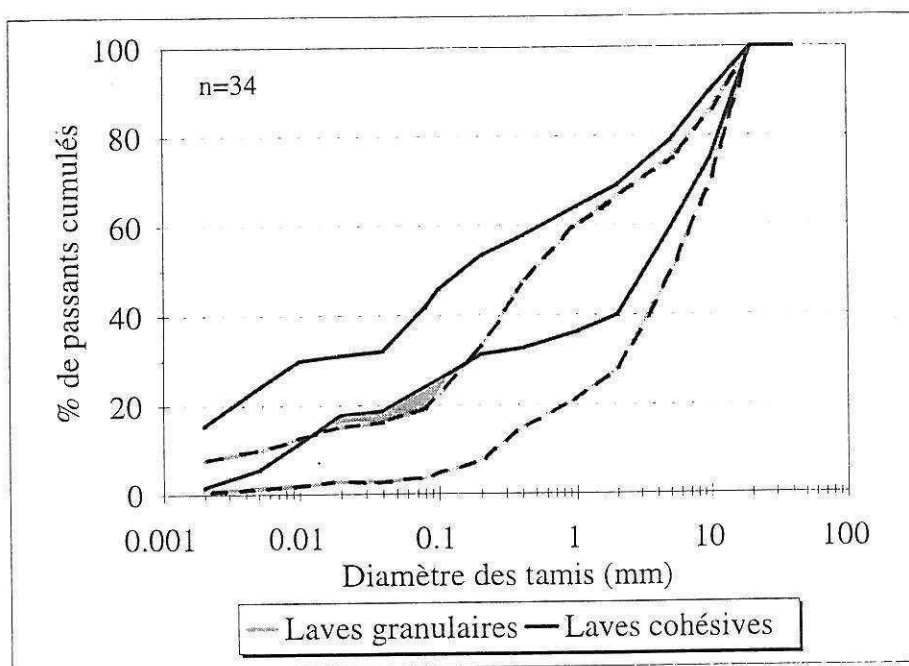


Fig. 1 : Fuseaux granulométriques des laves à matrice granulaire et des laves à matrice cohésive

Les laves à matrice granulaire présentent un front de dépôt régulier, étalé et homométrique. Une macroporosité est observable sur le terrain, après lessivage partiel des particules fines. Les courbes granulométriques des matériaux de corps de lave, écrêtés à 20 mm, présentent un faible tri granulométrique. Pour tous les échantillons analysés, il y a moins de 20 % de particules de taille inférieure à 50 μm (ainsi que moins de 16 % < 20 μm et moins de 30 % < 200 μm).

Les laves à matrice cohésive présentent un front de dépôt hétérométrique, comportant de gros blocs. Le matériau apparaît très bien cimenté après le dépôt et sa désaturation partielle. Seule une microporosité est observable sur le terrain. Les courbes granulométriques des matériaux du corps de lave, écrêtés à 20 mm, ne présentent aucun tri granulométrique. Pour tous les échantillons analysés, il y a plus de 20 % de particules de taille inférieure à 50 μm (ainsi que plus de 16 % < 20 μm et plus de 30 % < 200 μm).

Nota : les appellations "laves à matrice granulaire" et "laves à matrice cohésive" résultent des seuls critères énoncés ci-dessus, sans référence particulière au comportement rhéologique du matériau lors de son écoulement chenalisé.

2.2 Comparaison entre matériaux de zones sources réelles et dépôts de laves

Dans plusieurs bassins versants, nous avons pu identifier clairement une zone source de matériau (à l'origine de l'initiation d'une lave récente) et les dépôts de cette lave. L'analyse des paramètres géotechniques et les courbes granulométriques des matériaux écrêtés à 20 mm montrent une filiation directe des matériaux des zones sources vers les dépôts de laves torrentielles, qu'il s'agisse de laves à matrice granulaire ou de laves à matrice cohésive (Fig. 2b).

Ce type de résultat a déjà été noté dans d'autres contextes géographiques, tout en concernant un phénomène particulier. Nos résultats, relatifs à des torrents alpins, ont une certaine valeur statistique, concernant un ensemble de 34 situations d'analyses, réparties sur douze bassins versants torrentiels.

L'étude des matériaux de nombreuses zones instables et de zones sources réelles a permis, par comparaison avec les fuseaux granulométriques de dépôts de laves, de retenir certains critères granulométriques distinctifs (Fig. 2a). En particulier, il semble que les matériaux de zones instables les plus aptes à être mobilisés en laves torrentielles doivent se présenter à l'intérieur d'un fuseau granulométrique vérifiant spécialement le critère : % de particules inférieures à 50 μm compris entre 16 et 40 %.

On peut donc en conclure qu'une zone instable de versant, identifiée comme zone source possible, ne sera une zone source réelle (en cas d'orage violent) que si le matériau de cette zone se place dans un fuseau granulométrique précis, regroupant laves à matrice granulaire et laves à matrice cohésive.

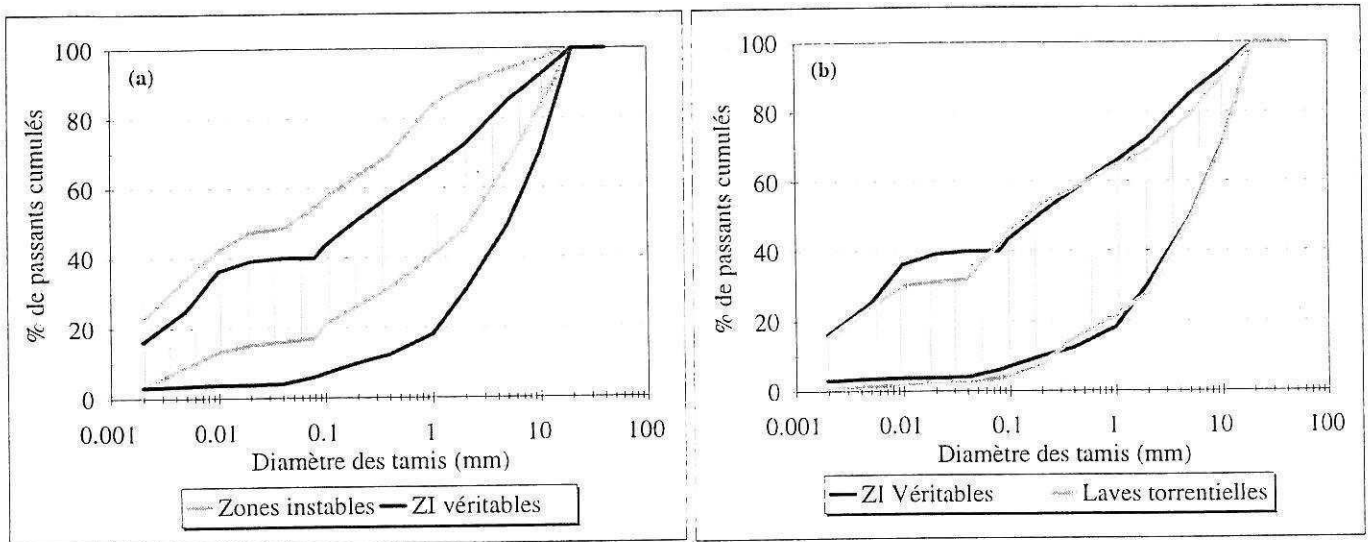


Fig. 2 : Comparaison des fuseaux granulométriques des matériaux a) des zones instables et des zones d'initiation véritables, b) des zones d'initiation véritables et des dépôts de laves torrentielles

2.3 Relations entre zones instables et zones sources à l'origine de l'initiation d'une lave torrentielle

Nous pouvons ainsi énoncer les propositions suivantes :

Pour les dépôts torrentiels classiques, correspondant à des écoulements chargés, voire hyperconcentrés (avec des concentrations volumiques solides de l'ordre de 0,01 à 0,25), on connaît le tri granulométrique très important qui se réalise depuis les zones sources jusqu'aux zones de dépôts de type alluvionnaire.

Pour les dépôts de laves torrentielles, correspondant à des écoulements avec des concentrations volumiques solides de l'ordre de 0,40 à 0,85, on pouvait s'interroger sur l'existence d'un tri granulométrique. L'étude réalisée montre que, même si, sur le parcours de la lave dans le chenal, quelques matériaux sont abandonnés sur place et d'autres mobilisés dans le lit et sur les berges du torrent, le tri granulométrique entre la ou les zones sources principales et la zone de dépôt principale est globalement faible.

En conséquence, cela signifie qu'un matériau d'une zone source possible (versant instable par exemple) ne pourra être mobilisé et générer une lave torrentielle que s'il présente au départ des caractéristiques bien précises (granulométriques en particulier), l'apport d'eau ou sa mobilisation en l'état, suffisant à lui donner alors les caractéristiques d'une lave torrentielle et le comportement rhéologique correspondant. À l'inverse, des matériaux issus d'un glissement de terrain dans des sols très argileux (ne vérifiant pas les critères granulométriques établis) ne pourraient générer directement une lave torrentielle, mais pourraient évoluer en coulée boueuse, ce qui est très différent.

3. TYPOLOGIE DES MÉCANISMES D'INITIATION

En général, le déclenchement d'une lave torrentielle résulte d'une préparation hydrique des terrains, affectant l'ensemble du bassin versant, suivi d'un orage exceptionnel, parfois très localisé. Des pluies régulières sur plusieurs semaines ou plusieurs mois peuvent saturer les terrains superficiels et donc augmenter leur poids spécifique, faire monter le niveau des nappes phréatiques et des écoulements hypodermiques et donc augmenter les pressions interstitielles. La fonte du manteau neigeux et le dégel des sols rapide au cours du réchauffement printanier mobilisent des sols gorgés d'eau et déstructurés par la période de gel hivernal. Ces conditions initiales, non exceptionnelles, font que les matériaux meubles constituant les pentes du bassin versant sont facilement mobilisables en cas d'orage intense de pluie ou de grêle.

Dans ce contexte, de multiples processus élémentaires se réalisent, l'eau intervenant dans les sols par sa masse, ses propriétés physico-chimiques, les pressions interstitielles apportées dans les sols, les vitesses d'écoulement de surface et souterraine. Ces processus ont été présentés par de nombreux auteurs (Johnson & Rodine, 1984 ; Gostelov, 1991 ; Cojean, 1994) qui ont particulièrement souligné les processus suivants :

- impact des gouttes de pluie et des grêlons ;
- érosivité du ruissellement organisé ;
- augmentation du poids des terrains par descente d'un front d'infiltration et saturation des formations superficielles ;
- diminution de la résistance au cisaillement de sols non saturés par annulation de la succion matricielle et de la cohésion de capillarité ;
- diminution de la résistance au cisaillement des sols saturés par augmentation des pressions interstitielles en rapport avec l'élévation du niveau des nappes phréatiques ;
- diminution de la résistance au cisaillement des sols du fait d'une déstructuration par entraînement de fines particules, dû à des forces d'écoulement souterrain importantes ;
- diminution de la résistance au cisaillement des sols après le dégel du fait d'une déstructuration acquise au moment du gel, et due aux phénomènes de cryosmose ;
- liquéfaction de formations de pentes granulaires, sous conditions statiques, du fait d'écoulements souterrains pouvant présenter, dans des conditions particulières, des gradients hydrauliques critiques ;
- liquéfaction de formations de pente saturées ou de dépôts dans le lit du torrent, par impact de masses glissées (résultant d'éboulements et glissements ou de ruptures de berges).

Par référence à des situations morphologiques caractéristiques, nous avons établi une typologie des mécanismes d'initiation. Les bassins versants étudiés dans les Alpes françaises permettent d'établir une liste de dix types de mécanismes susceptibles de se développer depuis les pentes escarpées des parties hautes du bassin versant jusqu'au chenal du torrent sur son cône de déjection :

- Type 1 : Érosion intense par impact de gouttes d'eau et de grêlons sur des terrains meubles : altérites et formations superficielles
- Type 2 : Rupture de poches d'eau sous-glaciaires avec entraînement de dépôts morainiques et formation de lave torrentielle
- Type 3 : Liquéfaction de matériaux granulaires saturés du fait de gradients hydrauliques localement trop fort (pentes raides des parties hautes du bassin versant)
- Type 4 : Glissements de terrain (première rupture ou réactivation de terrains instables) se transformant en coulée de débris puis lave torrentielle
- Type 5 : Rupture de poches karstiques dans des formations de gypse et de cargneules, avec formation de lave torrentielle
- Type 6 : Sous-cavage et rupture des berges instables du torrent

- Type 7 : Remobilisation de dépôts torrentiels et de dépôts de laves anciennes en transit dans le lit du torrent
- Type 8: Liquéfaction de matériaux granulaires saturés par suite d'impact de masses glissées sur des dépôts dans le lit du torrent
- Type 9 : Rupture d'embâcles et de seuils naturels formés par des dépôts anciens dans le lit du torrent
- Type 10 : Éboulement obstruant le lit du torrent et remobilisé en lave torrentielle.

Dans tous les cas, il est nécessaire que les matériaux de la ou des zones sources présentent les caractéristiques granulométriques présentées en 2 et soient disponibles avec des volumes importants afin d'alimenter en continu la lave en cours de formation.

4. DESCRIPTION DE QUELQUES MÉCANISMES D'INITIATION

4.1 Mécanisme d'initiation par glissement

Le torrent de la Ravoire de Pontamafrey (Savoie, France), affluent de l'Arc, permet d'illustrer ce mécanisme avec une zone source bien localisée, à l'origine des laves importantes de 1965. Cette zone source appartient à l'unité tectonique appelée "zone ultradauphinoise" et correspond à un glissement et affaissement de versant : le "glissement de Bon-Attrait". La base du versant est constituée d'une épaisse masse de gypse, base de l'unité ultradauphinoise des Aiguilles d'Arves, dont le flysch forme les crêtes (massif du Grand-Coin) (Fig. 3). À la suite de ce glissement, des masses considérables de matériaux ont été mobilisées au printemps 1965 après une période pluvieuse non exceptionnelle. Pendant quelques mois, plus de 300.000 m³ de matériaux se sont écoulés en laves torrentielles jusqu'à la vallée de l'Arc, submergeant le village de Pontamafrey, coupant la route nationale n°6 et la voie ferrée Paris-Turin. Ces laves prenaient naissance dans la zone de glissement, à 2.000 m d'altitude environ, et rejoignaient le cône de déjection 6 km plus loin, à la cote 500 m.



Fig.3 : Glissement de Bon Attrait, zone source principale dans le bassin versant de la Ravoire de Pontamafrey

Des volumes considérables, de quelques millions de m³, sont aujourd'hui encore mobilisables dans cette zone source qui a progressivement évolué en talus d'éboulis très instable. Une restructuration continue de ces volumes instables, par ruptures multiples et affaissements (en rapport peut-être avec la présence de gypse en partie inférieure du versant) et par divers colmatages en pied de talus rend les matériaux facilement mobilisables sous l'effet des écoulements superficiels ou souterrains. Les matériaux échantillonnés en différents endroits de ce secteur forment un fuseau granulométrique qui inclut parfaitement les courbes granulométriques des dépôts de laves anciennes prélevés. Différents scénarios d'occurrence de laves torrentielles ont été analysés en fonction des volumes susceptibles d'être libérés. Certains d'entre eux pourraient être catastrophiques, malgré les travaux de correction active et passive réalisés et l'existence de dispositifs de surveillance.

4.2 Mécanisme d'initiation par ruptures multiples de berges du torrent

Le torrent du Poucet (Savoie, France), affluent de l'Arc, permet d'illustrer ce mécanisme. Le bassin versant de ce torrent est entièrement localisé dans l'unité tectonique de la "zone houillère briançonnaise". La série lithologique, intensément plissée et faillée, est représentée par des conglomérats, des grès, des pélites et des couches de houille transformée en anthracite. La plus grande partie du bassin versant, qui s'étend sur environ 4,4 km², fait partie d'un mouvement de versant de grande ampleur, mouvement légèrement actif aujourd'hui, hérité du dernier retrait glaciaire. Ainsi, le torrent évide une masse de terrain très fortement déstructurée et s'enfonce profondément entre des berges de 5 à 10 m de hauteur par endroit (Fig. 4). Le sous-cavage de ces berges et les mauvaises caractéristiques mécaniques des matériaux conduisent à des effondrements successifs de faible volume et à la déstabilisation de masses plus importantes avec génération de glissement présentant une évolution régressive. Tout au long de l'année, l'activité de ces berges est importante avec détachements de blocs, formation de petites laves ou coulées de débris, ruptures localisées des berges. En cas d'orage violent, tous ces phénomènes se développent et la lave se forme et s'auto-alimente le long du chenal du torrent. Chaque année, ce torrent produit des laves importantes. Les archives des services de Restauration des Terrains en Montagne (ONF-RTM) sont riches d'événements à caractère plus ou moins catastrophique. En décembre 1740, une lave importante avait barré le lit de l'Arc et créé un lac de plus de 25 m de profondeur dans sa partie aval, inondant un hameau 600 m en amont.



Fig.4 : Berges instables incisées par le torrent du Poucet

Des scénarios catastrophiques d'occurrence de lave seraient possibles sur ce torrent avec des apports, en plusieurs épisodes successifs, estimés à 500.000 m³ en cas d'événement climatique exceptionnel.

4.3 Mécanisme d'initiation par rupture d'embâcle dans le lit du torrent

Le torrent du Rieu-Sec (Savoie, France), affluent de l'Arc, incise, au sein de la "zone subbriançonnaise" constituée de l'empilement de trois structures anticlinales déversées vers le nord-ouest, des formations calcaires du Dogger et marno-calcaires du Callovo-Oxfordien. Son bassin de réception se présente comme un véritable entonnoir aux parois très raides. Le long de son chenal d'écoulement, il présente plusieurs sites où des dépôts anciens de laves, aux fronts constitués d'amoncellements de blocs, sont restés en transit. En arrière de ces barrages naturels se sont accumulés des volumes importants de matériaux charriés par le torrent, exhausant le lit du torrent par rapport aux berges, hautes alors seulement de 2 m environ (Fig. 5).

En cas d'événement pluvieux intense, un écoulement hypodermique se constitue dans les dépôts du lit du torrent en arrière de l'embâcle et les forces d'écoulement qui en résultent peuvent conduire à la rupture de cet embâcle. La lave formée pourrait rompre à nouveau d'autres embâcles plus en aval dans le lit du torrent, remobiliser des matériaux du lit et des berges ou sortir du lit à la faveur d'une hauteur insuffisante des berges, envahissant alors le cône de déjection.

Actuellement, ce torrent entaille fortement son cône de déjection. Les berges montrent ainsi des coupes de terrain qui démontrent que, pour une large part, ce cône de déjection est formé par l'accumulation de dépôts successifs de laves torrentielles anciennes de l'Holocène.



Figure 5 : Embâcle naturelle dans le lit du torrent du Rieu-Sec

5. CONCLUSION

L'étude de nombreux torrents produisant des laves torrentielles nous a permis d'établir une typologie de dix mécanismes d'initiation et de formation des laves torrentielles. Ceux-ci sont multiples et dépendent du cadre géologique et géomorphologique du bassin versant. L'héritage quaternaire joue un rôle important, de même que l'évolution récente holocène.

Des facteurs de prédisposition à l'initiation de laves torrentielles permettent d'identifier des zones d'initiation potentielle : valeur de pente, nature lithologique des matériaux, état d'instabilité des pentes. Cependant, deux facteurs complémentaires essentiels, composition granulométrique des matériaux et volumes effectivement mobilisables, permettent de parler de zones sources véritables, localisées en certaines parties du bassin versant ou bien réparties sur de vastes surfaces suivant les cas.

On dispose ainsi d'une clé pour établir une cartographie de l'aptitude à l'initiation de laves torrentielles. À partir d'un tel document, on peut envisager des actions de prévention et de surveillance mieux ciblées, pour une meilleure maîtrise du risque.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient la CCE-DG. XII qui a contribué au financement de cette recherche dans le cadre des programmes « Environnement » et « Environnement et Climat », projets « Debris flows » et « Debris flow risk ».

RÉFÉRENCES

- Cojean R. 1994. Roles of water as a triggering factor for landslides and debris flows. *Proc. Int. Workshop on Floods and Inundations related to Large Earth Movements*, Trent, 4-7th October 1994 : A.13.1-A.13.19.
- Francou B. 1993. *Hautes montagnes, passion d'exploration*. 202 p. Paris : Masson, Pratiques de la Géographie.
- Gostelov T.P. 1991. Rainfall and landslides. In *CEC Report EUR 12918 EN : Prevention and control of landslides and other mass movements* : 139-161. Brussels.
- Johnson A.M. & Rodine J.R. 1984. Debris flow. In : Brunsden D. & Prior D.B. (eds) : *Slope Instability* : 257-361. London.
- Mathis N., Brochot S. & Meunier M. 1996. L'érosion des Terres Noires dans les Alpes du Sud. *Revue de Géographie alpine* (2) : 17-27.
- Staub I. 1998. *Mécanismes d'initiation des laves torrentielles dans les Alpes françaises. Contribution à la maîtrise du risque*. Thèse de doctorat, 230 p., Annexes 133 p. Paris-École des Mines.

Analyse de scénarios d'événements « laves torrentielles » dans le bassin versant de l'Arbonne (Bourg-Saint- Maurice, Savoie, France)

**P. LAUGIER
R. COJEAN**

Centre de géologie de
l'ingénieur
EMP/ENPC/UMLV
Université Marne-la-Vallée,
Bâtiment IFI
5, boulevard Descartes,
Champs-sur-Marne
77454 Marne-la-Vallée
Cedex 2
laugier@cgi.ensmp.fr,
cojean@cgi.ensmp.fr

Résumé

L'analyse de scénarios réalistes d'événements « laves torrentielles », dans un bassin versant donné, contribue à la prévention des risques. Elle nécessite la reconnaissance des zones sources de matériaux mobilisables et des processus élémentaires à l'origine de la génération des laves torrentielles. Cinq facteurs de prédisposition sont identifiés, liés aux angles de pentes, aux caractéristiques géologiques et hydrogéologiques des formations superficielles et du substratum, à l'érodabilité des formations géologiques et aux conditions de mouvements de masse, à la granularité des matériaux des zones sources et aux volumes disponibles dans ces zones. La cartographie des indices correspondant à ces facteurs permet d'établir une carte de synthèse de l'aléa « génération de laves torrentielles ». L'application au bassin versant de l'Arbonne, permet de mettre en évidence les zones sources de matériaux et les processus potentiels de génération de laves torrentielles. Des scénarios d'événements sont construits, prenant appui sur la connaissance du fonctionnement hydrologique du bassin versant tirée de données d'archives et sur la mise en œuvre de techniques d'analyse (« arbres d'événements », « arbres de défauts ») inspirées de celles mises en œuvre dans le domaine des risques industriels.

Mots-clés : lave torrentielle, facteur de prédisposition, cartographie d'aléa, processus de génération, scénario d'événement, Arbonne.

Analysis of scenarios of debris flow events in the arbonne catchment (Bourg-Saint-Maurice, Savoie, France)

Abstract

The analysis of scenarios of debris flow events, in a given catchment, contributes to risk prevention. Source area materials have to be identified as well as elementary processes of initiation and mobilization of debris flows. Five predisposition factors are identified, related to slope angle, geological and hydrogeological conditions of superficial deposits and bedrock formations, slope erodibility and mass movement conditions, grain size distribution of source area materials and available volumes in these source areas. The mapping of the corresponding indexes allows to elaborate a synthetic hazard map related to « debris flow initiation ».

Introduction

L'érosion torrentielle, très active dans le domaine alpin, est responsable de crues torrentielles et laves torrentielles (ou *debris flows*) parfois catastrophiques. Peu connues du « grand public » et souvent confondues par les médias avec les coulées boueuses ou les écoulements torrentiels classiques, les laves torrentielles sont des phénomènes spécifiques des régions de montagne, souvent déclenchés par de violentes pluies d'orage. Des volumes importants de roches et de sols gorgés d'eau, en général de plusieurs dizaines de milliers de mètres cubes par événement, peuvent alors être mobilisés sur les pentes et s'écouler dans le chenal du torrent, donnant l'impression que celui-ci vomit une lave, tel un volcan. Un garde forestier décrit une « lave », déclenchée le 13 août 1876 par un violent orage sur les crêtes du bassin versant du Faucon, près de Barcelonnette (Alpes-de-Haute-Provence), en ces termes :

« A mes pieds, le lit du torrent, profond de huit mètres environ et large de vingt-cinq mètres, est presque à sec, malgré l'orage. Mais regardant en amont, dans la direction des chutes qui se trouvent à cet endroit, je vois une immense masse noire qui s'avance comme un mur et presque sans bruit, descendant le lit du torrent. C'était la lave qui venait de la montagne et qu'il m'était donné d'observer dans toute son intensité [...]. C'est un amalgame de terre et de blocs de grosseurs variées, ayant à peine la fluidité du béton. En avant, à moitié prise dans cette boue très épaisse, une avant-garde de gros blocs cubant parfois jusqu'à cinq et six mètres cubes semble poussée par la lave. Ces rochers, qui sont entraînés pendant quelques minutes, sont engloutis dans le chaos qui les suit dès qu'ils trouvent un obstacle qui les arrête. Ils sont alors remplacés par d'autres, qui sont poussés et bientôt engloutis à leur tour [...]. Cependant cette lave devient de plus en plus liquide et dès lors animée d'une vitesse toujours croissante. L'eau, arrivant avec une grande force, forme des lames qui atteignent jusqu'à 2 mètres de hauteur [...]. Elles entraînent ainsi les blocs assez gros qui souvent paraissent à la surface, s'entrechoquent sans cesse et font un épouvantable fracas [...]. Enfin l'eau devient presque claire, se creuse un passage au milieu des débris. »

Cette description, d'un grand réalisme, rassemble des éléments essentiels sur le phénomène « lave torrentielle », objet de nombreux travaux de recherche quant aux processus d'initiation et de mobilisation, d'écoulement et de dépôt. Une fois formée et chenalisée dans le lit du torrent, la lave torrentielle s'écoule par bouffées successives, avec des vitesses variant de quelques m/s à plus de 20 m/s suivant les cas. Les dommages aux ouvrages de correction torrentielle dans le bassin versant (seuils et barrages), aux zones

The application to the Arbonne catchment highlights source areas and debris flow initiation and mobilization processes. Scenarios of debris flow events are elaborated. They rely on the knowledge of the catchment hydrological behaviour, derived from archives data, and the implementation of analysis techniques (« event tree » and « fault tree ») inspired by industrial risk methods.

Key words : debris flows, predisposition factor, hazard mapping, initiation processes, event scenario, Arbonne.

d'habitat sur le cône de déjection du torrent ou dans la vallée principale, aux infrastructures (routes, voies ferrées, etc.) peuvent être considérables. Un événement « lave torrentielle » peut se développer sur quelques heures ou plusieurs jours consécutifs et représenter des volumes de quelques dizaines à quelques centaines de milliers de m³. Chaque bassin versant semble avoir un comportement spécifique dans la mesure où la génération de laves torrentielles est contrôlée par le contexte géologique et géomorphologique, par l'héritage des périodes froides du Quaternaire et, dans certains cas, par l'action de l'homme (impact des stations d'altitude sur le milieu naturel, etc.). Tel bassin versant produira chaque année une ou plusieurs laves torrentielles, tel autre ne produira une lave, éventuellement catastrophique, que tous les 5 ans ou tous les 30 ans. Les estimations des probabilités de volumes ou de débits de laves torrentielles, dans un bassin versant donné, sont ainsi difficiles à réaliser ou peu précises.

Dans cet article on s'applique à décrire les facteurs de prédisposition et les processus de génération, ainsi qu'à définir des scénarios réalistes d'événements prenant appui sur une méthodologie d'étude toujours en cours de perfectionnement. La méthode d'analyse est développée sur le bassin versant de l'Arbonne (région de Bourg-Saint-Maurice, Savoie).

Environnements climatique, géologique et hydrologique du bassin versant de l'Arbonne

Données générales

Le climat de la région de Bourg-Saint-Maurice est de type intra-alpin, avec une température moyenne annuelle de 9 °C, un module pluviométrique de 940 mm/an (moyenne sur la période 1946-1999) mesurés à la station de Bourg-Saint-Maurice et une persistance du manteau neigeux de l'ordre de 5 mois au-dessus de la cote 1 500 m.

Ce bassin versant, situé au nord-ouest de Bourg-Saint-Maurice, présente une superficie d'environ 15 km². Il est limité au NW et au nord par une ligne de crête bien marquée, allant du Grand Châtelet au Fort de La Platte, en passant par Le Roignais, le Roc de l'Enfer et les Deux Antoinnes (Figs. 1 et 2). Au SW et au sud, de même qu'à l'est, il est limité par une ligne de crête d'interfluvies peu marquée dans la topographie.

L'axe de drainage principal est orienté NW-SE. Du point culminant (pic du Roignais, cote 2 995 m) à l'apex

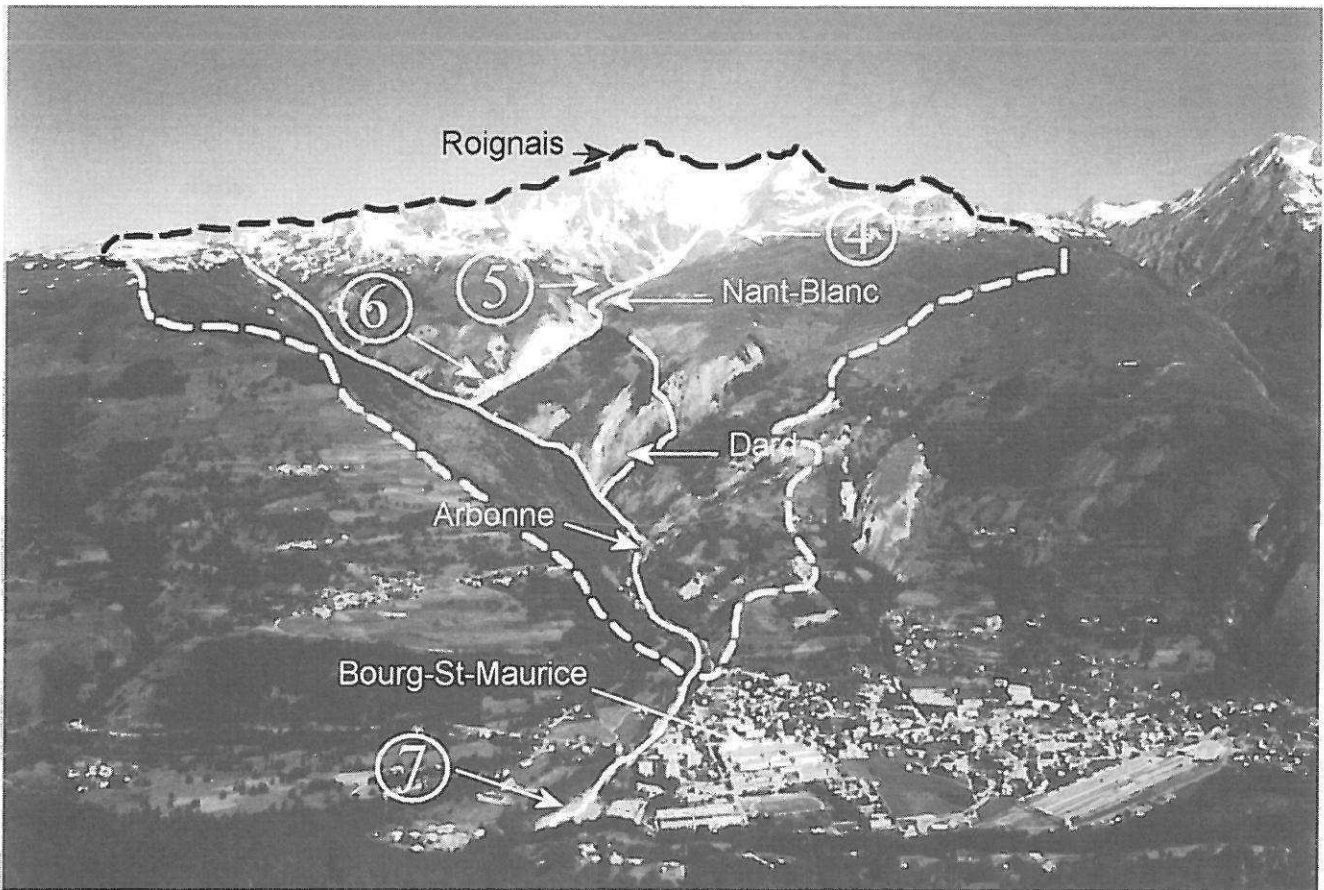


FIG. 1 Vue d'ensemble du bassin versant de l'Arbonne (photos des figures 4, 5, 6 et 7 repérées).
General view of the Arbonne catchment (photos of figures 4, 5, 6 and 7 located).

du cône de déjection (cote 900 m), ou au point de confluence avec l'Isère (cote 800 m), on mesure une pente moyenne respectivement de 20° ou 18°. Des pentes bien plus fortes s'observent évidemment au pied des crêtes du Roignais (ancien cirque glaciaire) et dans les gorges étroites du Nant-Blanc, principal affluent rive gauche de l'Arbonne. Ce torrent est reconnu pour être à l'origine des plus fortes laves torrentielles produites dans le passé.

2.2

Cadre géologique

2.2.1

Les formations du substratum

Le contact chevauchant de la *zone briançonnaise* sur la *zone valaisanne* traverse le bassin versant, le torrent de l'Arbonne suivant ce contact sur une grande partie de son parcours (Fig. 3). Entre ces deux unités tectoniques, la *zone des gypses*, d'une part, et la *zone sub-briançonnaise*, d'autre part, affleurent près de la confluence de l'Arbonne et du Nant-Blanc. Une zone qualifiée d'« origine paléo-géographique incertaine » affleure au nord du bassin versant jusqu'au Roc de l'Enfer.

La *zone briançonnaise* est représentée par des formations du Houiller (Carbonifère), constituées d'alter-

nances de schistes, grès et anthracite. Le versant rive droite de l'Arbonne est modelé dans cette zone.

La *zone des gypses*, siège de différents processus de dissolution très actifs, chevauche la zone d'« origine paléo-géographique incertaine ». Elle est composée de gypses triasiques, ainsi que de cargneules très altérées. Elle englobe l'écaille tectonique de la *zone sub-briançonnaise*.

La *zone d'« origine paléo-géographique incertaine »* constitue une grande partie du versant nord. Elle est constituée principalement de formations du Houiller. Cette zone présente de nombreuses failles d'orientation WSW-ENE, principalement entre le Roc de l'Enfer et les Deux Antoines.

La *zone valaisanne* est représentée dans le haut bassin versant par le flysch de Tarentaise (Crétacé supérieur).

2.2.2

Les formations superficielles

D'une grande diversité, elles reflètent la complexité géologique du bassin versant. Elles portent la marque d'un héritage glaciaire par la présence de nombreux dépôts morainiques et de nombreuses « masses glissées » anciennes, aujourd'hui reprises par des processus plus récents de glissements et d'érosion particulière. Au pied des hautes pentes rocheuses du Roignais et des crêtes nord, des éboulis caillouteux proviennent de la désagrégation des versants modelés dans les « Flyschs de Tarentaise ». Les formations du Houiller

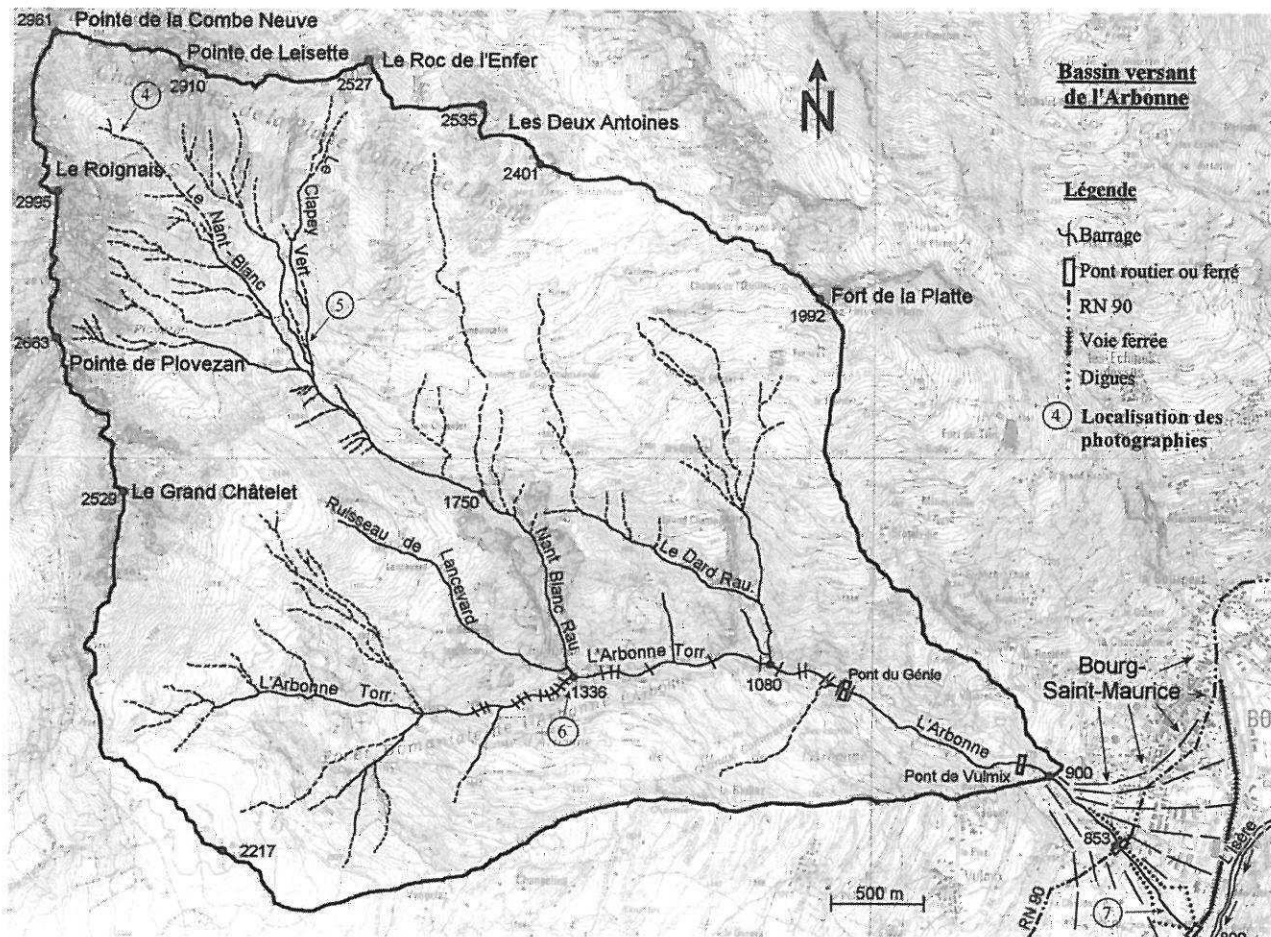


FIG. 2 Réseau de drainage du bassin versant de l'Arbonne, ouvrages de correction torrentielle et zone aval menacée (photos des figures 4, 5, 6 et 7 repérées).
 Drainage pattern of the Arbonne catchment, engineering works related to torrent activity control and downstream endangered area (photos of figures 4, 5, 6 and 7 located).

briançonnais, instables en de nombreux endroits, génèrent en rive droite du torrent de l'Arbonne des masses glissées et des colluvions schisteuses et argileuses. Au niveau de la gorge du Nant-Blanc, c'est l'érosion rapide des berges de gypse et de cargneules qui est à l'origine d'éboullis grossiers hétérométriques.

Les moraines anciennes couvrent une grande partie du bassin versant. Quelques cordons morainiques sont visibles ainsi que d'anciennes formations de « glaciers rocheux » en altitude. Plus souvent il s'agit de dépôts glaciaires repris dans des processus de solifluxion ou de glissement de terrain.

Des alluvions torrentielles et surtout les dépôts de laves torrentielles, s'observent le long du cours du Nant-Blanc en amont des gorges, au niveau de sa confluence avec l'Arbonne et dans le cours inférieur de l'Arbonne.

2.3

Cadre hydrologique et hydrogéologique

2.3.1

Principaux torrents

L'Arbonne et le Nant-Blanc constituent les deux axes de drainage du bassin versant. L'axe majeur, de 7 km de

longueur, est constitué par le Nant-Blanc et le cours inférieur de l'Arbonne après la confluence Nant-Blanc/Arbonne (cote 1 336 m). Un rôle secondaire est joué par le ruisseau de Lancevard et le ruisseau du Dard.

Le Nant-Blanc prend sa source au niveau du cirque du Roignais (Fig. 4) et draine l'ensemble des plus hautes pentes du bassin versant. Puis la pente s'atténue jusqu'à 10° environ, dans une zone d'épandage naturel de dépôts torrentiels et de laves torrentielles, « en transit » entre les cotes 2 100 m et 1 900 m (Fig. 5). La pente s'accroît plus en aval au passage des impressionnantes gorges du Nant-Blanc, le torrent excavant gypse et cargneules (Fig. 6). Le torrent du Nant-Blanc est connu pour la formation de laves torrentielles dévastatrices, par purges de dépôts torrentiels accumulés dans son lit ou par ruptures de ses berges, accompagnées d'embâcles de dépôts dans le lit du torrent puis rupture de ces barrages naturels et formation de laves. Mougins (1914) relate le comportement capricieux de ce torrent, en particulier sa disparition au milieu du XV^e siècle à la faveur de la formation d'un écoulement karstique ou du décolmatage d'anciennes galeries karstiques, ce qui effraya les populations, puis sa réapparition en surface sept ans plus tard, sans doute par nouveau colmatage ou effondrement du réseau karstique. Il s'en suivit une rupture brutale des berges gypseuses et la formation d'une lave exceptionnelle qui submergea une grande partie de la ville de Bourg-Saint-Maurice (« seule de tous les édifices envahis, la flèche du clocher émergeait

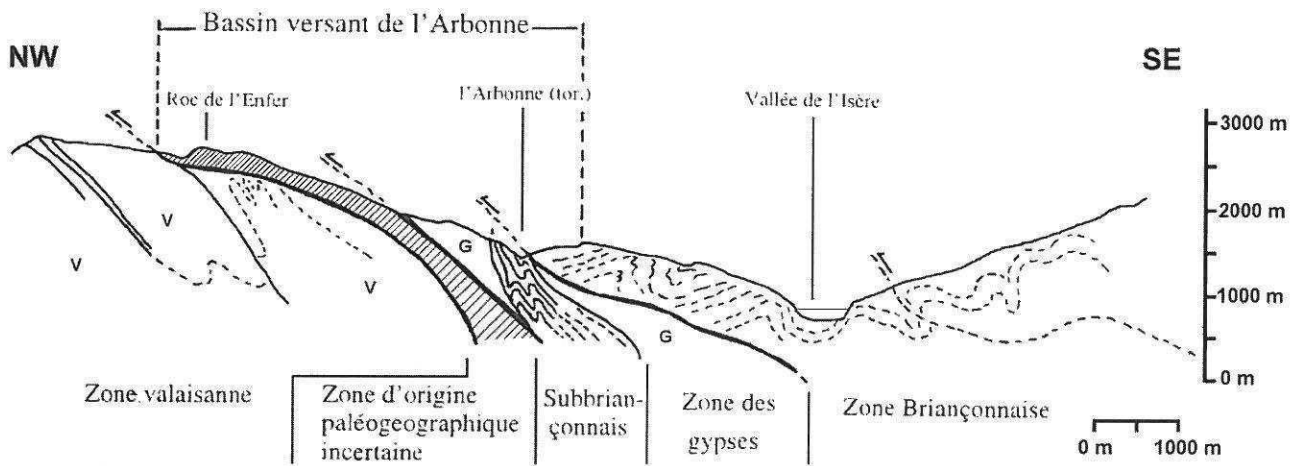


FIG. 3 Coupe géologique simplifiée NW-SE du bassin versant de l'Arbonne (d'après la carte géologique 1/50 000, n° 727, BRGM).
NW-SE simplified geological cross-section of the Arbonne catchment (after geological map 1/50 000, n° 727, BRGM).

du milieu des déjections et des boues ») qui fut reconstruite plus à l'est, quelque peu à l'écart du chenal d'écoulement de l'Arbonne.

L'Arbonne, en aval de sa confluence avec le torrent du Nant-Blanc, présente un lit encaissé, avec des passages en gorges rocheuses, avant d'atteindre le cône de déjection qui se développe sur une superficie d'environ 100 ha. L'activité torrentielle de l'Arbonne, amplifiée par celle du Nant-Blanc, est assez forte pour avoir repoussé le cours de l'Isère sur sa rive gauche, processus régulièrement entretenu, notamment lors de la crue du 24 juillet 1996 (Fig. 7).

2.3.2

La capture du Dard par le Nant-Blanc

Un ensemble d'éléments morphologiques et géologiques concourent à mettre en évidence un phénomène d'érosion très spectaculaire, vraisemblablement d'âge holocène : la capture du ruisseau du Dard par le torrent du Nant-Blanc. Ainsi peut-on observer l'alignement du cours moyen du torrent du Nant-Blanc avec la courte section supérieure du ruisseau actuel du Dard (Fig. 2),

section particulièrement creusée alors que pratiquement aucun écoulement ne s'y observe aujourd'hui et que le bassin d'alimentation de cette section est extrêmement réduit. A ce niveau on observe de plus un coude marqué dans le parcours du Nant-Blanc dont la direction passe de NW-SE à N-S. Enfin, le Nant-Blanc présente une rupture de pente significative juste en amont de ce raccordement. Ce torrent, alors qu'il n'était qu'un court affluent rive gauche de l'Arbonne, a capturé par érosion régressive tout le bassin versant amont d'un ancien Dard. Le Nant-Blanc est aujourd'hui dans une phase d'érosion spectaculaire, de par la nature des matériaux constituant ses berges dans sa partie aval (gypse, cargneules) et de par le processus d'érosion qui se propage au-delà de cette zone de capture vers l'amont, à partir de la rupture de pente indiquée, le torrent n'ayant pas atteint un profil d'équilibre stabilisé dans cette partie de son cours.

L'intensité des phénomènes d'érosion associés à cette morphologie en pleine évolution explique l'importance des zones de versant déstabilisées ou en proie à un ravinement intense et l'importance des zones sources de laves torrentielles dans cette partie du bassin versant.



FIG. 4 Cirque du Roignais (Flyschs de Tarentaise, éboulis instables), cote 2 995-2 150.
Roignais cirque (Tarentaise Flyschs, unstable screes), elevation 2,995-2,150.



FIG. 5 Zone d'épandage naturel des laves torrentielles, en amont de la gorge du Nant-Blanc, cote 2 150-2 000.
Natural debris flows deposition area, upstream from Nant-Blanc gorges, elevation 2,150-2,000.

Méthodologie de cartographie de l'aléa « génération de laves torrentielles »

3.1

Introduction

Les laves torrentielles sont généralement déclenchées par un événement climatique exceptionnel, mais elles s'expliquent par un contexte géomorphologique et climatique donné, l'historique de certains aménagements dus à l'homme pouvant apporter une part d'explication.

Des travaux récents sur la génération de laves torrentielles (Bonnet-Staub, 1998 ; Cojean et Staub, 1998) ont montré que les zones sources de matériaux à l'origine de la génération de laves torrentielles, présentent un ensemble de caractéristiques spécifiques. L'analyse d'un bassin versant fait ainsi apparaître des facteurs de prédisposition au déclenchement des laves torrentielles (cinq catégories de facteurs ou conditions ont été retenues) : conditions de relief, conditions de matériaux et de structures géologiques, conditions d'érodabilité (incluant le degré d'ouverture de la couverture végétale) et de mouvements de versants, conditions géotechniques relatives aux matériaux des zones sources et conditions de volume mobilisable au cours d'un même événement. La cartographie de ces facteurs de prédisposition conduit à l'élaboration de cinq cartes analytiques d'où est dérivée une carte de synthèse relative à l'aléa « génération de laves torrentielles ». Cette carte met en évidence des zones sources particulières à partir desquelles peuvent être identifiés des processus d'initiation et de mobilisation de laves torrentielles (Cojean et Genevois, 1999).

D'un point de vue méthodologique, la démarche est directement inspirée de travaux initiés dans les années 60-70 et poursuivis depuis, traitant de cartographie géotechnique (Sanejouand, 1972 ; Dearman et Fookes, 1974 ; IAEG, 1976), cartographie environnementale (McHarg, 1969), cartographie des aléas et des risques naturels (Antoine et Pachoud, 1976 ; Varnes, 1984 ; Leroi, 1996 ; CFGI, 2000).

3.2

Caractérisation des cinq facteurs de prédisposition à l'initiation de laves torrentielles

3.2.1

Indice I_{SA} (Slope Angle Index)

Cet indice, en rapport avec des conditions d'énergie potentielle, de pente et de dénivelé contrôle l'intensité des forces érosives lors de pluies intenses ou d'orages de grêle ainsi que les gradients hydrauliques des écoulements hypodermiques qui se développent au sein des formations superficielles. Il est directement en

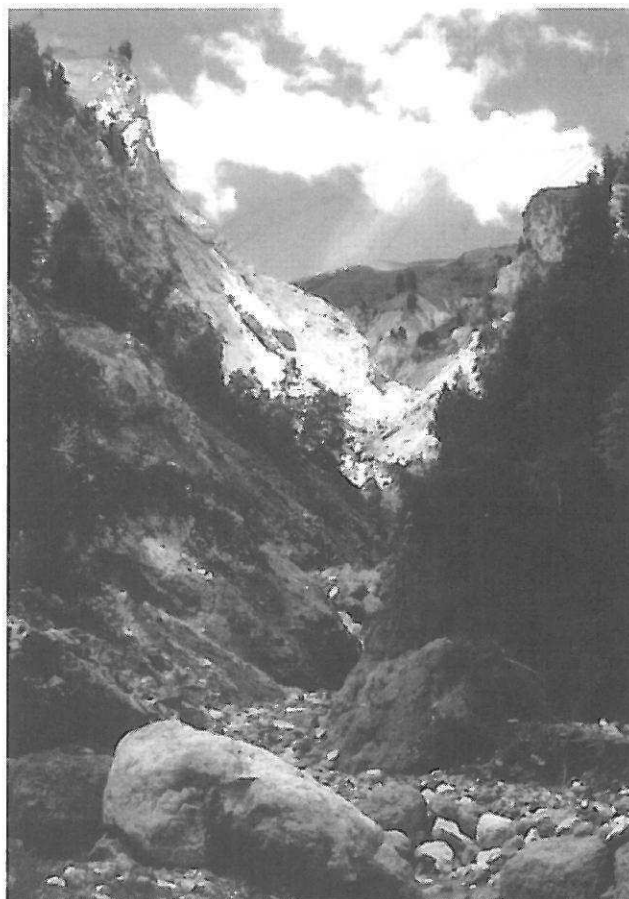


FIG. 6

Gorge du Nant-Blanc. Gypse et éboulis instables en rive droite, cargneules en rive gauche. Masses glissées anciennes à l'arrière-plan, cote 1 750-1 350.

Nant-Blanc gorges. Gypsum and unstable screes on the right bank and cargneule on the left bank. Failed masses in the background, elevation 1,750-1,350.

rapport avec les conditions de stabilité des pentes.

Les différentes classes de pente retenues pour ce bassin versant sont les suivantes :



FIG. 7

Plage de dépôt (en partie artificielle) de l'Arbonne. Vue vers l'aval (voie ferrée sur la gauche), cote 850-800.

Deposition area of the Arbonne torrent. Downstream view (railway track on the left), elevation 850-800.

TABLEAU I

Valeurs de l'indice I_{AV} en fonction des volumes et des types de matériaux.
Values of I_{AV} index as a function of volumes and types of materials.

Volumes	Matériaux de dépôts torrentiels	Matériaux de berges instables et de zones d'érosion	Matériaux de versants instables et facilement mobilisables par un torrent	Autres (versants)
< 1 000 m ³	3	2	1	1
1 000 à 5 000 m ³	3	2	1	1
5 000 à 30 000 m ³	4	3	2	1
30 000 à 100 000 m ³	4	3	2	1
> 100 000 m ³	5	4	3	1

- $I_{SA} = 5$: pentes supérieures à 40° ;
- $I_{SA} = 4$: pentes comprises entre 40° et 25° ;
- $I_{SA} = 3$: pentes comprises entre 25° et 10° ;
- $I_{SA} = 2$: pentes comprises entre 10° et 5° ;
- $I_{SA} = 1$: pentes inférieures à 5°.

Les valeurs seuils sont choisies en fonction des angles d'équilibre limite de quelques catégories de formations superficielles (éboulis de gravité, etc.) ou en rapport avec les conditions de pentes de mobilisation de matériaux suivant différents processus de glissement de terrain ou de départ de lave torrentielle.

3.2.2

Indice I_{GH} (Geological and Hydrogeological Index)

Cet indice rend compte du contexte lithologique, structural, hydrologique et hydrogéologique concernant les formations superficielles et le substratum. Il s'applique à des zones considérées comme zones sources potentielles, sans méconnaître le rôle de bassin de réception hydrologique et hydrogéologique pouvant être joué par les secteurs en amont de ces zones.

Les différentes classes retenues pour cet indice sont les suivantes :

- $I_{GH} = 5$: dépôts torrentiels, zones d'« embâcles » dans un chenal, gypse altéré, éboulis de gravité actifs ;
- $I_{GH} = 4$: moraines récentes, formations de pente sur gypse ;
- $I_{GH} = 3$: altérites schisto-gréseuses, masses de Houiller glissées, moraines anciennes ;
- $I_{GH} = 2$: éboulis de gravité stabilisés, cargneules, schistes du Houiller, marno-calcaires ;
- $I_{GH} = 1$: calcaires, dolomies, quartzites, flyschs de Tarentaise, schistes et grès du Houiller sain.

3.2.3

Indice I_{EM} (Erodibility and Mass Movement Index)

Cet indice, en rapport avec l'érodabilité des pentes et l'état de stabilité des versants ou des berges du torrent, conditionne la production plus ou moins aisée de matériaux solides. Le degré d'ouverture de la couverture végétale, son absence totale bien souvent et les indices d'érosion active sur certaines pentes permettent de juger de la disponibilité des matériaux qui seraient soumis à des pluies érosives ou des averses de

grêle. Les déformations en cours, visibles sur certains versants, ou l'état de rupture caractérisé permettent de juger de la résistance au cisaillement mobilisable dans les matériaux concernés : résistance de pic ou résistance résiduelle.

Les différentes classes retenues pour cet indice sont les suivantes :

- $I_{EM} = 5$: zones comportant des indices d'instabilité généralisée (berges instables, glissements de terrain actifs) ;
- $I_{EM} = 4$: zones de ravinement, zones d'« embâcles » dans un chenal, avec risque de rupture ;
- $I_{EM} = 3$: zones de solifluxion et de gélifluxion ;
- $I_{EM} = 2$: zones de mouvements de versant anciens stabilisés (éboulis de gravité, masses glissées, anciens glissements) ;
- $I_{EM} = 1$: zones stables.

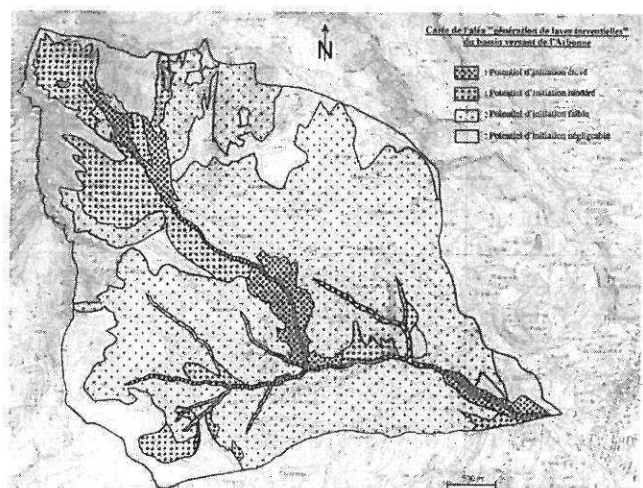


FIG. 8 Carte de l'aléa « génération de laves torrentielles » du bassin versant de l'Arbonne (1/25 000).
« Debris flows initiation » hazard map of the Arbonne catchment (1/25,000).

Indice I_{GS} (Geotechnical or Grain Size Distribution Curve Index)

Cet indice, lié aux caractéristiques pétrophysiques et mécaniques des matériaux constituant les zones sources potentielles, contribue à définir l'érodabilité et la mobilité des matériaux susceptibles de contribuer à la formation d'une lave torrentielle. Le paramètre granularité semble jouer le rôle primordial, suivant les travaux de Bonnet-Staub (1998). Deux fuseaux granulométriques définis à partir de la matrice (fraction inférieure à 20 mm) ont été identifiés pour les matériaux des zones sources de laves torrentielles à matrice granulaire d'une part, à matrice cohésive d'autre part. La coupure 50 μm permet de bien séparer ces deux types de matériaux, de même que d'autres types de matériaux peu susceptibles d'être mobilisés en laves (matériaux trop granulaires ou trop argileux).

Les différentes classes retenues pour cet indice sont les suivantes :

- $I_{GS} = 5$: formations superficielles avec 16 % < ($\% < 50 \mu\text{m}$) < 40 % : dépôts torrentiels, altérites schisteuses du Houiller, dépôts morainiques, colluvions de schistes et de cargneules ;
- $I_{GS} = 4$: formations superficielles avec 3 % < ($\% < 50 \mu\text{m}$) < 16 % : gypse altéré, éboulis sablo-graveleux, colluvions de schistes du Houiller ;
- $I_{GS} = 3$: formations superficielles avec 40 % < ($\% < 50 \mu\text{m}$) < 50 % : matériaux argileux, colluvions ;
- $I_{GS} = 2$: formations superficielles avec ($\% < 50 \mu\text{m}$) < 3 % ou ($\% < 50 \mu\text{m}$) > 50 % : alluvions torrentielles, éboulis caillouteux à blocs ;
- $I_{GS} = 1$: formations du substratum autres que altérites.

Indice I_{AV} (Available Volume Index)

Ce paramètre, dont la quantification est difficile, joue pourtant un rôle essentiel. Il représente le volume de matériau qui serait susceptible d'être mobilisé et rapidement chenalisé par un torrent à l'occasion d'un événement pluviométrique ou hydraulique particulier. Pour le définir « objectivement » il est nécessaire de fixer conventionnellement une unité de surface (1 ha) susceptible d'être concernée par un événement climatique, de prendre en considération l'épaisseur moyenne des matériaux mobilisables sur le secteur considéré et d'analyser (en prenant appui sur une connaissance précise du terrain) les possibilités de chenalisation rapide.

Le tableau I représente les valeurs de l'indice, en fonction du volume mobilisable et du type de matériau considérés dans le cas du bassin versant de l'Arbonne.

Carte de l'aléa « génération de laves torrentielles »

La carte d'aptitude à la génération de laves torrentielles (Fig. 8) est construite par superposition des cinq cartes analytiques relatives aux facteurs de prédisposition et addition des valeurs d'indices suivant une méthodologie déjà présentée par Bonnet-Staub (1998) et Sorgi-de Gennaro (1999). Il en résulte la définition de

quatre classes de potentiel d'initiation et l'identification des zones correspondantes qui seront considérées dans l'analyse de scénarios d'événements présentés par la suite :

- classe 1 : potentiel d'initiation négligeable (somme des indices : 5 à 10) ;
- classe 2 : potentiel d'initiation faible (somme des indices : 11 à 15) ;
- classe 3 : potentiel d'initiation modéré (somme des indices : 16 à 20) ;
- classe 4 : potentiel d'initiation élevé (somme des indices : 21 à 25).

Zones à potentiel d'initiation négligeable (classe 1)

La classe 1 correspond à des zones où le substratum affleure (crêtes du Roignais par exemple) ou à des zones du SW du bassin versant où les pentes sont très faibles.

Zones à potentiel d'initiation faible (classe 2)

La classe 2 concerne la plus grande superficie du bassin versant : versant sud de l'Arbonne modelé dans les schistes du Houiller instables mais boisés, nappes d'éboulis (au pied des reliefs calcaires et dolomitiques au nord du bassin versant) non susceptibles d'être mobilisés et surtout chenalisés dans le lit des torrents, formations glaciaires anciennes sur faible pente et en prairie.

Zones à potentiel d'initiation modéré (classe 3)

Cette classe concerne des zones à prendre en considération dans les analyses de scénarios d'événements : bassin supérieur du Nant-Blanc aux pentes fortes recouvertes d'éboulis de flysch ou de dépôts morainiques fournissant les premiers matériaux nécessaires au départ d'une lave, zones de schistes du Houiller particulièrement instables et proches du lit d'un torrent.

Zones à potentiel d'initiation élevé (classe 4)

Les zones correspondant à cette classe réunissent l'ensemble des caractéristiques nécessaires à une initiation de laves torrentielles : bassin supérieur du Nant-Blanc où se présentent d'anciens dépôts de laves torrentielles « en transit », lit du Nant-Blanc (encombré de dépôts torrentiels épais avant son entrée dans les gorges), berges et versants des gorges du Nant-Blanc instables et ravinées, avec nombreux risques d'« embâcles » en cas de glissement de terrain obstruant le lit du torrent, lit de l'Arbonne (sur la plus grande partie de son parcours) encombré de nombreux dépôts et aux rives instables.

Les facteurs de prédisposition considérés dans cette analyse ne sont pas immuables à l'échelle des temps

géologiques quaternaires. Certains de ces facteurs peuvent même évoluer quelque peu à l'échelle des temps actuels. Cela signifie que les cartes de facteurs de prédisposition (et la carte de synthèse qui en résulte sur l'aléa « génération de laves torrentielles ») ne doivent pas être définitivement figées. Les aménagements récents (stations d'altitude, aménagements forestiers, correction des torrents, etc.) contribuent aussi à une modification volontaire de l'environnement.

Il faut donc se préoccuper des processus, naturels ou anthropiques, susceptibles de faire évoluer certains de ces facteurs au cours du temps (forte altération de certains matériaux sensibles ou évolutifs au sens de la géotechnique, modification progressive de certains paramètres mécaniques dans des zones de déformation active de versants, lente évolution de niveaux piézométriques dans les versants, modifications du couvert végétal, modifications des bilans hydrologiques en réponse à certaines opérations d'aménagement (imperméabilisation des sols, etc.).

Remarque : Il faut observer que les valeurs numériques données aux indices des facteurs de prédisposition ont été choisies sachant que la technique d'agrégation de ces valeurs serait additive. Par ailleurs, l'ajustement final des classes a été réalisé en considérant les valeurs obtenues, dans la carte de synthèse, par certaines zones du bassin versant bien connues et servant de zones tests. Pour valider complètement cette méthode, autrement qu'en faisant référence à un « jugement d'expert », ce qui est pratiqué ici, il serait nécessaire de disposer d'un niveau de connaissance des facteurs de prédisposition considérés nettement plus élevé que celui usuellement accessible, sur le plan cartographique, à l'échelle d'un bassin versant montagneux tel que celui de l'Arbonne. Si ces conditions existaient avec les données géoréférencées correspondantes, les outils SIG (systèmes d'information géographique) et ceux de l'analyse statistique permettraient une approche plus pertinente des paramètres de prédisposition (définition et nombre) et de la technique d'agrégation des facteurs (addition, multiplication ou autre technique).

3.4

Processus d'initiation et de mobilisation des laves torrentielles

De nombreux auteurs ont décrit des processus de génération de laves torrentielles reconnus dans les Alpes ou dans d'autres régions (le terme de génération regroupant ici l'initiation et la mobilisation, processus conduisant ensuite à la chenalisation de la lave dans le lit du torrent). Ainsi diverses observations, descriptions ou classifications sont présentes dans Stiny (1910), Mougín (1914), Johnson et Rodine (1984), Takahashi (1991), Meunier (1991, 1994). Reconnaisant les multiples rôles joués par l'eau dans ces processus de génération (Cojean, 1994), nous avons progressivement (Cojean et Staub, 1998 ; Cojean et Genevois, 1999) construit une typologie de génération de laves torrentielles comprenant 12 types :

- *Type 1* : Érosion par impact de gouttes de pluie et de grêlons (avec un effet de *firehose* ou jet d'eau), destruction et mobilisation des particules et agrégats des sols et formations superficielles, ruissellement.
- *Type 2* : Ruissellement intense, avec de fortes

vitesses d'écoulement et une érosivité créant rigoles et ravines. Les roches intensément altérées, les formations de pente (éboulis instables et moraines) sont concernées.

- *Type 3* : Rupture de poches d'eau sous-glaciaires provoquant un brusque apport d'eau mobilisant des dépôts morainiques et des formations de pente.

- *Type 4* : Fonte du permafrost et des lentilles de glace dans les sols gelés, fonte du manteau neigeux, mobilisant des formations de pente, avec le concours d'averses orageuses.

- *Type 5* : Liquéfaction de dépôts de pente granulaires, due à de forts gradients hydrauliques, spécialement dans les parties hautes du bassin versant.

- *Type 6* : Glissements de terrain (premières ruptures ou réactivations selon des surfaces de cisaillement pré-existantes) mobilisés en coulées boueuses ou directement en laves torrentielles.

- *Type 7* : Mobilisation de formations de pente par brusque apport d'eau aux points d'émergence d'écoulements souterrains karstiques et de fissures (souvent dans des formations de gypse et de cargneules) ;

- *Type 8* : Glissements actifs fournissant du matériau solide au torrent et générant une lave, avec parfois un phénomène de liquéfaction des dépôts saturés du torrent par suite de l'impact des masses glissées.

- *Type 9* : Éboulement ou glissement de terrain rapide bloquant le lit du torrent et formant barrage, rapidement suivi d'une rupture avec mobilisation des matériaux en laves torrentielles.

- *Type 10* : Sous-cavages et ruptures de berges hautes et instables du torrent.

- *Type 11* : Mobilisation de dépôts de laves torrentielles en transit dans le chenal, due à l'élévation de la surface piézométrique de l'écoulement hypodermique et/ou aux forces érosives de l'écoulement de surface.

- *Type 12* : Rupture d'« embâcles » de blocs ou de troncs d'arbres dans le lit du torrent, puis impact de la vague sur des dépôts torrentiels saturés et mobilisés en laves torrentielles.

Bien souvent, au cours d'un événement donné, plusieurs de ces processus d'initiation et de mobilisation se réalisent à partir d'une même zone source. Dans le bassin versant de l'Arbonne un grand nombre de ces processus sont justifiables et permettent de construire des scénarios réalistes d'événements.

4

Analyse historique du comportement hydrologique du bassin versant

On ne saurait entreprendre l'analyse de scénarios d'événements qui suit sans se référer aux données d'archives relatant les caractéristiques de certains événements « laves torrentielles » exceptionnels : événement déclenchant, volume de matériaux atteignant le cône de déjection, vitesses d'écoulement, zones recouvertes par les dépôts, dommages observés. Ainsi, Mougín (1914) rapporte des travaux d'historiens mentionnant que sous l'empereur César Lucius Aurélius Verus, en l'an 163 de notre ère, des travaux d'endiguement de l'Arbonne et de relèvement des

ponts étaient déjà entrepris pour se protéger des crues torrentielles du torrent (inscriptions gravées sur une pierre venant de l'ancienne *Bergintrum*, nom latin de Bourg-Saint-Maurice). La ville médiévale fut aussi très largement détruite au XIV^e siècle suite à la crise du Nant-Blanc (évoquée en 2.3.1) et reconstruite quelque peu à l'écart du chenal principal de l'Arbonne (avant que les abords de ce chenal ne soient à nouveau réinvestis dans les temps récents). Des crues ou des laves torrentielles très violentes eurent lieu en 1630 (52 maisons détruites) et en 1732 (Bourg-Saint-Maurice envahi, Isère barrée, débâcle vers l'aval et presque tous les ponts détruits jusqu'à Grenoble) pour ne citer que deux exemples. Le pont sur la RN 90 (Fig. 2) fut emporté à de multiples reprises ou la RN90 endommagée (en 1810, 1824, 1857, 1868, 1878, 1948, 1996).

L'analyse des archives du service ONF-RTM de Savoie, du Cemagref de Grenoble et du bureau Sogreah permet de mettre en évidence certaines données à caractère statistique (Fig. 9) ou d'illustrer certains scénarios récents :

- avec une fréquence biennale à quinquennale, on observe des crues liquides ou de petites laves atteignant ou non l'Isère, sans débordement du lit, avec des volumes de quelques milliers à plusieurs dizaines de milliers de m³ ;
- avec une fréquence approximativement décennale, on observe des laves torrentielles importantes débordant localement et susceptibles d'endommager les ouvrages (seuils, protections, ponts), avec des volumes de 50 000 à 100 000 m³ ;

- avec une fréquence cinquantennale à centennale, on observe des laves torrentielles exceptionnelles entraînant un débordement généralisé sur une large partie du cône de déjection et emportant des ouvrages, avec des volumes de 100 000 m³ à plusieurs centaines de milliers de m³.

Le déroulement de deux crues torrentielles récentes, avec formation de laves torrentielles est instructif :

- la crue du 24/07/96 s'est produite à la suite d'averses orageuses (75 mm relevés en 18 h à Bourg-Saint-Maurice). Une lave torrentielle, transportant des blocs de plusieurs m³ et présentant un volume total estimé à environ 250 000 m³ ou 300 000 m³, s'est formée au niveau du Nant-Blanc et a atteint le cône de déjection. La violence de l'événement a été telle que le cours de l'Isère a été repoussé sur sa rive gauche. C'est au niveau du bassin de réception du Nant-Blanc que les précipitations ont été les plus violentes et les plus abondantes, centrées sur la Pointe de Leisette (Fig. 2). Les laves se sont générées dans la gorge du Nant-Blanc, entre les côtes 1 750 m et 1 335 m. Entre les cotes 1 550 m et 1 450 m, des mouvements de terrain (glissements de masses gypseuses et de cargneules, remobilisation de formations de pente instables) ont apporté des volumes de matériaux importants dans le lit du torrent. Des « embâcles » se seraient constitués à plusieurs reprises et, cédant, auraient alimenté des laves successives ;
- la crue du 13/08/97 résulte d'un orage violent, déclenché sur les crêtes du Roignais. A nouveau, le Nant-Blanc a joué un rôle important. Dans le bassin de réception de ce torrent, des laves se sont générées dans des ravines issues de la crête de Leisette et au niveau

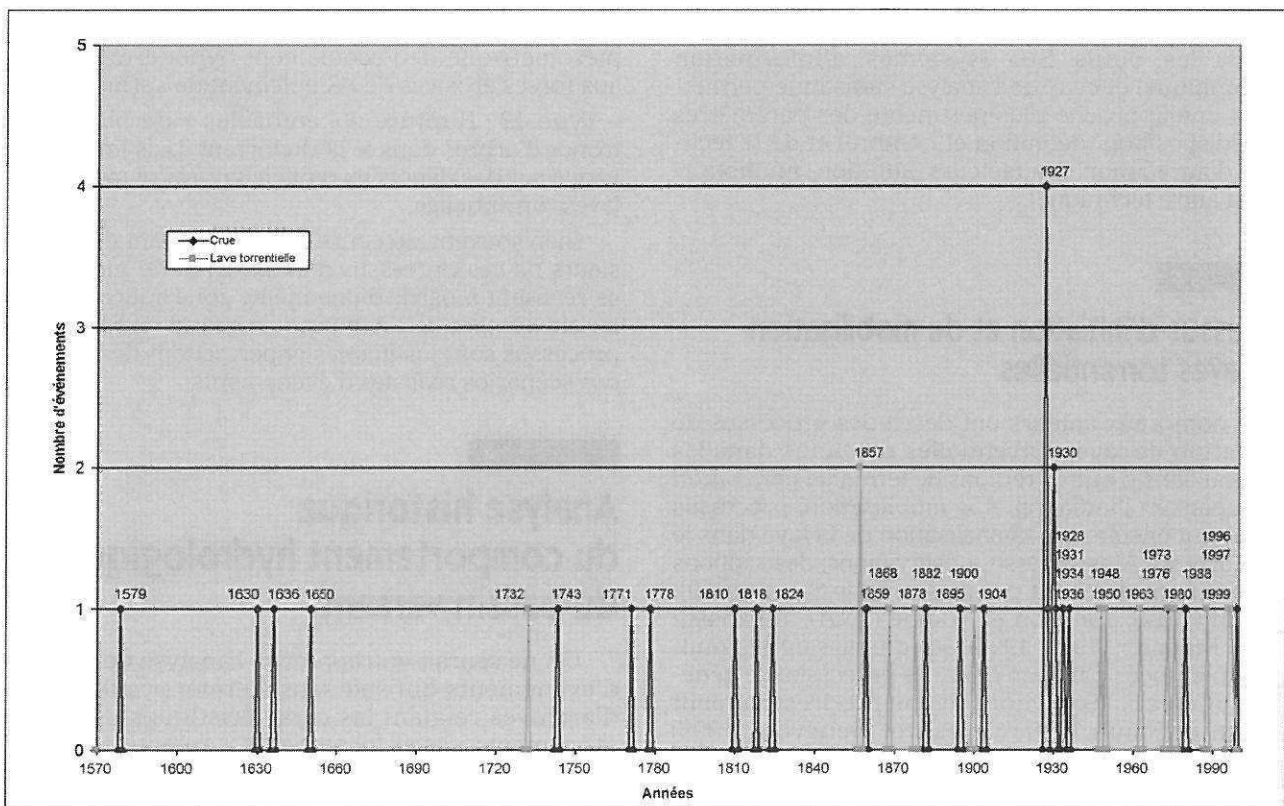


FIG. 9 Crues et laves torrentielles du bassin versant de l'Arbonne depuis 1579 (d'après archives du service ONF-RTM de Savoie).

Torrential floods and debris flows of the Arbonne catchment since 1579 (after ONF-RTM archives).

du torrent affluent du Clapey Vert (Fig. 2). Ces laves se sont propagées jusqu'à la gorge du Nant-Blanc, laissant sur leur trajet une grande partie de leur charge solide, déstabilisant lors de leur passage les berges entre les cotes 1 850 m et 1 750 m. Dans la gorge du Nant-Blanc, les laves ont sous-cavé les berges et bas de pentes, s'alimentant alors à nouveau et formant une nouvelle lave vers la cote 1 550 m dans les gorges. Puis, tout au long du chenal de l'Arbonne, la lave a déposé en partie sa charge solide sur de faibles épaisseurs.

5

Analyse de scénarios d'événements de laves torrentielles

5.1

Introduction

A partir de la carte d'aléa « génération de laves torrentielles », il est possible de construire des scénarios de déclenchement de laves et de propagation de l'écoulement, scénarios inspirés des méthodes d'analyse du risque industriel (Villemeur, 1988), sur le plan méthodologique. On peut observer en effet qu'un bassin versant susceptible de générer des laves torrentielles constitue un « système géomorphologique et hydrologique » présentant un amont et un aval. Cette notion d'amont et d'aval se retrouve aussi dans les systèmes industriels. De plus, il importe d'identifier dans un bassin versant des facteurs déclenchants (et les « arbres d'événements » correspondants), susceptibles d'entraîner des conséquences dommageables pour l'aval. De même, considérant un enjeu particulier (digue de pro-

tection, voie SNCF) dans ce bassin versant, il importe de rechercher alors tous les scénarios réalistes susceptibles de conduire à des effets dommageables sur cet enjeu (construisant ainsi des « arbres de défauts »). La recherche des facteurs déclenchants et des « composants » potentiellement défaillants, les tentatives pour cerner les probabilités de déclenchement et de défaillance des constituants des systèmes et comprendre les enchaînements possibles peuvent inspirer des démarches d'analyse dans le domaine des risques naturels. Une démarche de ce type a été mise en œuvre par Archetti et Lamberti (1999) sur le petit bassin versant d'Acquabona (Alpes dolomitiques, Italie).

Avant d'appliquer ces méthodes, une connaissance approfondie du milieu est évidemment nécessaire et doit s'acquérir par des investigations de terrain et de laboratoire, de nature géologique, géomorphologique, hydrogéologique et géotechnique. L'établissement de fiches-type d'analyse de scénarios, la réalisation d'une cartographie de facteurs de prédisposition et un zonage de l'aléa « génération de laves torrentielles » participent de cette démarche (Laugier et Cojean, 2000). Une recherche d'archives (en particulier aux services de Restauration des Terrains en Montagne de l'ONF) relatant l'activité torrentielle passée est évidemment indispensable afin d'évaluer les intensités et fréquences des phénomènes torrentiels et comprendre le comportement hydrologique du bassin versant.

5.2

Méthode des arbres de défaillance (fault tree method) ou arbres des causes

L'analyse est déductive. Par rapport à un élément de l'ouvrage ou du système (le bâti, la voirie), consi-

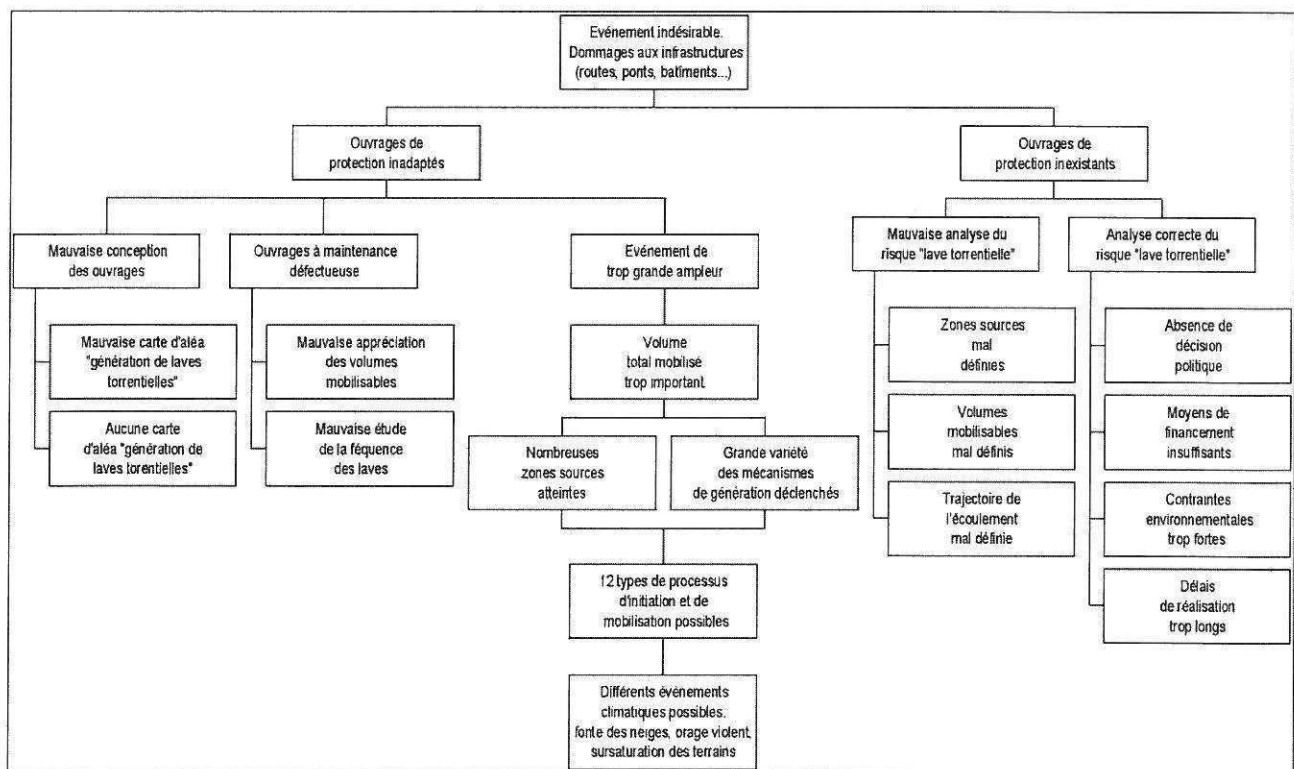


FIG. 10 Arbre des défaillances général relatif à des dommages résultant de l'activité torrentielle. General fault tree related to damage due to torrential activity.

déré comme générateur de conséquences graves en cas de défaillance, on recherche l'événement ou les conjonctions d'événements susceptibles de conduire à cette défaillance. On peut espérer évaluer la probabilité d'occurrence de cette défaillance à partir des probabilités d'occurrence des événements élémentaires. On construit donc une arborescence se développant d'un aval vers un amont (d'un effet vers des causes).

Il faut donc commencer par une étude de vulnérabilité, recenser tous les ouvrages de correction torrentielle, le bâti et la voirie susceptibles d'être concernés par des dommages dus aux laves torrentielles. Envisageant des dommages sur tel ouvrage, les causes à rechercher peuvent être multiples : implantation contestable (zones du cône de déjection menacées d'après des données historiques), mauvais dimensionnement (digues trop basses, résistance insuffisante à des impacts successifs), entretien défectueux (plages de dépôts non curées), etc. (Fig. 10). Progressivement la démarche conduit vers la reconnaissance d'un ou plusieurs événements initiateurs pouvant être à l'origine du ou des dommages considérés.

Dans le cas de l'Arbonne, on doit considérer :

- des dommages aux digues canalisant le lit du torrent dans son parcours à l'entrée du cône de déjection ;
- une obstruction du passage supérieur de la RN90 au-dessus de l'Arbonne ;
- des dommages qui concerneraient des habitations et aménagements divers sur le cône de déjection et qui résulteraient de l'occurrence d'une lave de fort volume comblant l'espace aménagé en plage de dépôt dans la partie inférieure du cône de déjection et débordant de cet espace ;
- des dommages à la voie ferrée en partie aval du cône de déjection.

Cependant cet inventaire des dommages possibles n'étant pas *a priori* exhaustif, il est intéressant de développer une approche complémentaire, celle des arbres d'événements.

5.3

Méthode des arbres d'événements (*event tree method*) ou arbres des conséquences

L'analyse peut être inductive ou déductive. Toutes sortes d'événements initiateurs d'un écart de fonctionnement de l'ouvrage ou du système, par rapport à son fonctionnement « normal », sont considérées. Pour chacun d'eux, l'analyse la plus exhaustive possible des séquences d'effets induits est réalisée, en repérant évidemment toutes les conséquences jugées dommageables. On construit ainsi une arborescence se développant d'un amont vers un aval (d'une cause vers des conséquences).

Un événement climatique, localisé sur un secteur géographique défini (violent orage sur les crêtes du Roignais par exemple), peut constituer le point de départ d'une arborescence (Fig. 11). Le ou les processus d'initiation susceptibles d'affecter les matériaux des zones sources potentielles identifiées par la carte d'aléa « génération de laves torrentielles » sont considérés, puis les processus de mobilisation, de chenalisation

dans le lit torrentiel et de dépôts le long du parcours ou sur le cône de déjection sont considérés, voire simulés numériquement.

A titre d'illustration on considère un événement déclenchant, présumé de forte probabilité, et les conséquences en résultant (prenant appui sur notre connaissance du terrain et des archives) :

- lors d'un violent orage d'été ou d'une pluie intense sur un manteau neigeux en cours de fonte, déclenchement de plusieurs petites laves au pied des crêtes du Roignais dans des formations meubles de nappes d'éboulis (Figs. 2 et 4) ;
- chenalisation de cette lave de faible volume par le Nant-Blanc, apport d'eau par ses affluents (Clapey-Vert, etc.) et remobilisation de dépôts de laves anciennes (Fig. 5) ;
- augmentation de la vitesse avant l'entrée dans les gorges du Nant-Blanc du fait du rétrécissement du lit du torrent ;
- progression rapide dans les gorges, sous-cavage des berges et mobilisation de nouveaux matériaux (Fig. 6) ;
- ralentissement avant la confluence avec l'Arbonne du fait de la diminution de pente, puis accélération à la confluence du fait de l'arrivée d'un débit liquide important ;
- avancée saccadée de la lave dans le lit moyen de l'Arbonne du fait de la succession de seuils et barrages, avec peu de dépôts laissés le long des berges ;
- en dessous de la cote 1 000 m, remobilisation de faibles volumes d'anciennes laves avant l'arrêt par diminution de pente et élargissement du chenal au niveau de la plage de dépôts (Fig. 7).

L'arbre d'événements (Fig. 11) établi comprend huit séquences ou scénarios possibles, chaque séquence résultant d'une succession d'événements élémentaires :

- la séquence S_1 est très simple. Les zones sources n'étant pas atteintes par les pluies ni par le ruissellement qui en découle, l'initiation de laves est inexistante. Un scénario identique se présente pour la séquence S_2 , les chenaux torrentiels se trouvant trop éloignés des zones sources concernées pour canaliser les écoulements ;
- la séquence S_3 met en œuvre la propagation de la lave qui reste bloquée au niveau des gorges du Nant-Blanc. Cette situation n'est possible que si le volume de la lave est relativement faible (par rapport aux volumes disponibles plus en amont), bien inférieur à 5 000 m³. Les embâcles peuvent ne pas arrêter totalement la lave en mouvement, mais diminuent sa vitesse. La lave peut par la suite s'arrêter lors d'une diminution de la pente. De même, pour la séquence S_4 l'arrêt intervient par diminution de la pente et débordement au niveau d'une courbure prononcée. Compte tenu de la grande distance parcourue par des laves générées dans les environs du Roignais, si elles sont de faible volume (de l'ordre de quelques milliers de m³), elles ne peuvent passer tous les obstacles présents sur le lit du Nant-Blanc puis sur celui de l'Arbonne. Elles s'arrêtent avant d'avoir pu provoquer des dégâts en aval ;

- les quatre séquences S_5 , S_6 , S_7 et S_8 correspondent à une lave qui parvient jusqu'à la plage de dépôts avant la confluence avec l'Isère. Les différences entre les séquences sont dues aux volumes mobilisés et à l'efficacité des protections en place. Ces dispositifs de protection et les mesures d'entretien correspondantes (bar-

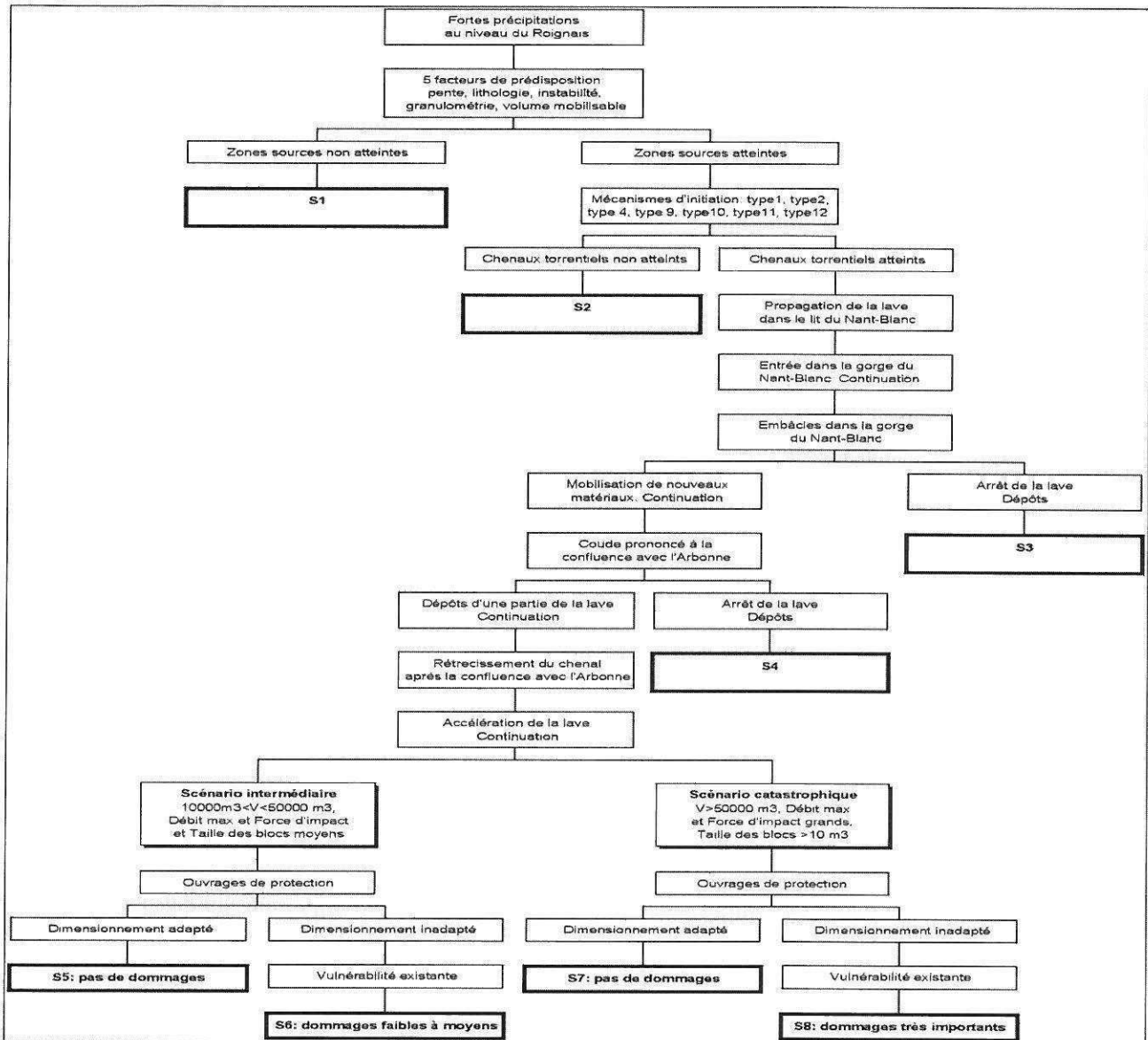


FIG. 11 Arbre d'événements correspondant à l'un des scénarios principaux sur le bassin versant de l'Arbonne. Event tree related to a major debris flow scenario in the Arbonne catchment.

rages, digues situées en amont immédiat de la route nationale pour canaliser un grand volume de lave et de crue torrentielle, lit du torrent dégagé de tout dépôt dès le sommet du cône de déjection, vers la cote 900 m environ) jouent un rôle fondamental dans le déroulement des séquences. De même, le dimensionnement de certains ouvrages de franchissement du lit de l'Arbonne (route nationale, voie ferrée), par leur gabarit, interfère avec le déroulement de l'événement. Enfin le mode de remplissage de la plage de dépôts, lors des arrivées des laves successives, contrôlera d'éventuels processus de débordement sur le cône de déjection.

5.4

Quelle quantification de ces méthodes d'analyse ?

Pour ces deux méthodes, la succession des événements considérés peut être analysée dans le cadre de

la théorie des graphes, prenant en compte des probabilités d'occurrence pour chacun des événements considérés, analysant l'indépendance ou non de ces événements.

Dans notre cas il faudrait être en mesure d'attribuer des probabilités d'occurrence à chaque événement élémentaire et aux séquences en résultant. Dans le cas des systèmes industriels une analyse des fréquences des pannes des composants permet de déterminer un taux de panne pour chacun d'entre eux et de développer une telle approche probabiliste. Mais les systèmes naturels sont fort complexes, et nos données d'archives, très précieuses, sont cependant insuffisantes pour tirer des conclusions de nature statistique sur des événements initiateurs qui nous semblent par ailleurs fortement non stationnaires. On pourrait espérer avoir des éléments plus concrets sur les taux de défaillance partielle ou totale des ouvrages de correction torrentielle, du bâti, de la voirie. La connaissance des types de dépendance entre ces défaillances possibles et la prise en compte de probabilités condition-

nelles permettraient de définir la probabilité d'occurrence de telle ou telle séquence identifiée comme réaliste.

Nous sommes encore loin de cet objectif, peut-être d'ailleurs bien théorique. Cependant, le seul développement de la démarche d'analyse des arbres de défauts et des arbres d'événements a le mérite de forcer la recherche de scénarios réalistes et de les « révéler » en quelque sorte, ce qui permet alors de concevoir les dispositifs ou ouvrages permettant de limiter les dommages qui pourraient résulter de tels scénarios et de mettre en œuvre les méthodes de surveillance adaptées.

6

Conclusion

Le développement des vallées de montagne, des infrastructures de transport et des stations d'altitude rend de plus en plus vulnérable le milieu montagnard. Les risques liés à l'activité torrentielle et spécialement aux laves torrentielles doivent faire l'objet d'analyses approfondies. Les données d'archives apportent une connaissance précieuse sur le comportement hydrolo-

gique d'un bassin versant. Elles doivent être complétées par des investigations de terrain détaillées visant à comprendre les processus de génération de laves torrentielles pour ensuite envisager des modélisations d'initiation et de mobilisation d'une lave, de chenalisation et d'écoulement, d'arrêt enfin. Dans cet article, les efforts ont été concentrés sur l'identification des zones sources potentielles dans le cas du bassin versant de l'Arbonne, avec la réalisation d'une carte d'aléa « génération de laves torrentielles », ainsi que sur l'analyse de scénarios d'événements complets utilisant les techniques d'arbres d'événements et d'arbres de défauts. Ces méthodes, inspirées de l'analyse des risques industriels, permettent d'établir une hiérarchisation des séquences menant aux dommages et de « révéler » des scénarios réalistes jusque-là peut-être non perçus. La définition des méthodes de prévention qui s'imposent alors ne peut que s'en trouver facilitée.

REMERCIEMENTS

Cette recherche a été réalisée avec le soutien financier de la Fondation MAIF dans le cadre d'un programme Risques naturels et Prévention, le service de Restauration des terrains en montagne (Savoie) de l'ONF ayant permis l'accès à ses archives.

Bibliographie

- Antoine P., Pachoud A. – « Enseignements tirés de deux essais de cartographie systématique de glissements de terrain ». *Bulletin de liaison des Laboratoires des ponts et chaussées*, vol. 1, n° spécial 2, 1976, p. 31-39.
- Archetti R., Lamberti A. – « Assessment of risk due to debris flow events. in Debris flow management and risk assessment in the Alpine region (Debris Flow Risk) ». Final Scientific Report, vol. 2, 1999. EC Research Programme, contract ENV4-CT96-0253.
- Bonnet-Staub I. – « Mécanismes d'initiation des laves torrentielles dans les Alpes françaises. Contribution à la maîtrise du risque ». Thèse de doctorat (Géologie de l'ingénieur) de l'École des mines de Paris, 1998.
- Cojean R. – « Roles of water as a triggering factor for landslides and debris flows ». IAHR International Workshop on Floods and Inundations related to Large Earth Movements, Trent, Italy, 1994, p. A-13-1/A-13-19.
- Cojean R., Staub I. – Mécanismes d'initiation des laves torrentielles dans les Alpes françaises. *Comptes rendus du 8^e Congrès de l'AIIGL*, Vancouver, Canada, Balkema, vol. 3, 1998, p. 2075-2082.
- Cojean R., Gênevois R. – « Debris flow triggering, in Debris flow management and risk assessment in the Alpine region ». Final Scientific Report, volume 1, EU contract ENV4 CT96 0253, 1999.
- Comité français de géologie de l'ingénieur – *Caractérisation et cartographie de l'aléa dû aux mouvements de terrain*. Paris, publication LCPC, Coll. « Environnement », 2000.
- Dearman W.R., Fookes P.G. – « Engineering geological mapping for civil engineering practice in the United Kingdom ». *Quarterly Journal of Engineering Geology*, vol. 7, 1974, p. 223-256.
- International Association of Engineering Geology – *Engineering geological maps. A guide to their preparation*. Paris, Unesco, 1976.
- Johnson A.M., Rodine J.R. – « Debris flows ». In : Brunsden D., Prior D.B. Eds. *Slope Instability*. John Wiley & Sons, 1984.
- Laugier P., Cojean R. – « Analysis of scenarios of debris flow events based on initiation hazard mapping. Application to the Arbonne catchment (Bourg-Saint-Maurice, France) ». Communication à EGS2000, Nice, France. Résumé 1 p., 2000.
- Leroi E. – « Landslide hazard. Risk maps at different scales: objectives, tools and developments ». *Comptes rendus du VII^e Symposium international sur les glissements de terrain*. Trondheim, vol.1, 1996, p. 35-51.
- McHarg I.L. – *Design with Nature*. New York, NHP, 1969.
- Meunier M. – *Éléments d'hydraulique torrentielle*. Études du Cemagref, série Montagne n° 1, 1991.
- Meunier M. – « Les progrès de la connaissance et les méthodes d'études des phénomènes torrentiels ». *La Houille Blanche*, n° 3, 1994, p. 25-31.
- Mougin P. – *Les torrents de la Savoie*. Grenoble, Grands Établissements de l'Imprimerie générale, 1914.
- Sanejouand R. – *La cartographie géotechnique en France*. Paris, ministère de l'Équipement et du Logement (DAFU), ARMINES, LCPC, 1972.
- Sorgi-de Gennaro C. – « Contribution à l'étude des facteurs climatiques, géologiques et géotechniques contrôlant la génération de laves torrentielles. Application au secteur de Saint-Martin-de-la-Porte (Savoie, France) ». Thèse de doctorat (Géologie de l'ingénieur) de l'École des mines de Paris, 1999.
- Stiny J. – « Debris flows Die Muren. Wagner'sche Universitätsbuchhandlung ». Translated from the German by Jakob M. & Skermer N. EBA Engineering Consultants Ltd, 1910.
- Takahashi T. – *Debris flows*. IAHR/AIRH Monograph, Balkema, 1991.
- Varnes D.J. – *Landslide hazard zonation: a review of principles and practice*. IAEG Publication. Paris, Unesco, 1984.
- Villemeur A. – *Sûreté de fonctionnement des systèmes industriels. Fiabilité. Facteurs humains. Informatisation*. Coll. de la Direction des études et recherches d'Électricité de France, Eyrolles, 1988.

Simulation numérique de génération de laves torrentielles (Arbonne, France)

P. Laugier & R. Cojean

Centre de Géologie de l'Ingénieur, Ecole des Mines de Paris, Ecole nationale des Ponts et Chaussées,
Université de Marne-la-Vallée, France

RÉSUMÉ: La prévention des risques générés par les laves torrentielles requiert une description détaillée de leurs conditions de génération. Ainsi, les étapes de recherche des processus de génération et d'analyse des facteurs déclenchants succèdent à l'étude des facteurs de prédisposition. Différentes zones sources du bassin versant de l'Arbonne (Tarentaise, France), susceptibles de générer des crues et laves torrentielles de grande intensité ont été étudiées. La simulation numérique des modes de rupture des terrains permet de suivre les conditions de déformation et de rupture progressive. Deux principaux facteurs déclenchants, l'approfondissement d'un front d'infiltration et l'augmentation d'un niveau piézométrique, influencent nettement la stabilité des terrains modélisés. Les zones en rupture, considérées comme génératrices de laves torrentielles, sont localisées précisément et les volumes mobilisables en laves torrentielles évalués.

1 INTRODUCTION

Les laves torrentielles (ou « débris flows ») sont des phénomènes spécifiques des régions de montagne. Ces écoulements, souvent déclenchés par de violentes pluies d'orages, empruntent les chenaux torrentiels et charrient d'importants volumes de roches et de sols gorgés d'eau, parfois de plusieurs dizaines de milliers de mètres cubes par événement. L'intérêt croissant porté ces dernières années à ces phénomènes est motivé par les dommages régulièrement infligés aux ouvrages de correction torrentielle (seuils et barrages), aux zones d'habitat sur les cônes de déjection des torrents, aux infrastructures (routes, voies ferrées).

Chaque bassin versant présente un comportement spécifique dans la mesure où la génération de laves torrentielles est contrôlée par le contexte géologique et géomorphologique, par l'héritage des périodes froides du Quaternaire et, dans certains cas, par l'action de l'homme (impact des stations d'altitude sur le milieu naturel, déforestation).

Pour prévenir puis gérer les risques induits par ces phénomènes, l'analyse de scénarios réalistes d'événements « laves torrentielles » permet de suivre les processus de génération, de propagation et de dépôts. Cette méthode nécessite la reconnaissance géologique des zones sources de matériaux mobilisables. La modélisation de ces zones sources et la simulation des processus de génération des laves torrentielles permettent de préciser les paramètres de rupture et les volumes mis en jeu.

2 LE BASSIN VERSANT DE L'ARBONNE

La méthode d'analyse et de simulation est développée sur le bassin versant de l'Arbonne (région de Bourg-Saint-Maurice, Savoie) qui a fourni par le passé et encore récemment des laves torrentielles d'importants volumes.

2.1 Localisation et description

Situé en vallée de la Tarentaise, ce bassin versant domine la ville de Bourg-Saint-Maurice construite sur le cône de déjection de l'Arbonne, en rive droite de l'Isère.

Le bassin versant présente une superficie d'environ 15 km². Il est limité au NW et au nord par une ligne de crête bien marquée reliant les sommets abrupts. Au SW et au sud, de même qu'à l'est, il est limité par une ligne de crête d'interfluves peu marquée dans la topographie. L'axe de drainage principal est orienté NW-SE. Du point culminant (pic du Roignais, cote 2995 m) à l'apex du cône de déjection (cote 900 m) on mesure une pente moyenne de 20°.

Les principales zones sources de laves torrentielles sont les versants du cirque du Roignais (ancien cirque glaciaire modelé dans les flyschs de Tarentaise), les gorges étroites du Nant-Blanc (principal affluent rive gauche de l'Arbonne) creusées dans les gypses et cargneules, et diverses pentes modelées dans les schistes du Houiller.

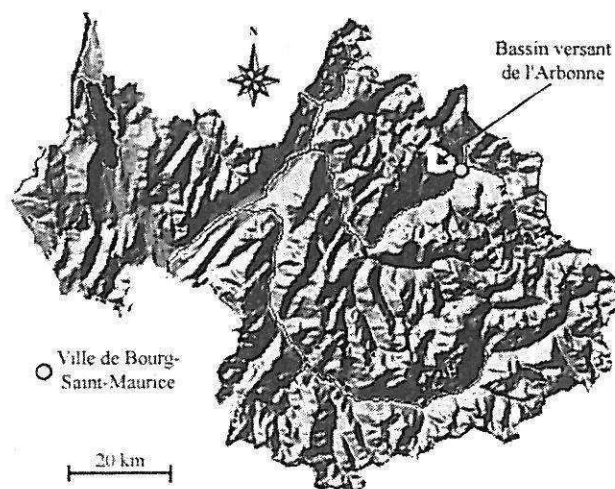


Figure 1. Carte de localisation du bassin versant de l'Arbonne dans le département de Savoie.

2.2 Données climatiques

Le climat de la région de Bourg-Saint-Maurice est de type intra-alpin, avec une température moyenne annuelle de 9°C et un module pluviométrique de 940 mm/an (moyenne sur la période 1946-1999) mesurés à la station de Bourg-Saint-Maurice (altitude: 840 m). La persistance du manteau neigeux est de l'ordre de 5 mois au-dessus de la cote 1500 m.

3 ANALYSE HISTORIQUE DU COMPORTEMENT HYDROLOGIQUE DU BASSIN VERSANT

L'analyse du risque torrentiel propre à un bassin versant ne peut débuter sans une collecte des archives liées aux débordements du torrent et des archives météorologiques.

Mougin (1914) rapporte des travaux d'historiens mentionnant qu'en l'an 163 de notre ère des travaux d'endiguement de l'Arbonne et de relèvement des ponts étaient déjà entrepris pour se protéger des crues du torrent. La ville médiévale fut aussi très largement détruite au XIV^{ème} siècle, suite à une crise du Nant-Blanc et reconstruite quelque peu à l'écart du chenal principal de l'Arbonne (avant que les abords de ce chenal ne soient à nouveau réinvestis dans les temps récents). Des crues ou des laves torrentielles très violentes eurent lieu en 1630 et en 1732. Le pont sur la RN90, traversant l'Arbonne sur le cône de déjection, fut emporté à de multiples reprises ou la RN90 endommagée (en 1810, 1824, 1857, 1868, 1878, 1948, 1996).

L'analyse des archives du service ONF-RTM de Savoie permet d'illustrer certains scénarios récents :

- avec une fréquence biennale à quinquennale, on observe des crues liquides ou de petites laves atteignant ou non l'Isère, sans débordement du lit,

avec des volumes de quelques milliers à plusieurs dizaines de milliers de m³ ;

- avec une fréquence approximativement décennale, on observe des laves torrentielles importantes débordant localement et susceptibles d'endommager les ouvrages (seuils, protections, ponts), avec des volumes de 50 000 à 100 000 m³ ;
- avec une fréquence cinquantennale à centennale, on observe des laves torrentielles exceptionnelles entraînant un débordement généralisé sur une large partie du cône de déjection et emportant des ouvrages, avec des volumes de 100 000 m³ à plusieurs centaines de milliers de m³.

Deux crues torrentielles récentes ont démontré l'importance de l'activité torrentielle de l'Arbonne :

- la crue du 24/07/96 s'est produite à la suite d'averses orageuses (75 mm relevés en 18 h à Bourg-Saint-Maurice). Elle a transporté des blocs de plusieurs m³ et représentait un volume total estimé à environ 250 000 m³ ou 300 000 m³.
- la crue du 13/08/97 résulte d'un orage violent, déclenché sur les crêtes du Roignais. Des laves se sont générées dans des ravines issues des crêtes et se sont propagées jusqu'à la gorge du Nant-Blanc, laissant sur leur trajet une grande partie de leur charge solide, déstabilisant les berges lors de leur passage. Tout au long du chenal de l'Arbonne, la lave a déposé en partie sa charge solide sur de faibles épaisseurs.

4 SIMULATION NUMÉRIQUE DE PROCESSUS DE GÉNÉRATION DE LAVES TORRENTIELLES

Les processus de génération des laves torrentielles sur le bassin versant de l'Arbonne ont fait l'objet d'une description géologique détaillée dans Laugier et al., 2001. Leur identification prend appui sur l'établissement d'une carte géomorphologique précise. Dans cet article nous ne considérons qu'une zone source particulière et présentons les simulations numériques correspondantes.

4.1 Caractéristiques de la simulation numérique

La simulation numérique s'est appuyée sur le logiciel FLAC (Itasca, 1998).

La formulation de base du code de calcul implique un état bi-dimensionnel de déformations planes. Il utilise une méthode de résolution explicite à l'aide de différences finies. Le milieu étant discrétisé en éléments de forme simple définissant un maillage, une solution du problème est recherchée pour le solide déformable considéré, en tenant compte des conditions aux limites.

Dans le cas d'une formulation en grands déplacements les coordonnées des nœuds sont mises à jour à chaque pas de calcul en fonction des déplacements.

Le programme dispose de plusieurs lois de comportement prédéfinies qui permettent en particulier la simulation de réponses hautement non linéaires et irréversibles, de façon réaliste pour des matériaux géologiques.

Un comportement élastique linéaire peut être introduit par l'intermédiaire des paramètres K (module de compressibilité) et G (module de cisaillement). Dans le cas d'un comportement élasto-plastique, une fonction de charge $f = 0$ définit le critère de plasticité (critère de Mohr Coulomb). Une fonction potentiel plastique $Q = 0$ définit la loi d'écoulement plastique.

Des interfaces peuvent être utilisées pour représenter une discontinuité structurale, un contact lithologique ou pour relier deux zones de maillages différents. Le comportement de ces interfaces est défini par des raideurs normale K_n et tangentielle K_t , une résistance à la traction T , une cohésion C et un angle de frottement φ .

Dans la pratique, pour l'analyse des mouvements de versants, le modèle géométrique étant construit, on procède à une « consolidation » dans le but de définir un état de contraintes initiales. La gravité est appliquée au versant, ayant augmenté les paramètres mécaniques des matériaux pour éviter l'apparition de déformations plastiques à ce stade de constitution du modèle, afin de partir d'un état d'équilibre. L'état de contraintes ainsi obtenu représente l'état initial des contraintes du massif.

La « consolidation » terminée, les matériaux reçoivent leurs véritables paramètres mécaniques et divers processus peuvent être simulés. Pour les applications traitées, l'effet hydro-mécanique de la montée d'une surface piézométrique a été analysé, de même que l'effet de la descente d'un front d'infiltration.

Le suivi de l'évolution des caractéristiques du champ de contraintes et du champ de déformations dans le massif, à chaque étape d'un processus particulier, est possible. Le suivi de l'apparition d'indicateurs de plasticité et leur localisation le long d'une ou plusieurs surfaces particulières permet de visualiser le phénomène de « localisation des déformations », l'apparition de surfaces de rupture et le développement éventuel d'un processus de rupture progressive. Ces calculs permettent d'identifier clairement le rôle des facteurs de prédisposition et celui des facteurs déclenchants dans les mécanismes de glissements de terrain.

4.2 Simulation des processus de génération de laves torrentielles sur les pentes du cirque du Roignais

4.2.1 Description de la zone source modélisée

La première zone source modélisée est constituée par des éboulis de flyschs (unité des flyschs de Tarentaise) s'accumulant au pied du pic du Roignais (Fig. 2). Ces éboulis forment les plus hautes zones sources identifiées. Leur granulométrie est très étendue et va de blocs de l'ordre de 1 m au maximum à des particules inférieures au cm. Ces éléments de taille variable proviennent directement des falaises de flyschs.



Figure 2. Vue des pentes du cirque du Roignais avec de petits écoulements de laves torrentielles.

Les cycles de gel-dégel, la couverture neigeuse (épaisseurs très supérieures au mètre lors des hivers les plus rigoureux) générant des avalanches et la fonte des neiges sont des agents érosifs efficaces au niveau de cet ancien cirque glaciaire. L'absence de couverture végétale rend les matériaux superficiels facilement érodables sous l'action de précipitations au caractère érosif très marqué (orages de pluie et de grêle fréquents).

4.2.2 Construction du modèle

La grille du modèle comporte quatre zones principales: le substratum composé de flyschs sains, deux zones intermédiaires constituées de flyschs altérés recouverts d'éboulis profonds, et une dernière zone représentant les éboulis superficiels (Fig. 3). L'épaisseur des éboulis est variable, atteignant 6 m au maximum.

Les caractéristiques géotechniques des matériaux constituant le modèle résultent de la compilation de diverses valeurs obtenues par une étude bibliographique et d'essais d'identification géotechnique et de cisaillement simple réalisés sur la matrice des éboulis superficiels (Tableau 1).

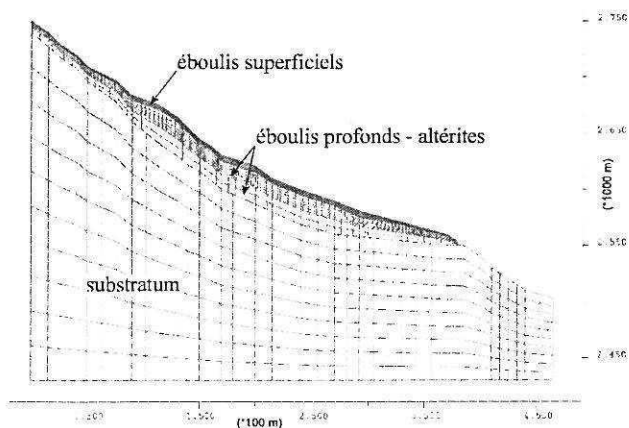


Figure 3. Grille utilisée pour la modélisation du versant nord du Roignais (logiciel FLAC).

Tableau 1. Paramètres mécaniques (1: substratum, 2: flyschs altérés, 3: éboulis profonds, 4: éboulis superficiels).

	γ_{sec} kN.m ⁻³	γ_{sat} kN.m ⁻³	C kPa.	ϕ °	K MPa	G MPa
1	26	26	30000	45	1700	1100
2	22	23	500	40	700	300
3	20	23	100	40	500	200
4	17,5	21	10	38	200	75

4.2.3 Résultats

4.2.3.1. Effets de la montée de la nappe phréatique.

Dans un premier temps, une nappe de type nappe de versant a progressivement saturé les éboulis superficiels. Cette élévation du niveau piézométrique a été poursuivie jusqu'à l'apparition d'une rupture.

(1) - nappe à 6 m de profondeur, puis 5,5 m, 5 m et 4,5 m

Le premier positionnement de la nappe, à l'interface entre les éboulis profonds et les éboulis superficiels (à 6 m de profondeur), fait apparaître dans ces derniers quelques zones où le critère de plasticité est dépassé (par excès de tension ou de cisaillement) (Fig. 4).

Un certain nombre de mailles du domaine constitué par les altérites et les éboulis profonds, situées à proximité du substratum et au niveau de fortes pentes, ont également franchi le seuil de plasticité. Ceci souligne une instabilité potentielle plus en profondeur.

Entre 2655 m et 2620 m environ, une amorce de surface de rupture apparaît au pied de cette zone (Fig. 4, initiation de la rupture soulignée par une ligne en pointillé). Ainsi, dès ce stade, alors que l'eau ne joue aucun rôle au niveau des éboulis superficiels, apparaissent localement des zones entrées en plasticité. Préfigurant de futurs mouvements de terrain, elles renseignent dans un premier temps sur les zones de faiblesses du profil modélisé.

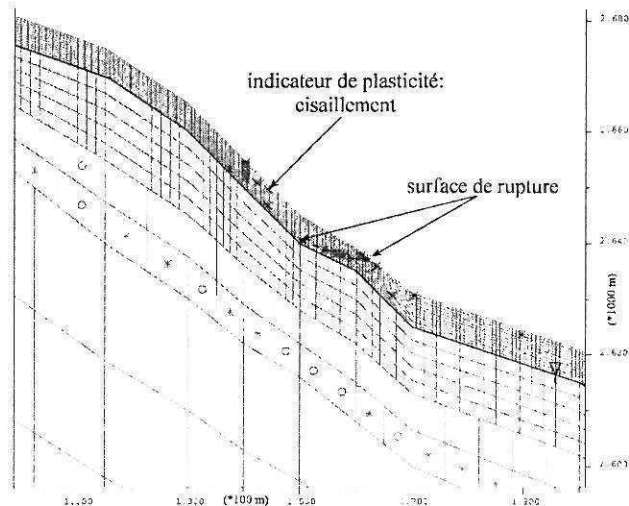


Figure 4. Agrandissement de la zone entrant en rupture vers 2640 m, nappe à 6 m de profondeur.

Les étapes suivantes concernent la montée progressive de la nappe par paliers de 50 cm.

A 5,5 m de profondeur, peu de changements interviennent aux niveaux des régions déjà décrites précédemment. L'amorce de surface de rupture détectée vers 2640 m se développe et la partie aval de cette surface est maintenant soulignée par l'alignement des mailles entrées en plasticité. Les déplacements cumulés restent inférieurs à 5 cm sur l'ensemble de la grille.

A 5 m de profondeur, la progression de la déformation suivant cette surface de rupture est maintenant évidente. Elle se matérialise clairement au niveau des mailles situées juste au dessus de l'interface avec les éboulis plus profonds. Au niveau de la partie aval de la surface, les terrains entrent en plasticité sur la totalité de leur épaisseur. Les déplacements cumulés restent modérés, inférieurs à 6 cm.

La nappe arrivant à 4,5 m de la surface, peu de changements notables sont observables pour les zones déjà entrées en plasticité lors des étapes précédentes. En revanche, de nombreuses mailles entrées en plasticité par excès de traction se révèlent, notamment en partie amont de la surface de rupture en cours de formation, vers la cote 2670 m.

Les déplacements cumulés maximum changent d'échelle en atteignant environ 30 cm vers 2665 m et plus de 25 cm entre 2662 m et 2650 m d'altitude.

(2) - nappe à 4 m de profondeur

La nappe arrivant à 4 m de profondeur, les déplacements augmentent brusquement et dépassent 2 m entre 2680 m et 2630 m, pour le même nombre de pas de calcul que celui défini pour les situations précédentes (correspondant à un état d'équilibre). Dans ce cas, l'équilibre ne peut être atteint.

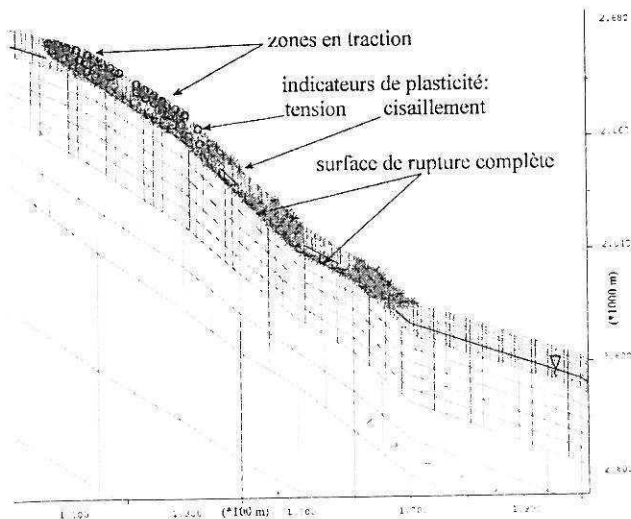


Figure 5. Agrandissement des zones en plasticité vers 2640 m, nappe à 4 m de profondeur.

La surface de rupture, toujours positionnée à la limite entre les éboulis superficiels et profonds, est complètement formée et soulignée par la succession ininterrompue de mailles entrées en plasticité (Fig. 5).

La partie aval de la surface de rupture est bien à la même position que lors des calculs avec les premiers niveaux de nappe. En partie amont de la zone déstabilisée, plusieurs surfaces de rupture secondaires viennent s'enraciner sur la surface de rupture majeure. Sur ces surfaces secondaires, la matière est entrées en plasticité par excès de traction.

On assiste bien à un processus de "localisation" progressive des déformations suivant une surface ou une zone qui devient la surface de rupture, avec excès de cisaillement en partie moyenne et aval de la pente et excès de traction en partie amont, suivant un schéma classique. Le développement de surfaces secondaires, en partie amont, rend compte d'un processus d'évolution régressive vers l'amont.

La cause première de cette déstabilisation de la pente est donc la montée de la surface piézométrique. Le volume des matériaux mobilisés est important puisque les éboulis supérieurs peuvent être déstabilisés sur toute leur hauteur (6 m d'épaisseur dans le modèle étudié). L'étude de terrain montre cependant que la surface affecte rarement, dans la zone étudiée, des épaisseurs supérieures à 2 m. Sans doute faut-il y voir la conséquence d'un effet 3D, non pris en compte dans la simulation, ainsi que l'effet d'écoulements hypodermiques irréguliers, suivant des axes d'écoulement privilégiés.

Considérant une mobilisation de matériaux sur une largeur de 5 m, une longueur de l'ordre de 300 m (la figure 2 donne une illustration de tels phénomènes) et une épaisseur de 2 m, le volume d'une rupture élémentaire représente 3000 m^3 . Les pentes voisines de même type et tout aussi instables, peuvent fournir lors d'un même événement pluviométrique important des

volumes similaires. Au final, le volume apporté au torrent à partir de cette zone source peut atteindre 10000 m^3 ou plus, même si les épaisseurs d'éboulis mobilisées sont faibles.

4.2.3.2. Effets de l'approfondissement d'un front d'infiltration. Une seconde série de calculs a été effectuée pour modéliser la descente progressive d'un front d'infiltration. Les terrains sont peu à peu saturés depuis la surface, les poids volumiques augmentant en conséquence. La descente du front a été modélisée tous les 50 cm par l'augmentation du poids volumique des terrains saturés.

(1) - nappe à 6 m de profondeur:

Avec une nappe à 6 m de profondeur, l'effet de la descente du front d'infiltration est faible. Certes le nombre de mailles entrées en plasticité augmente lorsque le front descend mais leur nombre reste limité et aucune surface de rupture ne se matérialise. De plus, peu de mailles entrent en plasticité par excès de traction.

Les déplacements sont de l'ordre de 3 cm lors de la saturation des premières mailles du terrain et atteignent environ 4 cm lorsque les éboulis supérieurs sont totalement saturés sur 5,5 m d'épaisseur (Fig. 7).

Au stade suivant, tous les éboulis seraient saturés (sur 6 m). Il serait alors physiquement justifié de prendre en compte une brusque montée de la surface piézométrique jusqu'au niveau du terrain naturel. La simulation réalisée montre alors qu'aucun équilibre n'est possible. (Nous avons montré précédemment que la rupture de la pente se déclenche dès une nappe à 4 m de profondeur).

(2) - nappe à 4,5 m de profondeur:

Lorsque l'on considère le cas d'une nappe proche de la surface (à 4,5 m de profondeur), les effets de la progression d'un front d'infiltration sont beaucoup plus marqués.

Le niveau de nappe étant proche de celui provoquant la rupture, de nombreuses mailles sont déjà entrées en plasticité et la surface de rupture est presque complètement formée.

Lors de la descente progressive du front d'infiltration les déplacements augmentent lentement (Fig. 6).

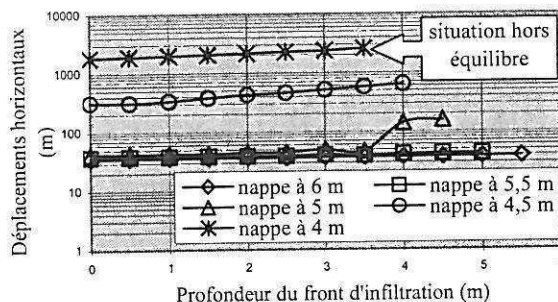


Figure 6. Déplacements en fonction du niveau de la nappe et de la profondeur du front d'infiltration (point de mesure situé en milieu de modèle environ).

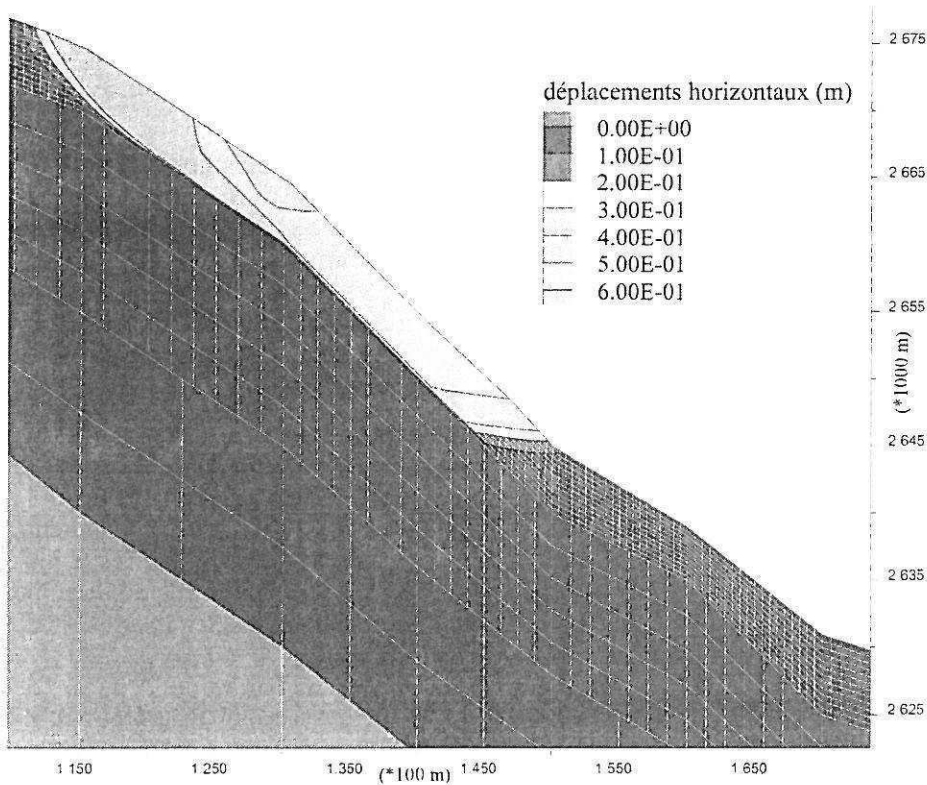


Figure 7. Zones d'iso-déplacements (composante horizontale en m) vers 2640 m pour un front à 4 m de profondeur (nappe à 4,5 m de profondeur).

L'augmentation du poids des terrains sus-jacents à ceux saturés par la nappe est donc néfaste pour la stabilité d'ensemble. Cet effet est cependant variable suivant le niveau de la nappe. Pour une nappe située à 6 m de profondeur les déplacements ne varient que de quelques cm lors de la progression du front d'infiltration. Mais dans le cas d'une nappe à 4,5 m de profondeur, les déplacements augmentent considérablement, passant de 30 cm pour un front d'infiltration (situé à 50 cm sous la surface) à plus de 60 cm pour une épaisseur saturée de 4 m (Fig. 6 et 7).

Il apparaît ainsi que la descente d'un front d'infiltration (résultant d'un orage violent ou de la fonte du manteau neigeux) a un effet négatif sur la stabilité des pentes, d'autant plus qu'existe en profondeur une nappe phréatique dont la surface piézométrique est peu profonde. Dans le cas où le front d'infiltration rejoint la surface piézométrique, on peut assister à une montée très rapide de cette surface piézométrique qui peut pratiquement affleurer. Avec cette hypothèse, on assiste alors à une diminution rapide de l'état de stabilité de la pente.

5 CONCLUSION

Les résultats présentés ci-dessus permettent d'étayer le scénario le plus probable pour la génération de lave torrentielle, depuis la zone source des éboulis du Roignais:

La montée d'une nappe de versant à quelques mètres de la surface, peut résulter d'une longue période de précipitations ou de la fonte progressive d'une couverture neigeuse. Puis un orage violent peut conduire à la saturation des éboulis superficiels et à la descente d'un front d'infiltration. L'orage peut jouer alors le rôle d'un facteur déclenchant en accélérant la déstabilisation des terrains superficiels déjà fragilisés par la remontée de la nappe phréatique.

REMERCIEMENTS

Cette recherche a été réalisée avec le soutien de la Fondation MAIF et du service ONF-RTM.

RÉFÉRENCES

- Itasca, 1998. Flac Manual. Version 4.0. Ed. Itasca Consulting Group.
- Laugier P., Cojean R. 2001. Analyse de scénarios de laves torrentielles à l'aide d'arbres de défaut et d'événement. Application au bassin versant de l'Arbonne (Bourg-Saint-Maurice, France). Revue Française de Géotechnique, N° 95-96: 41-54.
- Mougin P. 1914. Les torrents de la Savoie. Grenoble, Grands Etablissements de l'Imprimerie Générale.

ROLE OF WATER AS A TRIGGERING FACTOR FOR LANDSLIDES AND DEBRIS FLOWS

Roger Cojean ⁽¹⁾

⁽¹⁾ Centre de Géologie de l'Ingénieur, École des Mines de Paris
et École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France

ABSTRACT

Field investigations related to the relationships between rainfall events and the triggering of landslides and debris flows, performed by numerous researchers, are reported.

The mechanisms of initiation of landslides and debris flows due to heavy rainfalls on superficial deposits are then analyzed, taking into account the various mechanical behaviours of granular or cohesive materials and the hydrodynamic processes in saturated or unsaturated soils. In particular, it is underlined that a continuous evolution of rainfalls as a triggering factor may lead to a discontinuous evolution of the stability of the slope, within a progressive deformation and failure process. This matter has to be carefully considered, within the scope of a monitoring programme of unstable slopes and for failure prediction attempts.

Finally, for a given catchment, during heavy rainstorms, it is necessary to consider the various ways for water to trigger deep or shallow landslides or debris flows, and to clearly identify the material source areas and the corresponding upslope water contributing areas.

INTRODUCTION

Heavy rainfalls and rainstorms are known to trigger catastrophic landslides and debris flows, especially in mountainous regions, all over the world. The role of water is evident and the relationship between various hydrometeorological parameters and the triggering phenomenon itself have been studied for many years. These field experimental data allow to get a better understanding of the exact roles played by water, and sometimes can be supported by theoretical considerations and laboratory experiments.

RELATIONSHIP BETWEEN RAINFALL EVENTS AND LANDSLIDES AND DEBRIS FLOWS : AN OBVIOUS FACT BUT A DIFFICULT MATTER

The relationship between the amount or intensity of rainfall and frequency of landslide events has been studied by many authors for more than one hundred years. In Italy, Almagia (1910) published a book on Apennine landslides, in which he listed 300 landslides occurring between the XIth and the XIXth centuries and set out his conclusions concerning the correlations between the regional precipitation levels and the occurrence of landslides. In a similar way, in France, Mougin (1914) published data about the Alpine torrents with detailed descriptions of the geomorphic and geologic characteristics of the catchments, the landslide, debris flow and torrential flood events and the climatic and hydrologic related phenomena. Nowadays, this information source is always of prime interest and allows to draw some conclusions about the rainfall-landslide-debris flow relationships.

Local and regional relationships and prediction methods

Zaruba and Mencl (1969) report on a detailed analysis in the Bohemian Cretaceous region in the Czech Republic. They show that slope movements (first-time landslides and reactivation of old ones) may be expected when a rainy spring follows a wet autumn and winter and the total precipitation of the previous ten months exceeds 700 mm. The studied landslides are deep-seated landslides influenced by a ground water table. The relationship between rainfall and the frequency of landslides is demonstrated, specially by considering the successive three-year averages of precipitations. In fact, it appears that the ground water conditions are influenced by the precipitations of the two preceding years.

On the other hand, Zaruba and Mencl (1969) give the examples of numerous debris flows rapidly triggered by short intense rainstorms in the High Tatry Mountains in the Carpathians. In this case, abundant free debris above the timberline are washed down erosion gullies forming debris flows during heavy rainfalls. They underline that on July 15 numerous debris flows were triggered by a 52 mm heavy rain with an intensity of 26 mm/h during two hours. On the contrary, a maximum 24-hours rainfall, amounting to 62 mm on July 16, did not induce any debris flow, owing to its low intensity (5.8 mm/h).

In a study of slope failures in residual soils of Hong Kong, Lumb (1975) found that disastrous events generally occur on these soils when the daily rainfall exceeds 100 mm and the previous 15-day rainfall exceeds 350 mm.

Cotecchia (1978) reports on detailed studies of the relationships between seasonal precipitations and mass movements : In Japan, rainfall of 150-200 mm with an intensity exceeding 20-30 mm/h are indicated as critical. Moreover, landslides seem associated with rainstorms which exhibit "rising intensity limbs" known in Japan as J-type storms.

In Southern California, it has also been established that when the seasonal rainfall reaches approximately 250 mm, an intensity of 6 mm/h will cause debris flows on slopes with gradients between 27° and 45° (Campbell, 1975). It is specified that a 250 mm antecedent rainfall appears to be the total required to bring most of the superficial deposits to field capacity and then the 6 mm per hour intensity might represent the minimum rate at which surface infiltration exceeds subsoil drainage for most of the superficial deposits of this area.

Studies on critical precipitations with a particular reference to the Italian Western Alps have been performed by Govi (1976). It appears that in areas prone to landslides, with saturated soils, the most frequent critical rainfalls are between 100 to 200 mm/day, for reactivation of landslides.

Govi and al (1985) show also that in the western Po basin, rainfall threshold values related to the triggering of landslides in superficial deposits can be defined for each season (Fig.1).

Canuti and al (1985) define a Precipitation Coefficient expressing the degree of danger in relation to a series of daily rains and taking into account the rainfall amounts and the type of soil drainage.

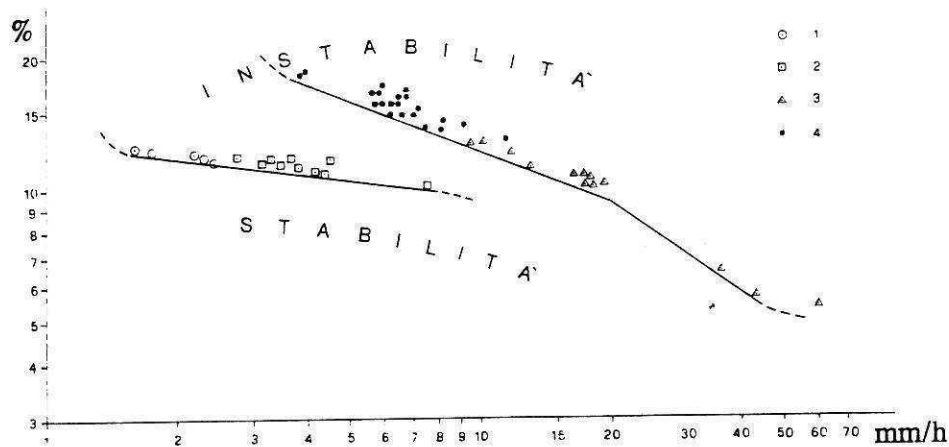


Fig.1 : Relationship between initial stage of soil landsliding in superficial deposits and hydrological parameters : hourly intensity and event rainfall as percentage of mean annual rainfall (1 : winter event, 2 : spring event, 3 : summer event, 4 : autumn event). The lines show the rainfall threshold values above which the early landslides are triggered in the different seasons in the western Po basin (after Govi, M., Moratara, G. and Sorzana, P.F., 1985).

For undisturbed hillslopes under nearly saturated antecedent conditions, Caine (1980) provides a basis for predicting shallow, rapid failures in the absence of data other than mean intensity and duration of rainfall for a particular storm (Fig.2). Caine's threshold relationship can be used as a preliminary introduction to the problem of debris slide, debris avalanche or debris flow triggering.

Gostelow (1991) presents a well documented analysis of these attempts to establish rainfall intensity-duration relationships. For example, he presents the relationships proposed by Wieczorek and Sarmiento (1988) in California : $I = 1,7 + 9,0/D$, where I is the rainfall intensity in mm/h and D the duration of the rainfall event in hours, for debris flow occurrence, and with a required antecedent rainfall of 280 mm (Fig.3). Gostelow stresses also the suggestion of Govi and Sorzana (1980) to use the normalized rainfall (the ratio of storm rainfall to mean annual precipitation) as a better way of presenting data.

Crozier and Eyles (1980) and Crozier (1982) take antecedent rainfall and soil wetness explicitly into account. As reported by Sidle, Pearce and O'Loughlin (1985), they use a running soil water balance in conjunction with an antecedent excess rainfall index that declines exponentially over a ten-day period to continuously assess the soil water status on a daily basis. When landslides and their associated daily rainfalls are plotted in relation to the soil water indices, clear linear thresholds are delineated for a given area, which separate landsliding conditions from nonlandsliding conditions (Fig.4).

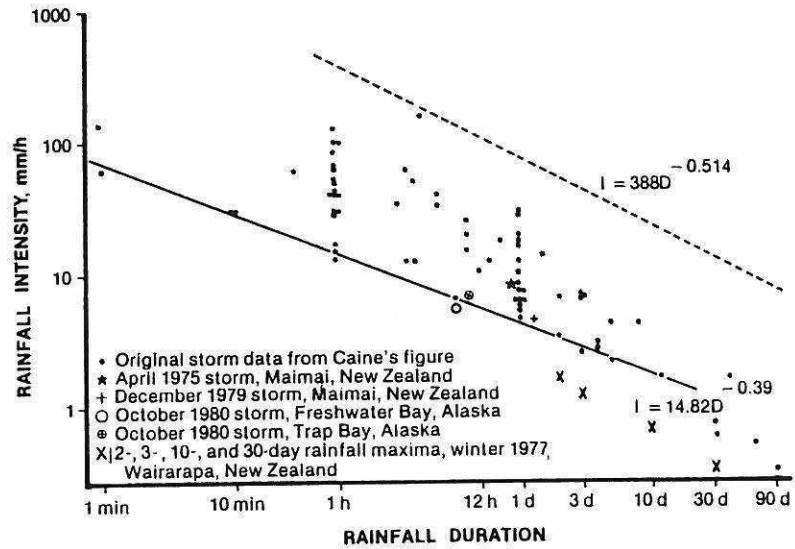


Fig.2 : Rainfall intensities (I) and durations (D) associated with shallow slope failures. The solid line is the failure threshold ; the dashed line represents global maximum precipitation intensities (after Caine, N., 1980, in Sidle, R.C. and al, 1985).

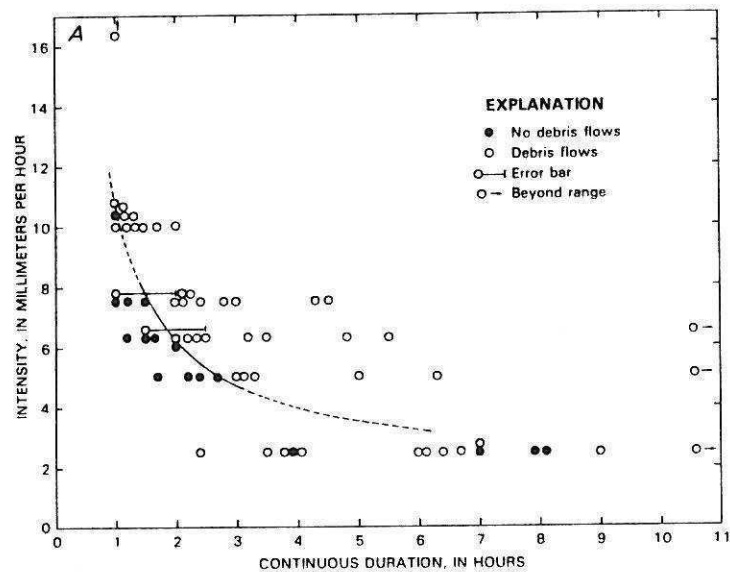


Fig.3 : Relations about rainfall intensity-duration from record of 22 storms in the study area of La Honda, California. Values are related to storms that occurred after a prestorm seasonal threshold of 280 mm. Solid line represents intensity-duration threshold that delineates storm rainfall conditions which resulted in debris flows ; line is dashed where threshold is less uncertain. Storms that occurred before a prestorm rainfall of 280 mm did not trigger debris flows and could be below or above the threshold line (after Wiczorek, G.F. and al, 1988).

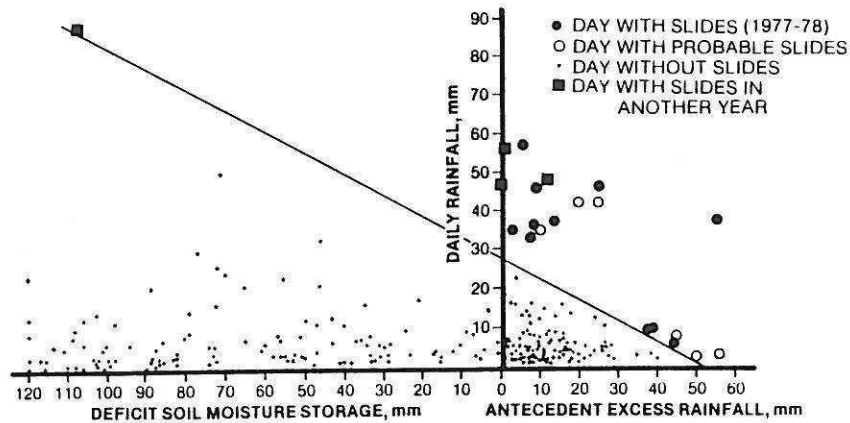


Fig.4 : Days of landsliding in relation to daily rainfall and antecedent soil moisture status ; example from Otago Peninsula, New Zealand (after Crozier, M.J. and Eyles, R.J., 1980 in Sidle, R.C. and al, 1985).

Zimmermann (1990) describes the meteorological situation of summer 1987 which controlled the occurrence of numerous debris flows in Switzerland. In the Lukmanier area, the main part of the storm event lasted 30 to 40 hours. The accumulated precipitation before the occurrence of debris flows varied from 90 to 170 mm, with medium rainfall intensity of about 15 to 45 mm/three hours. He stresses that the antecedent rainfall amount 20 days prior to the events was about 30 to 100 mm. However, figures are slightly different when considering other next areas where debris flows also occurred. Zimmermann also points out that in polar areas, small rainfall amounts such as 30 mm within 12 hours can be sufficient to trigger debris flow activity on slopes.

In some cases, it is possible to correlate rainfall amounts with pore-water pressures or ground water levels and with displacements of unstable slopes and to identify critical values of pore pressure which can trigger first-time slides or reactivate pre-existing shear surfaces (Matichard and Pouget, 1988 ; Azimi and Desvarreux, 1986).

Finally, it is sometimes not sure that we have a good knowledge of the triggering rainfall events. Church and Miles (1987), analyzing rainstorms and debris slides in British Columbia, Canada, suggest that general figures could be misleading and that debris slides might be caused by locally intense short periods of precipitations which are not necessarily observed by a widespread rain gauge network. It is well-known that local topography on the storm track may control the formation of small convection cells and produce short heavy rainfall.

Contribution of these data to the understanding of the triggering mechanisms

All these observations and relationships are of prime interest. Of course, it would be inappropriate to draw general conclusions from all these figures. Some major comments have to be done :

- each relationship between rainfall data and induced landslide has to be considered as closely related to a **given climatic and microclimatic area** with its seasonal characteristics and the induced moisture status of soils. Moreover, it is likely that typical rainfall sequences imply present specific weathering processes of superficial deposits and soil profiles (by leaching and illuviation processes) and general slope groundwater flow characteristics (shallow landslides and debris flow initiation processes may be concerned by this item) ;

– a given geomorphic and geological setting with soil and rock types and structural features predetermine some types of landslides. Relationships between rainfall data and triggered landslides have to be closely related to a **type of landslide**. In particular, shallow landslides have to be well distinguished from deep-seated landslides. In a similar way, landslides in coarse material or altered and fractured rock material have to be distinguished from landslides in cohesive material. For a given rainfall history, infiltration processes, pore-water pressure building-up in the subsoil and groundwater flow may be quite different for each of these cases ;

– moreover, for a given type of landslide, it is necessary to separate two basic groups : **first-time slides and slides on pre-existing shear surfaces**. The mechanical behaviour of these two major categories of mass movement may be very different and also the relationships between rainfall induced pore-water pressure and triggered displacements ;

– at last, considering large unstable and evolutive areas in some regions, we have to consider that **a mass movement has often a history**. For example, it can begin as a rock slump, turn into a debris slide and become a debris flow. During this evolution, the permeability of the material changes, the sensitivity of the unstable slope to pore-water pressure is modified and also the possible relationships between rainfall events and displacements or reactivation of the slide.

ROLES PLAYED BY WATER AS A TRIGGERING FACTOR OF LANDSLIDES AND DEBRIS FLOWS

A better understanding of the role played by rainfall events in the triggering of landslides and debris flows can be found in the analysis of the hydrological processes influencing the stability of slopes.

These processes mainly depend on the rainfall and/or snowmelt regime, the rate of water entry or recharge into the superficial deposits, the transmission rate of water within the superficial deposits and bedrock formations, and evapotranspiration. The relative rates of recharge, transmission and evaporation determine the transient level of groundwater in superficial deposits on slopes and the rise of deep groundwater levels and thus influence the slope stability during rainstorms and/or snowmelt. In this part, we lay stress upon shallow landslides and related mass movements and debris flow initiation processes.

Erosional processes by raindrop impacts, surface runoff or overland flow

It is known that in steep slopes, debris flows can be initiated by **the impact of raindrops and high-speed stream of water**. An intense rain can strike the soil surface as water from a firehose (Johnson and Rodine, 1984). Water then rushes out of rills and erodes the slopes.

In some cases, if the intense rain occurs on a dry coherent soil, the soil may be beaten into a pasty semi-fluid mass before runoff begins and then carried along the slope when the runoff intensity becomes sufficiently great. Materials such as marls and microcracked marlstones and siltstones can be concerned. On the contrary, when soils are at or near saturation at the onset of a storm, in unvegetated and disturbed terrain, overland flow may locally occur and initiate erosional processes and contribute to the initiation of debris flows.

However, the main roles played by water are related to the water recharge and transmission within the superficial deposits and the bedrock and to the resulting shear strength of soil. The purpose of this paper is not to summarize the pertinent works in the field of groundwater hydrology, unsaturated porous media flows, groundwater recharge and watertable fluctuations (cf. Freeze, 1969 ; Vauclin et al, 1976 ; Fredlund, 1978 ; Pullan, 1990). It is to underline the coupled mechanical and hydrological processes related to these phenomena.

Inadequate shear strength of soil

It is necessary to sum up quickly some basic principles related to soil mechanics. This can be done by considering an infinite slope model with a planar potential failure surface parallel to the uniform ground slope and a slope parallel flow (Fig.5). This slope model is not unrealistic for shallow planar failures.

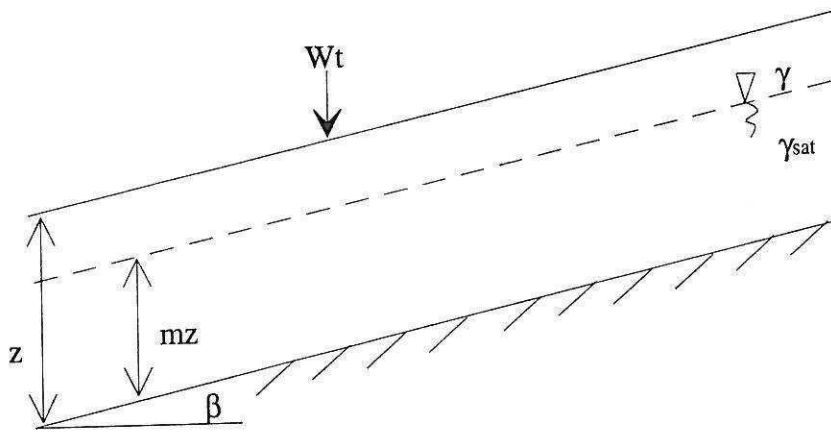


Fig.5 : Definition sketch for infinite slope stability analysis for planar failures

The resistance to failure or shear strength S can be expressed by the Mohr-Coulomb failure law, for saturated soils, as follows :

$$S = C' + C_r + (\sigma - u_w) \operatorname{tg} \varphi' \quad (1)$$

where C' is the effective soil cohesion
 C_r is the root cohesion
 φ' is the effective internal friction angle
 σ is the total normal stress on the potential failure plane
 u_w is the pore water pressure
 $\sigma - u_w = \sigma'$ is the effective normal stress

Limit equilibrium theory can be applied to the analysis of the stability of natural slopes. Considering the available shear strength and the driving forces, a safety factor F is defined as

$$F = \frac{(C' + C_r) + (\sigma - u_w) \operatorname{tg} \varphi'}{\{ W_T + [(1 - m) \gamma + m \gamma_{\text{sat}}] z \cos \beta \} \sin \beta} \quad (2)$$

where γ is the unit weight of soil at field moisture
 γ_{sat} is the saturated unit weight of soil
 z is the vertical soil thickness (or depth of the failure plane)
 m is a constant of proportionality describing the location of the watertable (mz is the vertical height of the watertable above the failure plane)
 β is the slope angle (and failure plane angle)

W_T is the vegetation weight per unit area

The total normal stress σ can be expressed as :

$$\sigma = \{ W_T + [(1 - m) \gamma + m \gamma_{sat}] z \cos \beta \} \cos \beta$$

The pore-water pressure u_w (for a uniform flow parallel to the slope) can be expressed as :

$$u_w = \gamma_w m z \cos^2 \beta \quad (3)$$

where γ_w is the unit weight of water.

The expression of the safety factor (2) can be simplified or modified easily in order to take into account an inhomogeneous soil (with layers parallel to the slope), the existence of a regular wetting front advancing into the upper unsaturated zone or the presence of a perched groundwater.

Sensitivity analyses can be performed in order to underscore the role of the cohesion, friction angle and pore-water pressure on slope stability and then identify possible inadequate shear strength of soils that results in instability ($F < 1$).

Decreasing of soil shear strength due to loss of matrix suction In case of unsaturated soils, the shear strength S can be expressed in terms of the two independent stress state variables, the net normal stress ($\sigma - u_a$) and the matrix suction ($u_a - u_w$), following Fredlund (1978) :

$$S = C' + C_r + (\sigma - u_a) \operatorname{tg} \varphi' + (u_a - u_w) \operatorname{tg} \varphi_b \quad (4)$$

where u_a is the pore-air pressure

φ_b is the angle indicating the rate of change in the shear stress relative to changes in matrix suction

There is a gradual transition from the unsaturated case to the saturated case. When the degree of saturation approaches 100 %, the pore-air pressure u_a becomes equal to the pore-water pressure.

The expression (4) can also be written as follows :

$$S = C' + C_r + [(\sigma - u_a) + \frac{\operatorname{tg} \varphi_b}{\operatorname{tg} \varphi'} (u_a - u_w)] \operatorname{tg} \varphi'$$

and, then, it can be compared to the expression proposed by Bishop (1959) :

$$S = C' + C_r + [(\sigma - u_a) + \chi (u_a - u_w)] \operatorname{tg} \varphi' \quad (5)$$

where χ is a nondimensional parameter varying from 0 for dry soils to 1 for saturated soils.

Moreover, it can be stated that an unsaturated soil has the same internal friction angle as a saturated soil. So, considering the equation (4), it can be claimed that, in an unsaturated soil, the actual cohesion is the following :

$$C_{unsat} = C' + C_r + (u_a - u_w) \operatorname{tg} \varphi_b \quad (6)$$

At increasing matrix suction values $u_a - u_w$, the cohesion is increased.

Thus, we can identify the negative role played by a wetting front which advances into an unsaturated zone and reduces or annihilates the matrix suction. **A loss of matrix suction is followed**

by a loss of shear strength which can be responsible for shallow landslides or initiation of debris flows, with a failure surface within the unsaturated zone. According to Gostelow (1991), this process might be efficient, especially for first-time shallow landslides.

Decreasing of soil shear strength due to the rise of a water table The analysis of the equation (2) leads to the conclusion that an increase of the pore-water pressure u_w can be of paramount importance for the triggering of landslides (shallow or deep-seated landslides).

We consider a particular slope with $W_T = 0$, $C' = C_r = 0$. Then, the equation (2) becomes :

$$F = \frac{(1 - m) \gamma + m \gamma_{sat} - m \gamma_w}{(1 - m) \gamma + m \gamma_{sat}} \times \frac{\text{tg } \varphi'}{\text{tg } \beta} \quad (7)$$

It appears clearly that a rise δm of the water table leads to a decrease δF of the safety factor given by :

$$\delta F = \frac{-\gamma \cdot \gamma_w}{[(1 - m) \gamma + m \gamma_{sat}]^2} \frac{\text{tg } \varphi'}{\text{tg } \beta} \delta m$$

If we assume $\gamma \approx \gamma_{sat}$, it comes :

$$F = \left[1 - m \frac{\gamma_w}{\gamma} \right] \frac{\text{tg } \varphi'}{\text{tg } \beta} \quad (8)$$

It follows that, in saturated conditions with a uniform flow within the slope, **the safety factor is drastically reduced** (approximately by half by comparison with dry conditions in the slope).

From equation (8), it can be derived also :

$$\delta F = - \frac{\gamma_w}{\gamma} \frac{\text{tg } \varphi'}{\text{tg } \beta} \delta m = - \frac{\gamma_w}{\gamma} \frac{\text{tg } \varphi'}{\text{tg } \beta} \frac{\delta m z}{z} \quad (9)$$

Thus, gentle slopes (with β low value) with shallow potential failure planes are very sensitive to a rise of the water table.

Similar results could be produced, when considering circular failure surfaces, as well as polygonal failure surfaces or any failure mechanism.

A general analysis of the problem of slopes submerged by water, taking into account various ground-water levels in the slope was performed by Cojean and Fleurisson (1990) and accounts in particular for the influence of geometrical characteristics of the potential failure surfaces and ground surfaces on the safety factor (Fig.6).

But a major question arises on the exact knowledge of the water table and the induced rising due to a heavy rainstorm or a complex hydrologic and hydrogeologic history concerning the subsoil.

Freeze (1969) has described the mechanism of natural ground-water recharge and discharge and the resulting water-table fluctuations. Considering a one-dimensional, vertical, transient, saturated-unsaturated infiltration process, the following equations can be written, the flow of assumed incompressible water into a homogeneous unsaturated soil being governed by Richard's equation :

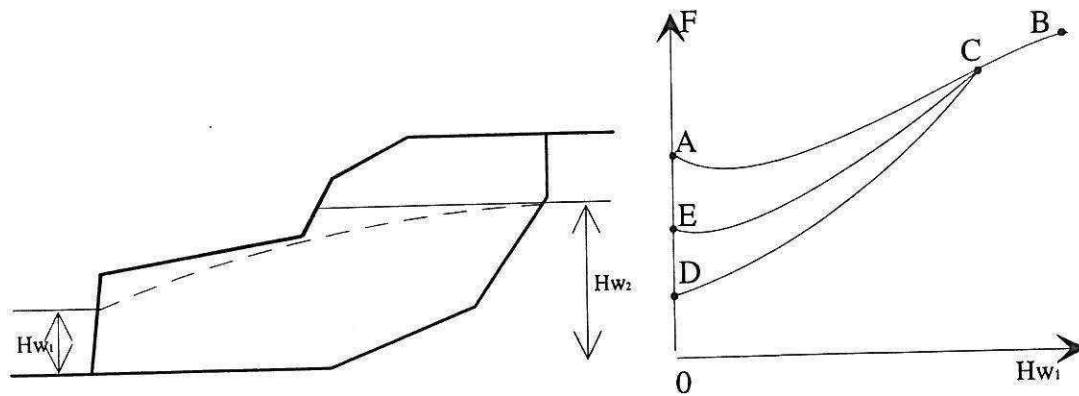


Fig.6 : Influence of groundwater and reservoir water level fluctuations on slope stability. Curve AB : $H_{w1} = H_{w2}$, water level is rising ; curve CD : $H_{w2} = C_{te}$, reservoir water level is lowering (from C to D) with rapid drawdown conditions ; curve CE : $H_{w2} = C_{te}$, reservoir water level is lowering (from C to E) with partial drainage in the slope (after Cojean and Fleurisson, 1990).

$$\frac{\delta}{\delta z} \left[K(\Psi) \left(\frac{\delta \Psi}{\delta z} + 1 \right) \right] = C(\Psi) \frac{\delta \Psi}{\delta t} \quad (10)$$

where z is the elevation

Ψ is the pressure head or matrix suction

$K(\Psi)$ is the hydraulic conductivity

$C(\Psi) = \frac{\delta \Theta}{\delta \Psi}$ is the specific moisture capacity

Θ is the moisture content

The parameter $K(\Psi)$ is related to the conductivity of the unsaturated porous medium. The parameter $C(\Psi)$ is related to the ability of the soil to gain or to lose water. They are not directly connected to the water content of the soil because of hysteretic phenomena and are largely dependent on the type of soil and the wetting and drying history of the soil. It can be noted that for saturated flow $K(\Psi) = C_{te}$ and $C(\Psi) = 0$. These experimental data account for **the importance of the rainfall history antecedent to a landslide triggering heavy rainfall.**

At the ground surface, the boundary condition is :

$$\frac{\delta \Psi}{\delta z} = [R(t) / K(\Psi)] - 1 \quad (11)$$

where $R(t)$ is the flux across the upper boundary (R positive represents rainfall infiltration, R negative represents evapotranspiration).

A free-draining basal boundary condition is assumed at the base of the profile :

$$\frac{\delta\Psi}{\delta z} = [Q(t) / K(\Psi)] - 1 \quad (12)$$

where $Q(t)$ is the rate of groundwater recharge ($Q > 0$, with a downward flow from the base of the model) or groundwater discharge ($Q < 0$, with an upward flow into the base of the model).

Buchanan and al (1990) have used a model based on these equations to produce watertable profiles and discuss about debris avalanches triggered by a heavy rainfall during a storm which occurred in January 1983 in the Smith Creek basin (Washington, USA).

Specific mechanical behaviour of soils and debris and corresponding generated pore-water pressures

For a better understanding of failure mechanisms, and the role played by water, it is necessary to consider the various modes of failure and **the resulting pore-water pressure** generated within the soils. The pore-water pressure generated during the deformation and failure of soils depends mainly on the types of soil or debris, the drainage conditions and the rate of loading. Fig.7 illustrates several effective stress paths which account for the behaviour of the soil skeleton, taking into account the effective stress principle.

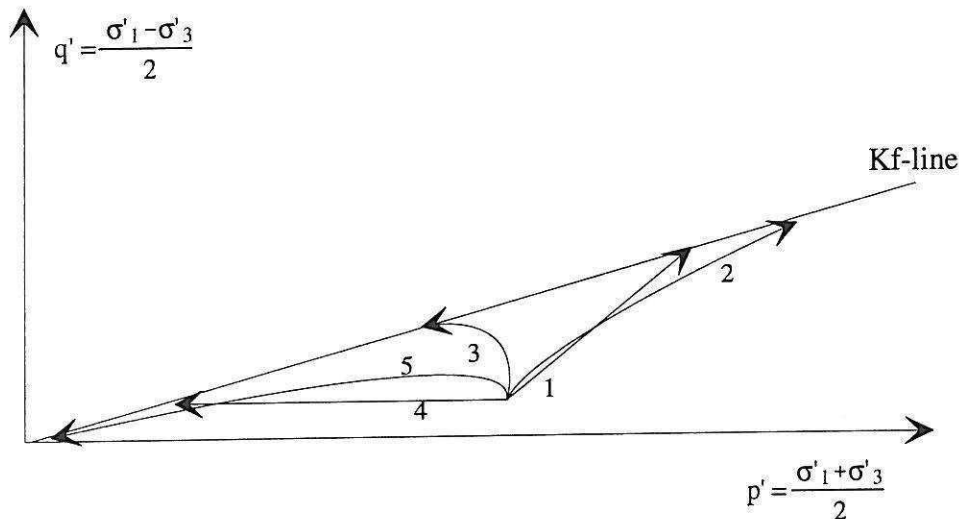


Fig.7 : Effective stress paths for various loadings and soil failures (σ'_1 and σ'_3 are the extreme principal values of the effective stress tensor, K_f line is the failure line). 1 : drained shear test, 2 : undrained shear test for overconsolidated clayey soils, 3 : undrained shear test for normally consolidated clayey soils, 4 : undrained shear test under constant total stress tensor, 5 : undrained shear test with liquefaction phenomenon.

Stress path 1 is related to drained conditions in a triaxial test and stress paths 2 and 3 to undrained conditions, respectively for overconsolidated clayey soils and normally consolidated clayey soils. Stress path 4 is related to a soil behaviour when failure occurs under constant total stresses (which is a little bit unrealistic because of stress readjustment during deformation due to the general progressive failure mechanism). Stress path 5 is related to the phenomenon of soil liquefaction.

Considering the effective stress principle, which links the total stress tensor to the effective stress tensor and the pore-water pressure, and these effective stress paths for different conditions, the pore-water pressure generated during various modes of deformation and failure of soils can be derived.

Peak shear strength and residual shear strength The peak resistance of clayey soils is defined as the peak point of the stress-strain curve (Fig.8). Overconsolidated clays exhibit high and sharp peak resistance with an increase in volume and water content in saturated conditions. Normally consolidated clays exhibit low peak resistance with a decrease in volume and water content. Thus, considering first-time slope failures, the early post failure behaviour can be quite different between overconsolidated clays and normally consolidated clays due to **the contrasted volume changes and water content variations** associated to shear mechanisms.

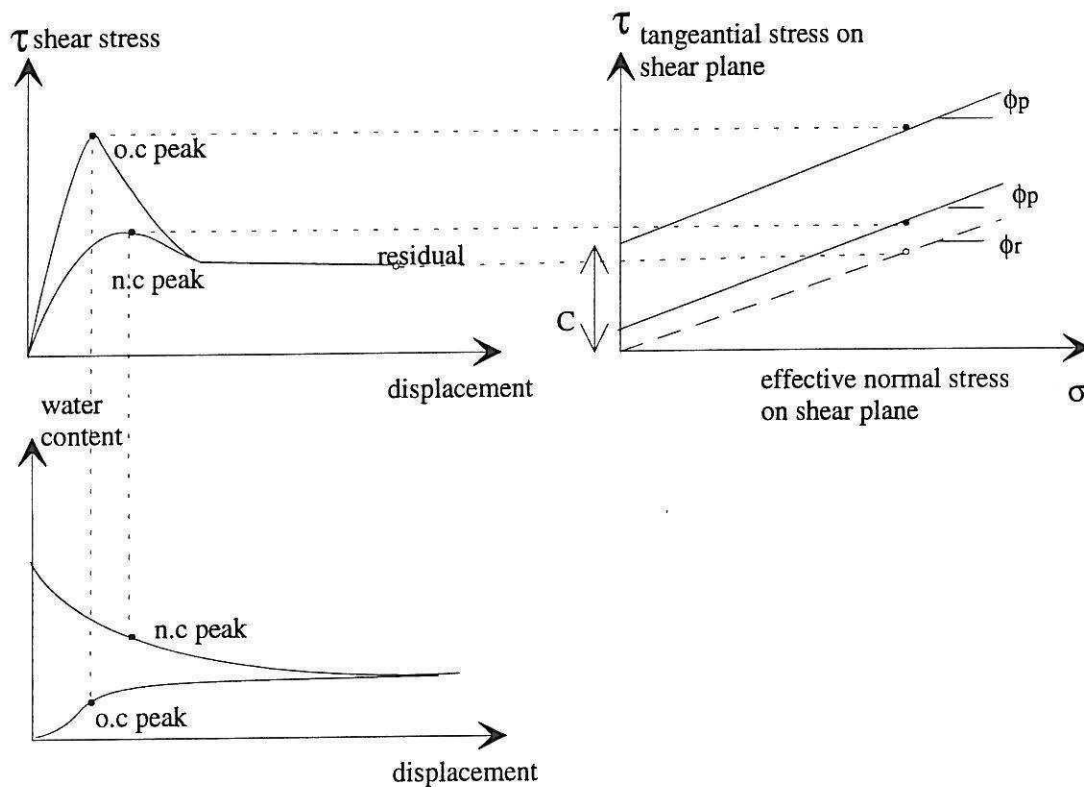


Fig.8 : Relationship between peak and residual conditions for overconsolidated clayey soils (OC) and normally consolidated clayey soils (NC) (after Lambe and Whitman, 1969).

The ultimate or residual strength for large displacements has also to be noted, especially when considering landslides transforming into debris flows. It can be noted (Fig.8) that the residual strength of undisturbed and remolded specimens of a given soil are essentially the same. Under these conditions of large displacements, the water content for a given effective stress appears to be independent of the past stress history (Skempton, 1964). The brittleness index I_B introduced by Bishop allows to quantify the lost of strength of clayey materials due to large displacements :

$$I_B = \frac{S_p - S_r}{S_p}$$

where S_p is the peak shear strength
 S_r is the residual shear strength.

This index indirectly accounts also for a large modification of the soil structure when failure occurs with an increase in volume and the possibility for absorbing water and being easily remolded. It is then an indicator of the soil structure destruction and might account for **the possibility of landslide to evolve into or to initiate debris flows**. This kind of phenomenon is well identified for metastable soils such as quick clays, loesses and some residual soils.

The consistency index I_c can also be taken into account in this respect :

$$I_c = \frac{W_L - W}{W_L - W_p}$$

where W_L is the liquid limit
 W_p is the plasticity limit
 $I_p = W_L - W_p$ is the plasticity index (for the remolded soil)
 W is the water content (for the intact soil)

It accounts for the probable mechanical behaviour of the remolded soil, considering its water content.

Anyway, additional investigations are needed in the field of clay particles mineralogy and clayey soil fabric for a better understanding of the rheological behaviour of these soils.

Progressive deformation and failure process within a slope Under particular conditions, slides in overconsolidated clays and clay shales are preceded by the development of a continuous failure surface by a mechanism of progressive failure (Bjerrum, 1967). This mechanism may occur even though the mean shear strength required for the stability of the slope is below the soil peak strength. The greater the brittleness of a soil, the greater its tendency to develop progressive failures.

The triggering factors of this mechanism can be provided by an undercutting of the slope foot by erosion (**torrent erosion** for example), by the development of a weak zone due to a **decrease of cohesion and shear resistance** or due to a **local rise of groundwater levels at the foot of the slope**. This latter phenomenon can be related to slopes concave in planform and in long profile, which concentrate recharge water and are prone to develop perched water tables. Mechanisms of illuviation and sealing of superficial deposits such as colluvium or scree can also occur at the foot of slopes and favour the rising of perched water tables. The progressive failure can set off from the base of the slope if the local shear stress exceeds the peak shear strength of the soil in this place. Then, movements set in, which reduce the shear strength of the soil down to the residual shear strength. Consequently, the stress concentration moves uphill as shown in Fig.9 and so forth. Some easy calculations (in the simplified model of a uniform slope) show that three cases which depend on the slope gradient and the magnitude of the triggering factor at the foot of the slope can occur :

- a local limited deformation takes place at the foot of the slope and the slope is stable. In this case : $\tau_A = \tau_o + \Delta\tau_A < S_p$, where $\tau_o = \gamma \cdot h \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta$;
- a progressive deformation develops in the slope and stabilizes uphill. The lower slope is then weakened. In this case : $\tau_A = \tau_o + \Delta\tau_A > S_p$ and $\phi_t > \beta$;

– an illimited progressive failure expands and never stops. It is a general failure of the slope. In this case : $\tau_A = \tau_o + \Delta\tau_A > S_p$ and $\phi_r < \beta$.

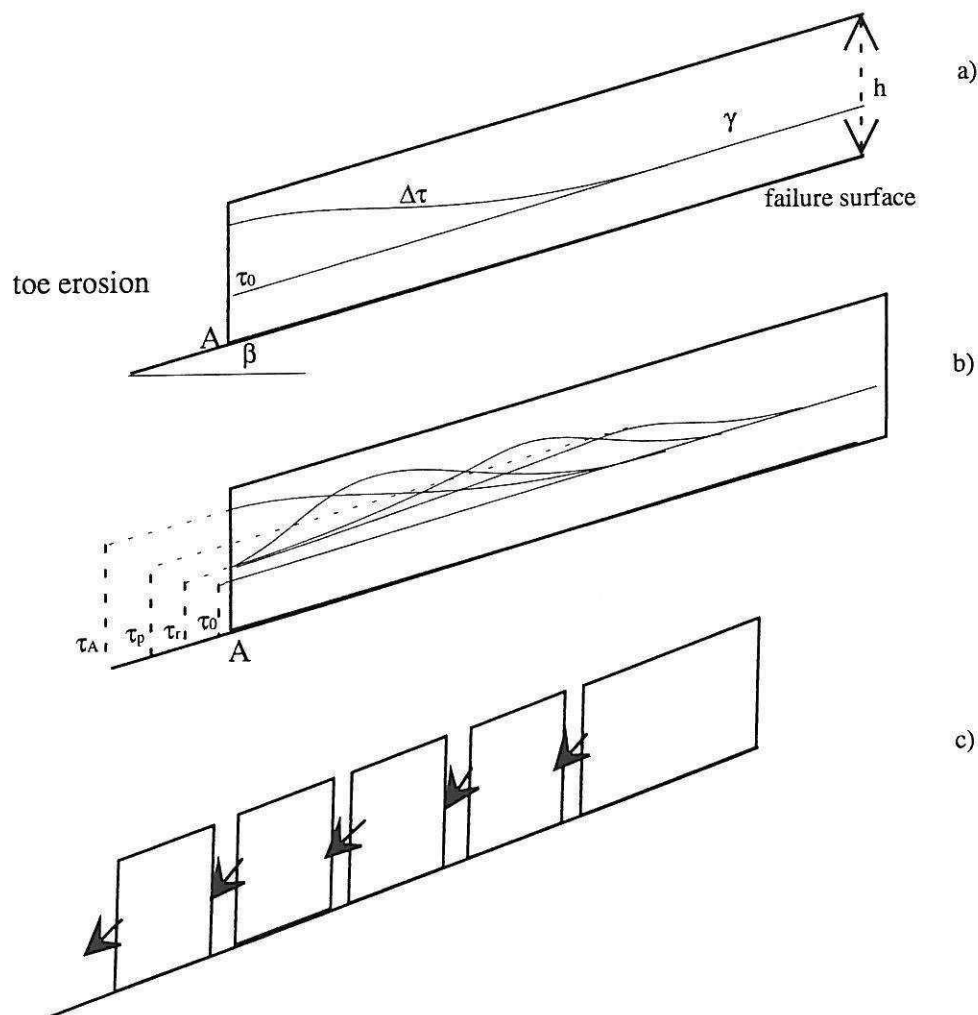


Fig.9 : Progressive deformation and failure.

a : stable slope with local deformation at the toe

b : development of limited progressive deformation. The slope is weakened.

c : illimited progressive failure.

These three cases are very different and it can be underlined that a continuous variation of the triggering factor can induce the change from case 1 to case 2 or case 3 in a discontinuous manner. Liu (1992) has shown that a regular rise of the water table in the slope can trigger the mechanism of progressive deformation. When a particular threshold is reached, the illimited progressive failure occurs. This matter should be carefully considered within the scope of a monitoring programme of unstable slopes and for failure prediction attempts.

Conditions of liquefaction in natural slopes and torrents The phenomenon of liquefaction of saturated sands is well known under rapid loading provided by earthquake tremors and was studied in particular by Seed (1966, 1983). It specially occurs in loose cohesionless fine sands. It might occur in other kinds

of materials such as coarse granular materials in torrent beds and rubbly materials in slope screes. The conditions of a loose structure and a good granulometric sorting have to prevail. In torrent beds, these conditions can be verified, due to the mode of deposition of the materials, and the formation of ground water paths which can leach and wash along fine particles.

In screes and some other slope deposits, the mode of deposition results in loose deposits and the frost heaving contributes also to produce this kind of structure. Rainfalls and snow melting allow some leaching and washing down of fine particles. Depending on the type of scree and the climatic conditions, especially in periglacial areas, these processes could be specified.

Whether or not liquefaction will occur in a granular material is related to whether the material tends to expand or to decrease in volume during shear. The material will decrease in volume for a **void ratio larger than a critical void ratio** which is related to the initial effective confining stress. The granular material being saturated, the contractant deformation induces an increased pore-water pressure which can practically balance the total normal stress in the soil. Then, the effective normal stress being equal to zero, the soil liquefies (Fig.10). Undrained conditions of shear are necessary to produce liquefaction, especially in pervious materials.

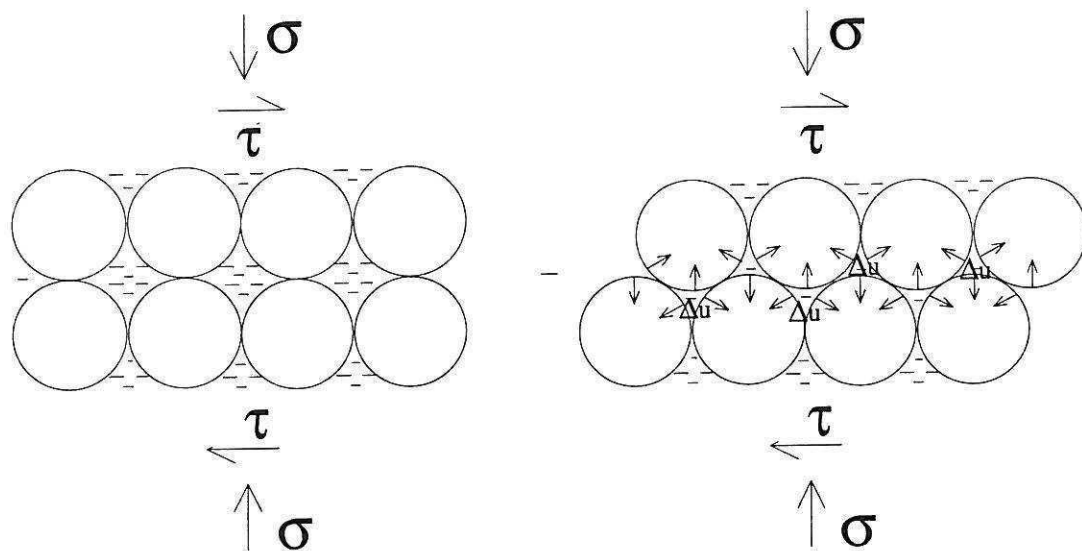


Fig.10 : Scheme of pore-water pressure generation during the shearing of a saturated loose material.

These conditions are encountered in earthquake conditions for which the rapid loading is a well known cause of liquefaction.

Otherwise, rock falls, rock slides and debris slides triggered by rainfalls can start from upper slopes, ride on saturated torrent deposits, give a rapid loading and liquefy the deposits. This phenomenon has been well studied in Japan, especially by Sassa (1985). The initiation of debris flows by loading of torrent deposits due to some failed masse seems to have been recognized in the field. Laboratory experiments with a high speed ring shear apparatus have been performed to measure the internal friction angle of coarse materials during motion and the pore-water pressure generation at the slip plane (Sassa, 1988), in order to support the analysis of liquefaction phenomena.

Finally, we also have to consider the upper parts of some catchments in mountaneous areas, where coarse rock material accumulates on steep slopes and in upper gullies and ravines. During heavy

rainstorms, saturation of these material is possible and slides can occur, due to high hydraulic gradient generated in the slope debris. Then, the mechanism of liquefaction is theoretically possible, even for these coarse materials, and might be a cause of initiation of coarse granular debris flows.

FROM THE STUDY OF A PARTICULAR UNSTABLE SLOPE TO THE STUDY OF A DEBRIS FLOW PRONE CATCHMENT

The catchment can be seen as an open dynamic system in which weathering, erosional processes and mass movements all combine to weaken and to transport regolith, loose rock material and unstable masses downslope to the main channel of the torrent. Run-off water, melt water, capillary water and ground water act on these erosional and transportation processes in various ways as it has been seen. Thus, with the objective of a global debris flow sensitivity analysis of a catchment, it is important firstly to identify the main potential **material source areas** in the catchment and also to characterize the **upslope water contributing areas** from a hydrologic and hydrogeologic point of view.

Hydrological models and slope stability models can be used within Digital Elevation Model and Geographical Information Systems. Physically based models of hydrological processes already exist (e.g. Beven and al, 1979), which take into account the concept of specific catchment area A_i/b_i , where A_i is the upslope water contributing area per unit width of contour b_i (in these models, topographic elements are defined by the intersections of contours and flow tube boundaries). The initial water content of superficial deposits due to subsurface drainage before a rainfall event can be described by a wetness index (e.g. Barling et al, 1994). If it is assumed that the subsurface flow rate is the main controlling hydrologic variable during a period of rainfall or snowmelt, especially for superficial deposits underlain by low-permeability material, then a slope stability model can provide a measure of the relative potential for shallow landsliding (Montgomery, 1994). Critical rainfall values can be derived.

Of course, this approach needs comprehensive field observations to identify the source areas of potentially or presently unstable zones and sampling of soils and coarse materials to characterize their physical and geotechnical parameters. It also needs a correct identification of the role of water as a triggering factor for each of these source areas.

CONCLUSION

The roles of water as a triggering factor of landslides and debris flow are known from a physical point of view, but need additional research works. For a given unstable or potentially unstable area, it remains sometimes difficult to identify the exact way in which water can act on stability. For a given debris flow prone catchment, we also have to cope with the natural variability of superficial deposits and bedrock formations and with the characterization of hydrological, physical and geotechnical properties of soils and rock materials.

Certainly a multidisciplinary approach related to hydrological sciences, geomorphology, soil and rock mechanics and engineering geology has to be promoted.

REFERENCES

- Almagia, R., (1910), Studi geografici sulle frane in Italia, Soc. Geogr. Italiana, 342 p., Roma.
- Azimi, A. and Desvarreux, P. (1986), Étude et prévision des mouvements de terrain. Rev. Ass. Franç. de Topographie, No.28, pp.8-14.

- Barling, R.D., Moore, I.D. and Grayson, R.B. (1994), A quasi-dynamic wetness index for characterizing the spatial distribution of zones of surface saturation and soil water content, *Water Resources Res.*, Vol.30, No.4, pp.1029-1044.
- Beven, K. and Kirkby, M.J. (1979), A physically based variable contributing area model of basin hydrology, *Hydrol. Sci. Bull.*, 24, pp.43-69.
- Bjerrum, L. (1967), Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay shales, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol.93, No.SM5, pp.3-49.
- Buchanan, P., Savigny, K.W. and De Vries, J. (1990), A method for modeling water tables at debris avalanche headscarps, *Journal of Hydrology*, 113, pp.61-88.
- Buchanan, P. and Savigny, K.W. (1990), Factors controlling debris avalanche initiation, *Can. Geotech. J.*, Vol.27, pp.659-675.
- Caine, N. (1980), Rainfall intensity-duration control of shallow landslides and debris flows, *Geograf. Ann.*, 62A, pp.23-27.
- Campbell, R.H. (1975), Soil slips, debris flows and rainstorms in the Santa Monica Mountains and vicinity, Southern California, US Geol. Survey, Prof. Paper 851, 51 p.
- Canuti, P., Focardi, P. and Garzonio, C.A. (1985), Correlation between rainfall and landslides, *Bull. Int. Assoc. Eng. Geol.*, No.32, pp.49-54.
- Church, M. and Miles, M.J. (1987), Meteorological antecedents to debris flow in British Columbia : some case histories, *Geol. Soc. Am. Reviews in Engineering Geology*, 7, pp.63-79.
- Cojean, R. and Fleurisson, J.A. (1990), Influence de la structure géologique sur la stabilité des versants progressivement submergés par la montée d'un plan d'eau, C.R. 6ème Congrès International de l'AIGI, pp.2113-2132, Amsterdam.
- Cotecchia, V. (1978), Systematic reconnaissance mapping and registration of slope movements, *Bull. Assoc. Int. Eng. Geol.*, No.17, pp.5-37.
- Crozier, M.J. and Eyles, R.J. (1980), Assessing the probability of rapid mass movements, *N.Z. Inst. Eng. Proc. Tech. Groups*, 6, 1 (G), pp.247-251.
- Crozier, M.J. (1982), A technique for predicting the probability of mudflow and rapid landslide occurrence, *International Seminar on Landslides and Mudflows, Alma-Ata, USSR*, pp.420-430.
- Freeze, R.A. (1969), The mechanism of natural groundwater recharge and discharge, one-dimensional, vertical, unsteady, unsaturated flow above a recharging or discharging ground water flow system, *Water Resources Res.*, Vol.5, No.1 pp.153-171.
- Fredlund, D.G. (1978), Appropriate concepts and technology for unsaturated soils, *Can Geotech. J.*, Vol.16, pp.121-139.

- Gostelow, T.P. (1991), Rainfall and landslides, CEC Report EUR 12918 EN, Prevention and control of landslides and other mass movements, pp.139-161, Brussels.
- Govi, M. (1976), Laboratorio di ricerca per la protezione idrogeologica nel bacino padano, Torino, Attivita Scientifica svolta nel 1975, CNR, Roma.
- Govi, M. and Sorzana, P.F. (1980), Landslide susceptibility as a function of critical rainfall amount in Piedmont basins (NW Italy), *Studia Geomorphologica Carpatho-Balcanica*, 14, pp.43-61.
- Govi, M., Mortara, G. and Sorzana, P.F. (1985), Eventi idrologici e frane, *Geologia Applicata e Idrogeologia*, Vol.XX, Parte II, pp.359-375, Bari.
- Johnson, A.M. and Rodine, J.R. (1984), Debris flows in Slope Instability, Brunsden, D. and Prior, D.B. Ed., pp.257-361, John Wiley & Sons.
- Lambe, T.W. and Whitman, R.V. (1969), *Soil Mechanics*, 553 p., John Wiley & Sons.
- Liu, A. (1992), Analyse de quelques mécanismes de déformation et rupture progressives de versants instables, thèse de l'École des Mines de Paris, 149 p.
- Lumb, P. (1975), Slope failure in Hong Kong, *Q. Jl. Eng. Geol.*, Vol.8, pp.31-65.
- Mathewson, C.C., Keaton, J.R. and Santi, P.M. (1990), Role of bedrock groundwater in the initiation of debris flows and sustained post-flow stream discharge, *Bulletin of the Association of Engineering Geologists*, Vol.XXVII, No.1, pp.73-83.
- Matichard, Y. and Pouget, P. (1988), Pluviométrie et comportement des versants instables, 5ème Symp. Int. sur les Glissements de Terrains, pp.725-730, Lausanne.
- Meneroud, J.P. (1983), Relations entre la pluviosité et le déclenchement des mouvements de terrain, *Bull. Liaison Labo. P. et Ch.*, No.124, pp.89-100.
- Montgomery, D.R. and Dietrich, W.E. (1994), A physically based model for the topographic control on shallow landsliding, *Water Resources Res.*, Vol.30, No.4, pp.1153-1171.
- Mougin, P. (1914), *Les torrents de la Savoie*, 1251 p., Grenoble.
- Pullan, A.J. (1990), The quasi linear approximation for unsaturated porous media flow, *Water Resources Res.*, Vol.26, No.6, pp.1219-1234.
- Sassa, K., Kaibori, M. and Kitera, N. (1985), Liquefaction and undrained shear of torrent deposits as the cause of debris flows, *Int. Symp. on Erosion, Debris flows and Disaster Prevention*, pp.231-236, Tsukuba, Japan.
- Sassa, K. (1988), Special lecture : Geotechnical model for the motion of landslides, 5th Int. Symp. on Landslides, Vol.1, pp.37-55, Lausanne, Switzerland.
- Seed, H.B. and Lee, K.L. (1966), Liquefaction of saturated sands during cycling loading, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol.92, SM6.

Seed, H.B., Idriss, I.M. and Arango, I. (1983), Evaluation of liquefaction potential using field data, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.109, No.GT3.

Sidle, R.C., Pearce, A.J. and O'Loughlin, C.L. (1985), Hillslope stability and land use, 140 p., *Water Resources Monograph Series 11*, Washington.

Skempton, A.W. (1964), Long term stability of clay slopes, *Géotechnique*, Vol.XIV, 2, pp.77-102.

Vauclin, M. Khanji, D. and Vachaud, G. (1976), Étude expérimentale et numérique du drainage et de la recharge des nappes à surface libre, avec prise en compte de la zone non saturée, *Journal de Mécanique*, Vol.15, No.2, pp.307-348.

Veder, C. (1981), *Landslides and their stabilization*, 247 p., Springer Verlag, Wien, New-York.

Wieczorek, G.F. and Sarmiento, J. (1988), Rainfall, piezometric levels and debris flows near La Honda, California, in storms between 1975 and 1983 in Landslides, floods and marine effects of the storm of January 3-5, 1982, in the San Francisco Bay Region, California, *US Geol. Survey Prof. Paper 1434*.

Zaruba, Q. and Mencl, V. (1969), *Landslides and their control*, 214 p., Elsevier-Academia Prague.

Zimmermann, M. (1990), Debris flows 1987 in Switzerland : geomorphological and meteorological aspects, in *Hydrology in Mountainous Regions, part II*, IAHS Publ. No.194, pp.387-393.

Les critères de mobilité des mouvements gravitaires rapides de grande ampleur

N. Pollet & R. Cojean

Centre de Géologie de l'Ingénieur, Ecole des Mines de Paris, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées,
Université de Marne-la-Vallée, France

J.L. Schneider

UMR 5805 EPOC-CNRS, Université de Bordeaux I, France

RÉSUMÉ: Les avalanches de roches sont des événements peu fréquents, mais catastrophiques pour les populations des régions montagneuses. Des relations statistiques déduites depuis Scheidegger en 1973 proposent une corrélation entre le coefficient de frottement apparent (égal au rapport H/L) et le volume des avalanches de roches. Cependant pour un volume donné, on observe une certaine variabilité de ce rapport H/L. Plusieurs processus de déplacement des masses rocheuses doivent coexister, rendant difficile la délimitation des zones à risque pour des cas futurs. Une comparaison qualitative de 75 cas a permis de retenir trois critères de mobilité: un critère lié au rôle de la topographie sur le déplacement de la masse rocheuse; un critère de friction basale, induisant une perte d'énergie importante par frottements avec le substratum; un critère de comportement qui résulte de la fracturation initiale de la roche et de sa capacité de fragmentation au cours du déplacement.

1 INTRODUCTION

Sturzstroms (Heim 1932), *rock-avalanches* (McSaveney 1978) ou avalanches de roches sont autant de termes utilisés pour décrire les mouvements gravitaires rapides de grande ampleur, tel l'événement de Elm dans les Alpes suisses (1881) décrit par Albert Heim (1932). De nombreuses questions subsistent concernant leur capacité à parcourir de grandes distances et à recouvrir de larges surfaces. Cette notion de mobilité, parfois qualifiée d'«excessive» (Hsü 1975) par rapport aux déplacements rocheux de volumes plus modestes, pourrait résulter de mécanismes de transport spécifiques à ces événements, et encore incompris. Aucune théorie ne permet d'expliquer toutes les caractéristiques observables. Une même théorie ne saurait s'appliquer à tous les événements inventoriés. Il paraît de plus en plus évident qu'un nombre important de facteurs intervient sur le mouvement de ces masses rocheuses, chaque événement pouvant paraître unique. Nous nous intéressons dans cet article à des critères de mobilité.

Une compilation des paramètres mesurés sur de nombreux cas a permis de mettre en évidence des relations statistiques intéressantes, notamment une corrélation remarquable entre le coefficient de frottement apparent H/L et le volume V (Scheidegger 1973, Hsü 1975, Davies 1982). Ce coefficient de frottement apparent est le rapport entre les distances verticales et horizontales du parcours (prenant

comme référence le point le plus haut de la zone de départ et le point le plus éloigné de la zone de dépôt, Fig. 1). Le graphique présenté (Fig. 2) se base sur 73 cas issus de la bibliographie, auxquels s'ajoutent les écroulements de Flims (Suisse) et de La Madeleine (France).

Pour les mouvements gravitaires rapides de grande ampleur (dépassant 1 million de m³), le terme de "size effect" (Erismann 1979, Davies et al. 1999) ou effet d'échelle est généralement employé afin de caractériser une mobilité «excessive». Si on observe que le rapport H/L de ces mouvements gravitaires est généralement inférieur à 0,6 (soit un angle de friction apparent de 31°) et souvent compris entre 0,1 et 0,4 (soit des angles de friction compris entre 6 et 22°), il est évident que des processus autres que le seul frottement de Coulomb interviennent pour expliquer cette mobilité. Erismann (1979) en déduit la nécessité d'une relation entre la mobilité et le volume de roches déplacées.

Pour les mouvements gravitaires rapides de volumes compris entre 1 et 10 millions de m³, la Figure 1 montre que les rapports H/L peuvent être très variables (compris entre 0,1 et 0,7). Les processus à l'origine de la mobilité de ces mouvements doivent donc être très divers.

Par contre, aux mouvements gravitaires de très grande ampleur (volume de 1 milliard de m³ et au-delà) correspond un rapport H/L assez bien défini, voisin de 0,1. Dans ce cas, on peut penser que les très grands volumes en jeu (et les énergies corre-

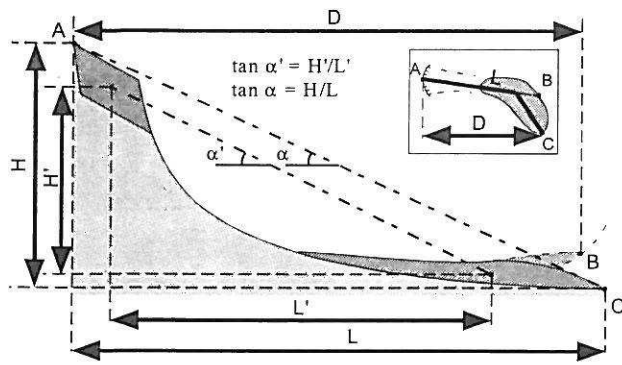


Figure 1. Méthodes de calcul du coefficient de frottement H/L d'une avalanche de roches.

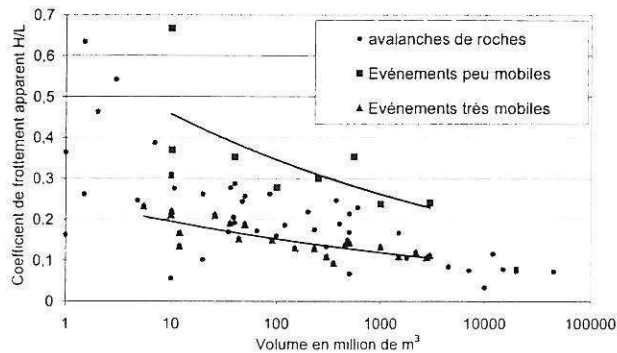


Figure 2. Relation entre le coefficient de frottement apparent H/L et le volume des mouvements gravitaires rapides de grande ampleur.

spondantes) conduisent à une fragmentation intense et la formation d'un matériau homogénéisé dont les lois d'écoulement pourraient être identifiées. On ne peut donc conclure à l'existence d'une corrélation simple entre mobilité et volume du mouvement gravitaire.

Hsü (1975) et Davies (1982) ont distingué des événements "peu mobiles" et d'autres "très mobiles" avec deux lois de corrélation reportées sur la Figure 1. Les événements les moins mobiles sont voisins de la courbe supérieure, et les plus mobiles de la courbe inférieure. Ces deux courbes se rapprochent vers les grands volumes de roches.

2 CRITÈRES DE MOBILITÉ

Le coefficient de frottement apparent est une notion simplificatrice. En réalité, la mobilité résulte des propriétés du matériau rocheux, mais également des caractéristiques des processus de transport et du contexte topographique. Erismann (1979) distingue trois paramètres reliés au déplacement : la gravité, la topographie et la friction.

- La gravité est un paramètre qui peut être considéré comme invariant, sauf à comparer des mouvements gravitaires sur la Terre et sur Mars par exemple.

- La topographie fait référence à la morphologie de la zone de parcours et de dépôt.
- La friction est un phénomène plus complexe à définir. La friction basale agissant au niveau de la surface de contact entre la masse rocheuse et le terrain support doit être considérée. Mais une friction interne génératrice de dissipation d'énergie existe aussi au sein de la roche en mouvement.

Une compréhension précise du rôle de ces trois critères permettrait d'identifier des scénarios potentiels d'avalanches de roches.

2.1 Rôle du contexte topographique

2.1.1 Etude de cas anciens

Des informations peuvent être retirées de l'observation des dépôts d'un événement gravitaire ancien sur le terrain ou de leur cartographie. La forme des dépôts découle de la morphologie du réceptacle dans lequel les débris rocheux vont se déposer, d'où une influence majeure sur la dissipation mécanique de l'énergie. Cette forme est donc une source d'information pour l'étude *a posteriori* des contraintes exercées au cours du déplacement par l'environnement géographique.

- 1 Le dépôt peut avoir une forme lobée avec généralement un escarpement en forme d'amphithéâtre au niveau de la zone source (Fig. 3A).
- 2 Les formes en trapèze présentent fréquemment des rides, résultat d'un étalement latéral de la masse de roches (Fig. 3B) qui ne rencontre aucun obstacle sur les bordures. La distance de parcours et l'épaisseur des dépôts sont plus faibles, mais la surface de dépôt est importante.
- 3 Les formes en "T" ou en "L" résultent d'une déviation contre le flanc opposé de la vallée, avec un ralentissement forcé (Fig. 3C) de la masse rocheuse.

Il est clair que le rôle de ces paramètres topographiques doit être analysé par référence au volume de la masse rocheuse.

Deux paramètres permettent de mettre en évidence l'importance de la contrainte topographique sur des événements anciens (Fig. 1): L , la longueur de la ligne de parcours et D , la longueur de la projection de cette ligne sur l'horizontale perpendiculaire à la direction du versant (Nicoletti et Sorriso-Valvo 1991).

Dans le cas d'une forme lobée, L est proche de D , la déviation est faible. Ainsi, l'avalanche a très peu subi les contraintes topographiques. *A contrario*, son parcours a pu être favorisé par un couloir étroit. Pour les formes en trapèze, le transport sans contrainte du matériau rocheux fait que L est souvent égal à D . Ce n'est évidemment pas le cas des dépôts en forme de "T" ou de "L", où la déviation totale du matériau entraîne une bifurcation, D est par conséquent très inférieur à L .

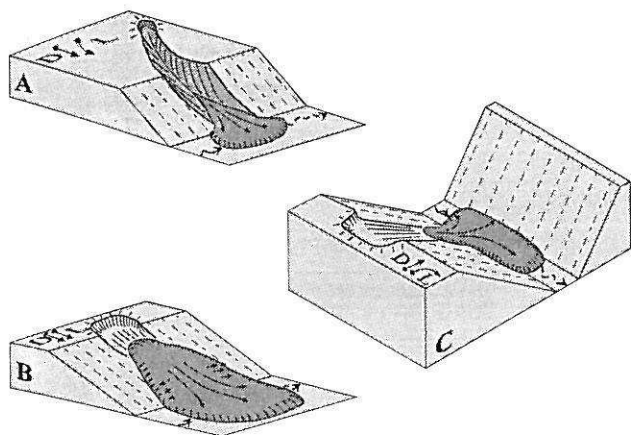


Figure 3. Contrainte topographique visualisée par la forme du corridor de déplacement et des dépôts.

2.1.2 Evaluation du rôle de la topographie

Plusieurs aspects doivent être pris en compte lors de l'évaluation du rôle de la topographie:

- Le bilan énergétique au cours du déplacement est fonction de la pente. Plus l'angle de cette dernière est élevé, plus les forces motrices s'appliquant au mouvement seront grandes et les forces résistantes faibles (d'où des pertes d'énergie faibles par frottement).
- La zone intermédiaire ou corridor présent entre l'escarpement et la zone de dépôt peut ou non favoriser le transport des débris. Si ce passage est étroit et fortement pentu, un effet de canalisation (Fig. 3A) peut faciliter le déplacement allant jusqu'à un gain de vitesse par réduction de la surface de contact avec le substratum. Dans le cas contraire, la présence d'un virage a un effet de ralentissement, tandis qu'une vallée évasée permet l'étalement de la masse rocheuse augmentant la surface de contact (et les pertes d'énergie par frottement basal) au détriment de la mobilité. L'ouverture sur une plaine induit un déplacement multidirectionnel avec un étalement latéral très fort (Fig. 3B). L'épaisseur des dépôts est ainsi faible, et la surface de contact avec le terrain support très importante. On peut donc différencier une mobilité de parcours et une mobilité de surface. Ces deux aspects doivent être considérés pour caractériser l'impact des mouvements gravitaires de grande ampleur.
- Le parcours de la masse rocheuse peut être affecté par la présence d'un ou plusieurs obstacles, agissant directement sur la mobilité par perte d'énergie mécanique lors de l'impact. La hauteur et la morphologie de l'obstacle doivent être considérées. Soit l'obstacle est relativement petit (Fig. 4A) et la masse rocheuse le surpasse sans être fortement affectée (épaisseur e de la masse rocheuse supérieure à la hauteur h de l'obstacle); soit l'obstacle est de taille moyenne et la masse rocheuse passe par-dessus (Fig. 4B) tout en perdant une grande quantité d'énergie ($h \geq e$); soit

l'obstacle est volumineux (tel le versant opposé de la vallée) et la masse rocheuse est stoppée sous la puissance de l'impact (Fig. 4C), avec mouvement arrière ou déviation vers l'aval et l'amont (exemple des dépôts en forme de "T" ou "L" si $h \gg e$).

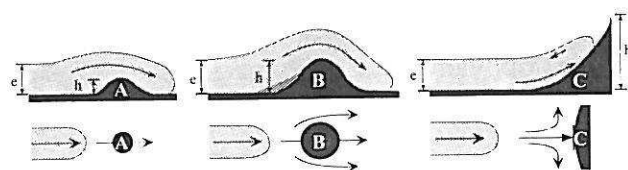


Figure 4. Typologie des obstacles s'opposant au mouvement de la masse rocheuse.

Une prise en compte dès le départ des caractéristiques topographiques locales permet d'estimer la capacité d'une avalanche de roches à parcourir une distance importante et suivant quels scénarios (Tableau 1).

Tableau 1. Rôle de la topographie sur la mobilité des mouvements gravitaires rapides de grande ampleur.

Rôle de la Topographie	Caractéristiques	Exemples
Favorable Fig. 3A, 4A	- Pentes fortes ($>30^\circ$) - Effet de canalisation - Absence d'obstacle	Pandemonium (Canada)
Faible Fig. 3B, 4B	- Pentes modérées - Vallée évasée - Obstacle de taille moyenne	Mont Granier (France)
Contraignant Fig. 3C, 4C	- Pentes faibles ($<15^\circ$) - Vallée large et ouverte - Obstacle volumineux	Flims (Suisse)

2.2 Rôle de la friction basale

Le phénomène de friction basale agit directement sur le processus de transport au niveau des forces de frottement avec le terrain support (Fig. 5). Deux paramètres doivent être pris en compte : la surface totale de contact entre la masse rocheuse en déplacement et le terrain support, ainsi que les caractéristiques propres de ces deux types de matériau. La friction basale qui se développe résulte de ces paramètres. Elle peut être fortement contrôlée par la formation d'une couche limite.

Une forte réduction des contacts avec le substratum engendre une diminution des forces de résistance et par conséquent favorise la mobilité. Cette réduction peut se produire mécaniquement lors d'un passage topographique étroit, l'épaisseur de la masse rocheuse augmente en contrepartie d'une réduction de la surface de contact. Physiquement, les contacts peuvent se limiter à quelques points où la pression est très élevée, c'est l'exemple d'une surface de contact irrégulière de type karst (Fig. 5B₁). La nature de la surface joue également un grand rôle, le frottement de Coulomb dépendant de la nature pétro-

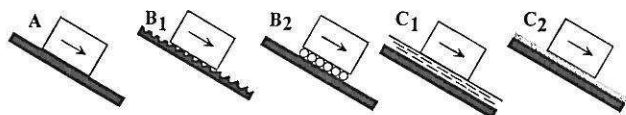


Figure 5. Phénomènes de friction par contact avec le terrain support, dépendant du matériau mis en jeu.

graphique des surfaces en contact. Le frottement est presque nul dans le cas de la neige ou de la glace (Fig. 5C₂), faible dans le cas d'une couche limite argileuse (Fig. 5C₁) mais très fort dans le cas d'un contact direct avec le substratum (Fig. 5A). Une couche limite peut se former, présentant une épaisseur variable de matériau roulant sous la masse rocheuse en déplacement (Fig. 5B₂), conformément au modèle de Pariseau et Voight (1978). On passe ainsi d'un frottement planaire à un frottement de roulement à contacts limités (type roulement à billes) qui facilite le transport. Soit ce matériau provient de la surface du versant (avec érosion et incorporation à la masse en mouvement et de ce fait dissipation d'énergie); soit ce matériau provient du sein même de la masse rocheuse en déplacement avec alors auto-lubrification (Erismann 1979).

D'autres hypothèses réalistes de "lubrification" par l'eau, l'air, un gaz ou un matériau granulaire ont été considérées par certains auteurs. Shreve (1968) propose la présence d'un coussin d'air afin d'expliquer la forte mobilité de l'avalanche de Blackhawk (USA). Habib (1975) montre que l'augmentation de température, résultat des phénomènes de frottement peut conduire à une vaporisation de l'eau interstitielle au niveau de la surface de contact. Heuberger et al. (1984) avancent l'hypothèse d'une fusion partielle de la roche au niveau de la surface de glissement. L'idée d'une vaporisation de l'eau est associée à l'éboulement - glissement du Mont Granier (Goguel et Pachoud 1972). La fusion partielle de gneiss au niveau de la surface de glissement semble avoir été atteinte pour l'événement de Köfels en Autriche (Heuberger et al. 1984).

Une estimation des propriétés de la surface de contact, et de la capacité de la masse rocheuse à réduire sa friction basale par formation d'une couche limite permet de classer la mobilité des mouvements gravitaires suivant que la friction basale est faible, modérée ou élevée (Tableau 2).

2.3 Rôle du comportement de la masse rocheuse et de la friction interne

Pour certains auteurs, le transport de la masse rocheuse peut être analysé à partir du modèle du bloc rigide glissant sur un plan incliné. Pour d'autres auteurs il faut faire référence à la mécanique des milieux granulaires. Suivant qu'il s'agit d'un glissement, d'un écoulement, d'un écoulement ou d'une combinaison de ces phénomènes, la mobilité ne sera pas la

Tableau 2. Rôle de la friction basale sur la mobilité des mouvements gravitaires rapides de grande ampleur.

Friction basale	Caractéristiques	Exemples
Faible Fig. 5C	- Couche de neige, glace ou eau - Niveau argileux ou marneux	Sherman (USA)
Modérée Fig. 5B	- Surface de contact discontinue - Couche limite de matériau en roulement	Blackhawk (USA)
Elevée Fig. 5A	- Contact direct et continu	Flims (Suisse)

même. Cette dynamique du transport résulte du comportement de la masse rocheuse en mouvement. Ce comportement est contrôlé par les caractéristiques initiales du massif rocheux (en particulier son état de fracturation) et par la capacité de la masse rocheuse à évoluer vers un état granulaire au cours du déplacement (fragmentation dynamique conduisant à la réduction granulométrique). La notion de friction interne rend compte de ces processus.

2.3.1 Etat de fracturation

Si la masse rocheuse est homogène sans discontinuité majeure, elle va glisser ou chuter comme un bloc rigide cohérent sans expansion réelle et former un amas de gros blocs (Fig. 6A). Ce mode de transport mal connu dans les événements rapides fait intervenir une perte d'énergie par friction basale (en condition dynamique) lors de la translation.

Par contre, si le bloc est prédécoupé en fragments de toutes tailles, un écoulement granulaire sera envisageable dès les premiers instants du mouvement (Fig. 6B, 6C), et à la translation de la masse rocheuse s'ajoutera un étalement latéral (Davies et al. 1999). La masse rocheuse n'est pas un amas de blocs indépendants. De nombreux contacts entre les éléments existent (Heim 1932). Une certaine fluidification du

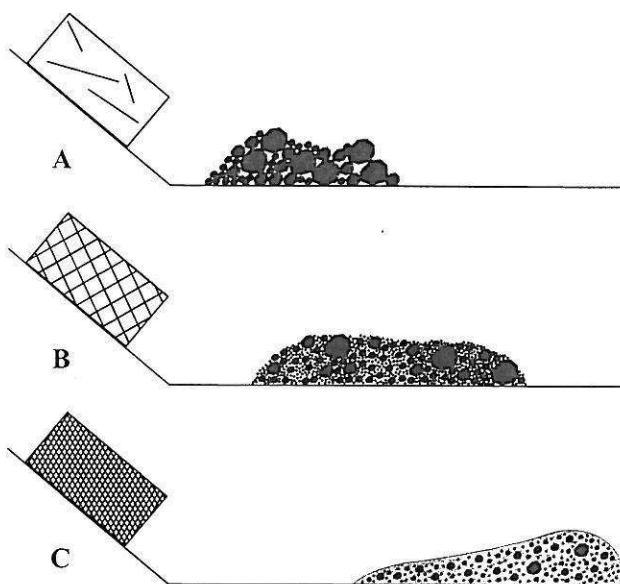


Figure 6. Etat de fracturation du massif rocheux et granulométrie du matériau déposé.

matériau peut se produire en présence d'air, d'eau ou de vapeur (Skermer & Voight et al. 1985). Dans ce cas, la friction interne est faible de même que la dissipation d'énergie associée.

2.3.2 Fragmentation dynamique

Une fracturation peut également intervenir durant le transport par un phénomène de fragmentation dynamique mis en évidence à Flims (Schneider et al. 1999). Ce type de mécanisme complexe dépend fondamentalement du type de roche, de ses caractéristiques mécaniques et des paramètres du mouvement (vitesse, impact, épaisseur, ...). Un carbonate stratifié est plus facilement fragmenté qu'un granite sain et massif. La présence d'un obstacle permet la dissipation d'énergie de la masse en mouvement par fragmentation dynamique du matériau. Ce type de fracturation de la masse rocheuse résulte d'une "force de dispersion isotrope" selon Davies et al. (1999) et se traduit par un "gonflement dispersif isotrope" (Schneider & Fisher 1998) du matériau fragmenté. Alors qu'un bloc rigide est facilement stoppé par un obstacle, le matériau granulaire ainsi produit est dévié et peut continuer de s'écouler vers l'aval (cas des dépôts en forme de "T" ou de "L"). Plusieurs types de fluidification peuvent se réaliser dans ce matériau granulaire.

Plusieurs hypothèses de fluidification ont été proposées. Kent (1966) avance l'idée d'une fluidification par l'air (selon le modèle de Shreve 1968), le volume d'air comprimé s'échappant au sein de la masse rocheuse et engendrant une dilatation. Il manque toutefois de nombreuses évidences physiques de ce mécanisme comme des cheminées verticales d'échappement de gaz, ou même des bulles d'air emprisonnées dans la matrice fine (McSaveney 1978, Cruden & Hungr 1986). Melosh (1979) propose une fluidification acoustique grâce aux vibrations de haute fréquence générées par les chocs entre les grains. Cela a pour effet de réduire la friction interne statique.

Les mécanismes de fluidification permettant une réduction des frottements au sein du milieu granulaire sont encore mal connus. On distingue donc trois cas de réduction de la friction interne : faible, modérée ou élevée (Tableau 3). Notons que la fracturation interne originelle est quantifiable sur le terrain par observation du matériau de la zone source. De plus, l'aptitude à la fragmentation dynamique peut s'étudier au laboratoire par les essais mécaniques appropriés.

3 CONCLUSION

La mobilité des mouvements gravitaires rapide de grande ampleur est une notion déduite de la relation statistique entre le coefficient de frottement apparent et le volume des matériaux déplacés. Si le volume

Tableau 3. Rôle de la friction interne sur la mobilité des mouvements gravitaires rapides de grande ampleur.

Friction interne	Caractéristiques	Exemples
Faible Fig. 6C	- Réseau développé de fractures - Fractures ouvertes ou avec remplissage - Fragmentation dynamique intense possible (écoulement)	Flims (Suisse)
Modérée Fig. 6B	- Réseau peu développé de fractures - Fractures fermées - Fragmentation dynamique possible (écoulement tardif)	Sherman (USA)
Élevée Fig. 6A	- Bloc rigide et massif - Peu de fractures - Fragmentation dynamique faible	Randa (Suisse)

joue un rôle par les effets d'échelle qu'il induit, il faut s'interroger sur les processus physiques qui permettent d'expliquer les distances de parcours parfois considérables observées. Trois critères de mobilité ont été plus particulièrement analysés dans cet article :

- 1 La topographie impose une contrainte importante sur le déplacement des masses rocheuses, en particulier l'angle de pente qui contrôle en partie les pertes d'énergie, la forme du corridor d'écoulement s'il existe, et la présence d'obstacle sur la zone d'épandage ;
- 2 Le frottement par contact avec le terrain support contrôle les pertes d'énergie importantes qui se produisent sous la masse en mouvement. Au niveau de cette surface peut se développer une couche limite jouant un grand rôle sur la mobilité des masses en mouvement ;
- 3 Le comportement de ces masses en mouvement résulte de l'état de fracturation initial du massif rocheux et de son aptitude à se fragmenter. La réduction granulométrique correspondante peut être quantifiée par analyses blocométriques réalisées sur les dépôts et comparaison avec l'état de fracturation de la zone source.

En définitive, ces trois critères de mobilité associés à l'analyse statistique des mouvements gravitaires rapides de grande ampleur permettraient de mieux identifier les zones à risques et les scénarios potentiels de rupture correspondants. La validité de la démarche présentée doit cependant être testée sur des cas-types bien documentés. Des simulations numériques devraient permettre de tester les différentes hypothèses évoquées concernant les critères de mobilité présentés.

REMERCIEMENTS

Ce travail a bénéficié des nombreuses discussions avec le Dr. P. Wassmer.

Cette recherche a été réalisée avec le soutien de la Fondation MAIF dans le cadre d'un programme Risques naturels et Prévention.

RÉFÉRENCES

- Cruden, D.M. & Hungr, O. 1986. The debris of the Frank Slide and theories of rockslide - avalanche mobility. *Can. J. Earth Sci.* 23: 425-432
- Davies, T.R.H. 1982. Spreading of rock avalanche debris by mechanical fluidization. *Rock Mechanics* 15: 9-24
- Davies, T.R.H., McSaveney, M.J. & Hodgson, K.A. 1999. A fragmentation spreading model for long-runout rock avalanches. *Can. Geotechn. J.* 36(6): 1096-1110
- Erismann, T.H. 1979. Mechanisms of large landslides. *Rock Mechanics* 12: 15-46
- Goguel, J. & Pachoud, A. 1972. Géologie et dynamique de l'écroulement du Mont Granier, dans le massif de la Chartreuse, en novembre 1248. *Bull. Bur. Rech. Geol. Minières* 3(1): 29-38
- Habib, P. 1975. Production of gaseous pore pressure during rock slides. *Rock Mechanics* 7: 193-197
- Heim, A. 1932. *Bergsturz und Menschenleben*. Zürich: Fretz und Wasmuth, 219 p.
- Heuberger, H., Masch, L., Preuss, E. & Schröcker, A. 1984. Quaternary landslides and rock fusion in Central Nepal and in the Tyrolean Alps. *Mountain Res. And Developm.* 4(4): 345-362
- Hsü, K.J. 1975. Catastrophic debris streams (sturzstroms) generated by rockfalls. *Geol. Soc. Am. Bull.* 86: 129-140
- Kent, P.E. 1966. The transport mechanism in catastrophic rock falls. *J. Geol.* 74: 79-83
- McSaveney, M.J. 1978. Sherman Glacier rock avalanche. In B. Voight (ed.), *Rockslides and avalanches, 1: Natural phenomena*. Elsevier 197-258
- Melosh, H.J. 1979. Acoustic fluidisation: a new geologic process? *J. Geophys. Res.* 84(B13): 7513-7520
- Nicoletti, P.G. & Sorriso-Valvo, M. 1991. Geomorphic controls of the shape and mobility of rock avalanches. *Geol. Soc. Am. Bull.* 103: 1365-1373
- Pariseau, W.G. & Voight, B. 1978. Rockslides and avalanches: basic principles, and perspectives in the realm of civil and mining operations. In B. Voight (ed.), *Rockslides and avalanches, 1: Natural phenomena*. Elsevier 1-92
- Scheidegger, A.E. 1973. On the prediction of the reach and velocity of catastrophic landslides. *Rock Mechanics* 5: 231-236
- Schneider, J.-L. & Fisher, R.V. 1998. Transport and emplacement mechanisms of large volcanic debris avalanches: evidence from the northwest sector of Cantal Volcano (France). *J. Volcanol. Geotherm. Res.* 83: 141-165
- Schneider, J.-L., Wassmer P. & Ledésert B. 1999. La fabrique interne des dépôts du sturzstrom de Flims (Alpes suisses): caractéristiques et implications sur les mécanismes de transport. *C. R. Acad. Sci. Paris* 328:607-613
- Shreve, R.L. 1968. The Blackhawk landslide. *Geol. Soc. Am.* SP108, 47p.
- Skermer, N.A. & Voight, B., Janda, R.J., Glicken, H. & Douglass, P.M. 1985. Discussion on nature and mechanics of the Mount St Helens rockslide-avalanche of 18th May 1980. *Géotechnique* 35: 357-368.

A slab-on-slab model for the Flims rockslide (Swiss Alps)

Nicolas Pollet, Roger Cojean, Réjean Couture, Jean-Luc Schneider, Alexander L. Strom, Claire Voirin, and Patrick Wassmer

Abstract: The Flims rockslide is the largest landslide in the Alps, with an estimated volume of 12 km³. It resulted from a prehistoric high-speed movement of a large limestone mass. Several main factors influenced the mobility of the Flims rockslide: (i) the steep slopes of the Rhine River valley that blocked the spreading of the rock debris out of the limits of Rabiusa and Carreratobel tributary valleys; (ii) the resisting forces taking place at the base of the rockslide by friction and substratum obstacles; and (iii) the rock mass evolving to a granular state, as observed in the deposits, in which coherence of the original rock massif has been preserved. We expect that most of the energy was consumed by impacting on the opposite slope, forcing the rock mass to stop. Lateral parts and some portions of debris, which entered valleys of the right tributaries of the Rhine River, created tongues by rock avalanche motion, indicating transport velocity. These rock masses eroded the valley fill to create a large mixed mass at the toe of the rockslide deposits. Thus, the Flims rock slope movement can be classified as a rockslide to its middle section and as rock avalanches at its lateral margins. A slab-on-slab model is proposed to characterize transformation of the rock mass during transport, with different stages of motion. Beginning as a rockslide, a delaminating process took place to produce a multislab shearing motion. Shearing and fracturing create dilatancy of the sliding rock debris, with spreading constrained by topographic effects. Dynamic disintegration processes explain the production of fine particles and are at the origin of the granular state of the deposits. Lateral sections of the debris mass continued to flow in the absence of topographic constraints.

Key words: rockslide, rock avalanche, Flims, disintegration, topographic control.

Résumé : Le glissement rocheux de Flims est le cas le plus volumineux des Alpes avec 12 km³ estimés. Ce mouvement gravitaire rapide préhistorique de grande ampleur a affecté un versant calcaire. Plusieurs facteurs ont influencé la mobilité du glissement rocheux de Flims, en particulier : (i) les fortes pentes de la vallée du Rhin, qui ont bloqué l'étalement des débris rocheux ; (ii) les forces résistantes par frottement et collisions contre les hétérogénéités du substratum, à la base de la masse rocheuse ; et (iii) l'évolution de la masse rocheuse vers un état granulaire observé dans les dépôts, tout en préservant une certaine cohérence. L'impact contre le versant opposé de la vallée a consommé une grande partie de l'énergie disponible, forçant la masse rocheuse à s'arrêter. Les parties latérales et quelques autres, en particulier celles ayant pénétré dans les vallons perpendiculaires à la vallée du Rhin, sont à l'origine de rides d'étalement par avalanche de roches, comme une indication de la vitesse de transport. Ces masses rocheuses ont érodé le fond de la vallée pour créer une importante masse de débris mélangés au front des dépôts du glissement rocheux. Par conséquent, le mouvement du versant rocheux de Flims peut être classé comme un glissement pour sa partie centrale, et plusieurs avalanches de roches pour ses parties latérales. Un modèle de glissement couche-sur-couche est proposé pour caractériser la transformation de la masse rocheuse durant le transport, avec différentes étapes de mouvement. Débutant comme un glissement, un processus de délamination prit place pour produire un mouvement cisailant multi-couches. Le cisaillement et la fracturation créent une dilatance de la masse de débris rocheux en glissement avec une expansion contrainte par les effets topographiques. Des processus de désintégration dynamique expliquent la production de particules fines, et sont à l'origine de l'état granulaire des dépôts. Les sections latérales de la masse de débris ont continué à s'écouler en absence de pressions de confinement et de contraintes topographiques.

Mots clés : glissement rocheux, avalanche de roches, Flims, désintégration, contrôle topographique.

Received 4 December 2002. Accepted 10 August 2004. Published on the NRC Research Press Web site at <http://cgj.nrc.ca> on 19 May 2005.

N. Pollet.¹ Centre de Développement des Géosciences Appliquées, Université Bordeaux 1, Bâtiment 18, Avenue des Facultés, 33405 Talence CEDEX, France.

R. Cojean. Centre de Géologie de l'Ingénieur, Université de Marne-la-Vallée, Bâtiment IFI, 5 boulevard Descartes, 77454 Marne-la-Vallée CEDEX 02, France.

R. Couture. Geological Survey of Canada, 601 Booth St., Ottawa, ON K1A 0E8, Canada.

J.-L. Schneider. UMR 5805 EPOC-CNRS, Université Bordeaux 1, Bâtiment 18, Avenue des Facultés, 33405 Talence CEDEX, France.

A.L. Strom. Institute of Geospheres Dynamics of Russian Academy of Sciences, 119334 Leninsky Prospect, 38 Building 1, Moscow, Russia.

C. Voirin and P. Wassmer. UMR 8591 LGP-CNRS, Université Paris 1-Sorbonne, 92198 Meudon CEDEX, France.

¹Corresponding author (e-mail: n.pollet@cdga.u-bordeaux1.fr).

Introduction

Large, rapid gravitational rock slope movements usually exceed 10^6 m^3 in volume (Hsü 1975; Davies 1982; Pollet et al. 2002). Their long runout remains poorly understood, despite 120 years of studies (Heim 1883; McConnell and Brock 1904; Harrison and Falcon 1938; Erismann and Abele 2001). Once failed, a rock mass can transform into a rock avalanche as it accelerates to high velocity (over 30 m s^{-1} ; Kent 1966; Whitehouse 1981). Heim (1932) used several synonyms for this particular kind of exceedingly rapid flowing debris movements (*Trümmerstrom*, *Sturzstrom*, *Schussstrom*, *Fallstrom*, *Wurfstrom*, *Steinstrom* and *Blockstrom*), and Hsü (1978) suggested keeping the term *Sturzstrom*, which likely translates to "fallstream". The term "rock avalanche" is more commonly used in the English literature (McConnell and Brock 1904; Mudge 1965; McSaveney 1978; Davies 1982; Cruden and Hungr 1986). *Sturzstroms*, or rock avalanches, are extremely rapid, massive, flow-like motions of fragmented rock from large rockslides or rock falls (Hungr et al. 2001).

High-speed movements of large rock masses are often characterized by exceptional mobility. Numerous theories have been proposed to explain the excessive mobility of *sturzstroms* (Hungr 1990, 2002; Shaller and Smith-Shaller 1996): air cushion (Shreve 1968a, 1968b), fluidization by trapped air (Kent 1966; Krumdieck 1984), fluidization by vapor (Habib 1975), rock melting or rock dissociation (Erismann 1979), fluidization by dust dispersions (Hsü 1975), mechanical fluidization (Heim 1932; Scheidegger 1975; Hsü 1975; Koerner 1977; Voight 1978; McSaveney 1978; Davies 1982; Campbell 1989), acoustic fluidization (Melosh 1979), shearing of the weaker part of the interacting debris and basement (Grigorian 1979), and lubrication by liquefied saturated soil (McConnell and Brock 1904; Heim 1932). An empirical relationship is often used to illustrate the mobility by the correlation between the apparent coefficient of friction (H/L) and the volume of rock avalanches (Scheidegger 1973; Hsü 1975; Davies 1982; Li 1983; Corominas 1996). However, because of the scattering of H/L values for a given value of volume, it is difficult to estimate the projected horizontal travel distance correctly (Pollet et al. 2002). Therefore, the method based on deposit areas is probably more appropriate for risk estimations of large rock slope movements (Iverson 2002).

The recent work carried out at the prehistorical Flims rockslide deposits provides new insights into the kinematics and dynamic disintegration of *sturzstroms*. This work consists of mapping and detailed studies of the Flims rockslide deposits that are deeply incised by the Rhine River and its tributaries, creating the Swiss Canyon, with excellent exposures. In this paper, outcrops of rockslide deposits are described, and new observations are presented. Specific transport and disintegration processes of the rock mass to a granular state are inferred.

The Flims rockslide

Location

The prehistoric Flims rockslide is the largest rockslide known in the Alps, with an estimated volume of 12 km^3 , and one of the 10 largest terrestrial landslides in the world

(Shaller 1991; Poschinger and Haas 1997; Schneider et al. 1999; Legros 2001). This rockslide took place on the northern flanks of the Rhine River valley (Figs. 1a and 1b), about 15 km upstream of the city of Chur (Grisons, Swiss Alps). The vertical (H) and horizontal (L) travel distances between the top of the scar and the farthest point of the rock deposition are estimated to 2 km and 16.5 km, respectively. The apparent coefficient of friction (H/L ratio, as a travel angle, or *Fahrböschung*; Heim 1932) is equal to 0.12. The Flims rockslide appears to be a high mobile rockslide, but of lower mobility than other rockslides with similar volumes.

Geomorphology

The Flims rockslide deposits are located in the Rhine River U-shaped valley. Between Ilanz and Chur (Fig. 1a), the Rhine River flows through a 2–2.5 km wide valley, with slopes ranging from 20° to 40° . The river has eroded the Flims rockslide deposits to form the deeply incised Swiss Canyon (400 m deep in the middle part of the canyon). The 500 m thick deposits explain the reaches in altitude (1275 m on the north side of the canyon and 1100 m on the south side), indicating that the Flims rockslide did not run up the opposite slope of the valley; rather, most of the energy was consumed by impacting the opposite slope.

Regional geological and structural context

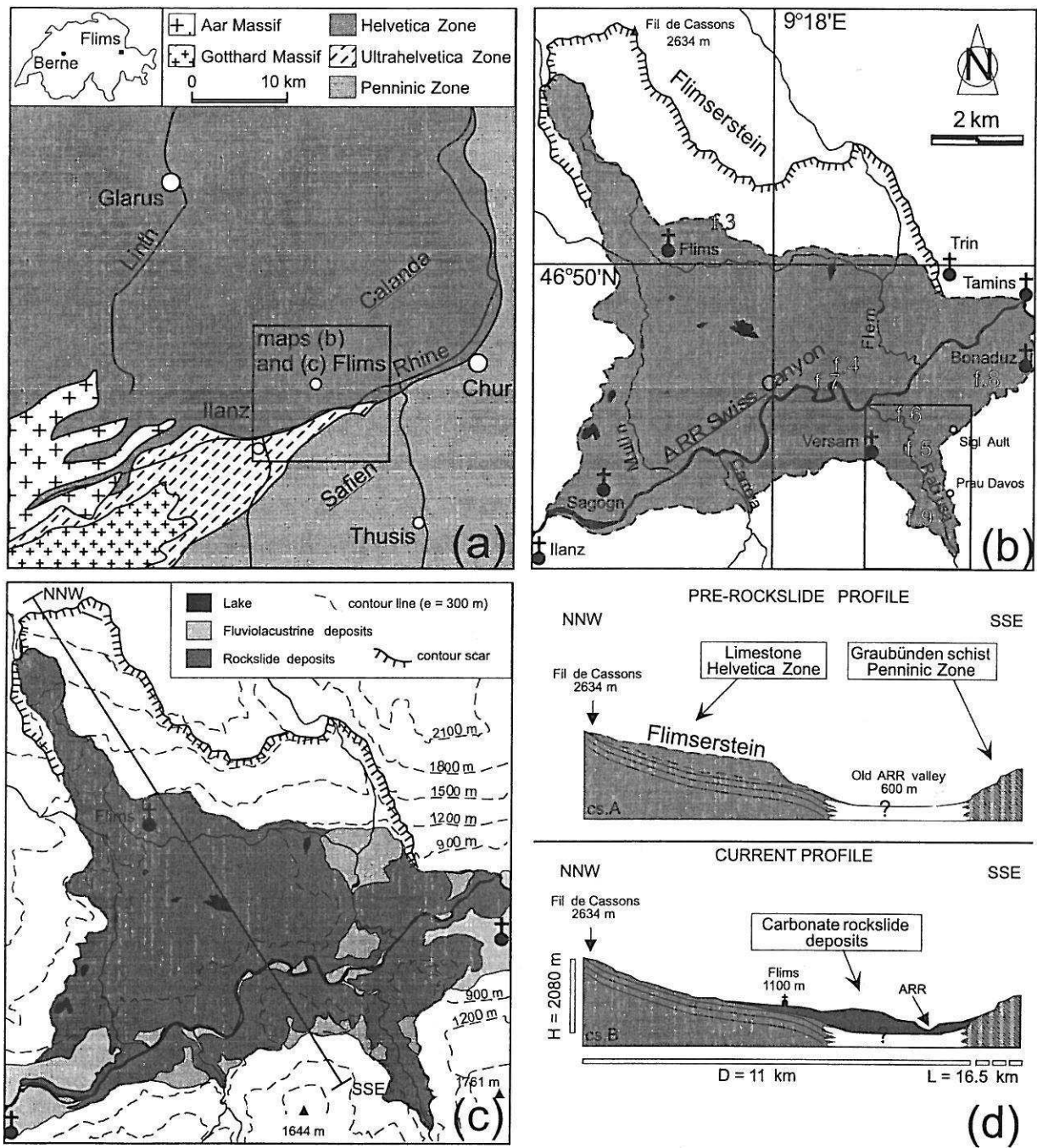
The Rhine River follows the trace of the Chur fault (Fig. 1a). This region of the Alps is affected by earthquakes, such as the 1295 AD earthquake that devastated the city of Chur (Lambert et al. 1998). Six earthquakes of M 3.1–3.9 have been recorded since 1980 (RéNaSS 2004). The Chur fault marks the boundary between the Calanda massif on the north flank of the Rhine valley and the Safien massif on the south flank and corresponds to the transition between the Grava thrust sheet complex of the Helvetica zone (Mürtschen and Glaris nappes of the Calanda massif) to the Mesozoic cover of the Penninic zone (Safien Massif) (Fig. 1a). The Mürtschen nappe is limited at its base by an overthrust plane dipping 20° – 30° to the north, starting in the Rhine River valley and covering the parautochthonous Glaris nappe (Badoux 1967). The Safien massif is composed mainly by Middle Jurassic to Early Cretaceous phyllitic schist (Bundnerschiefer) with quartzite and sandstone (Badoux 1967; Steinmann and Stille 1999).

Geology in the detachment zone

The Flims rockslide mobilized a large part of the Flimsenstein, in the Calanda massif. The 500 m high head scarp is composed of clayey to siliceous metamorphic limestone (marbles) of the Glaris nappe (Fig. 1a), with some fossilized corals (Badoux 1967). Limestone of the Flimsenstein has a uniaxial compressive strength on intact core: $\sigma_c = 58 \pm 20 \text{ MPa}$. The rock is isotropic, with fractures appearing at the crystal scale along calcite minerals. Conversely, a structural anisotropy is recognizable by the presence of bedding planes and foliation surfaces, vertical joints, and calcite veins.

Bedding planes S_0 daylight on the slope as a large fold with a mean dip direction of 22° to $N170^\circ$. These planes divide the in-place rock mass with around 10 cm thick layers. Foliation is visible in these layers, parallel to bedding planes, but the foliation surfaces are discontinuous and un-

Fig. 1. Location maps and cross sections of the Flims rockslide deposits. (a) Geological map of the area. (b) Limits of Flims rockslide deposits (gray color), the main localities, and reference to other figures (Figs. 3–8) in the paper. The Rabiusa ravine is shown in Figs. 5 and 9. (c) Topographic map of the Flims rockslide and post-rockslide deposits. (d) Pre-event (upper) and Post-event (lower) cross sections of the Rhine valley. ARR, Anterior Rhine River.



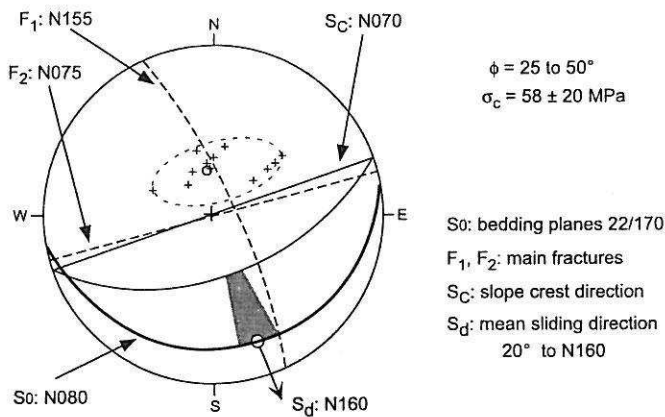
able to create rupture planes. Bedding planes and principal, near vertical fractures have created a large rock block. The sliding direction of the initial rock mass was confined to N160° on a 20°-inclined planar to curved stratification surface (Fig. 2).

Quaternary history and dating

The presence of large blocks in this section of the Rhine River valley was interpreted as either valley glacier deposits

or lateral glacier deposits overlying the Flims rockslide deposits (Heim 1883; corrected in 1932, Skermer 1989). These large blocky deposits could correspond to a late stage of the most recent advance of lateral glaciers, known as the Churer Stadium (Staub 1938; Abele 1970). In the case of glacial expansion, the delicate fragmented rockslide deposits would have been scoured. Morphologically, the Flims rockslide deposits are characterized by the absence of any glacial erosional features (Poschinger and Haas 1997). Gullies and the Swiss Canyon incised by rivers are proof of recent Holocene

Fig. 2. Schmidt stereonet, with the main discontinuities affecting the limestone at the Flimsenstein scar: S_0 (22°) is bedding plane (foliation of the limestone is discontinuous and has same orientation as bedding planes); ϕ is the peak angle of friction for the marmorean to phyllite limestone; and σ_c stands for uniaxial compressive strength made on core samples from the Flimsenstein.



erosion processes working these deposits. Consequently, the rockslide occurred during the Holocene.

Massive, unconsolidated pebble deposits are noticeable in the Rhine River valley near Bonaduz and in the distal part of the Rabiusa ravine (Fig. 1b). These pebbles are interpreted as Holocene deposits displaced by the advancing front of the rockslide (Abele 1997). Pieces of wood found in the pebble deposits of the Rabiusa ravine were dated between 8000 and 9000 ^{14}C years BP. This date was confirmed by subsequent ^{14}C dating to 8360 ± 85 ^{14}C years BP (9487 calibrated years BP $\pm 1\sigma$; analysis No. Lyon-1273-oxa) by Schneider et al. (2001).

The Flims rockslide blocked the Rhine River, impounding a 25 km long lake upstream. The presence of thin lacustrine deposits near Ilanz implies a short period of inundation (max. some years). The lake overtopped and eroded a channel through the rockslide deposits (Schneider et al. 2004).

The irregular morphology of large rock slope deposits is often characterized by hummocks (Ui 1985) or mollards (Goguel and Pachoud 1972; Cassie et al. 1988) but can be induced by postdepositional processes. At Flims, the ground surface of the rockslide deposit could be associated with overtopping processes inducing gullies and mounds.

Observations and analyses at Flims rockslide deposits

The existing subvertical scarps of the Swiss canyon and the Rabiusa ravine are the results of a rapid incision and late calcareous cementation by water infiltration. The observed structures of debris could have resulted from the initial rock mass properties or be associated with specific transport and deposition processes fixed by the sudden stop of the rock mass (Pollet and Schneider 2004). Some outcrops were firstly described by Abele (1970, 1997), Erismann (1979), Poschinger and Haas (1997), Schneider et al. (1999), and Pollet (2000). Our new observations of the Flims rockslide deposits allow the development of a kinematic theoretical model of transport. Five structures have been recognized in

the field and are briefly discussed below: (i) the structured facies; (ii) the chaotic facies; (iii) faults and shear zones; (iv) noncalcareous transported debris; and (v) distally mixed rock masses.

The structured facies

A common feature of the Flims rockslide deposits is the preservation of the original structures of the foliated limestone. A structured facies form the main part of the rockslide deposits accompanied with a bedding and foliation appearing in most of the outcrops in the Rhine River canyon, in the Rabiusa ravine, and in outcrops located on the north side of the Swiss Canyon.

The structured facies display large intact rock slabs separated by fine-grained layers, identified as type-1 discontinuities (Schneider et al. 1999). These discontinuities are very persistent and laterally continuous, containing a fine-grained, highly fractured silty to sandy calcareous material, without any grading and preferential orientation of the particles. The thickness of the intact rock slabs and type-1 discontinuities varies from centimetres to metres and increases from the base to the top of the deposits (Pollet 2000). The type-1 discontinuities exhibit wavy contacts and are concordant with the foliation visible in the slab (Fig. 3).

The slabs correspond to large sedimentary beds preserved, despite the long travel distance. These slabs are disjointed by oblique cracks, described as type-2 discontinuities (Schneider et al. 1999), with centimetre to decimetre spacing (Fig. 3). These type-2 discontinuities display calcareous striae, indicating shearing within the slabs, and never cross type-1 discontinuities.

A spectacular outcrop 11 km from the top of the scarp, documented by Erismann (1979), illustrates the preservation of original structure of the rock mass within the deposits (see Fig. 6). The S-shaped feature consists of a well-preserved double fold of a cataclastic, calcite-rich calcareous layer. The subhorizontal bedding planes of the limestone are clearly visible all around the fold but do not penetrate into the calcite-rich layer. This layer is affected by numerous perpendicular cracks; some of these are nonfractured calcite veins at the outer curved face of the fold. The contact between the calcite-rich calcareous layer and the foliated limestone is not well discerned, probably as a result of their different mechanical properties during transport.

The chaotic facies

The structured facies are observable in the body of the rockslide deposits. However, at the ground surface and lateral margins, it is replaced by the chaotic facies. This facies are composed of coarse-grained limestone blocks in excess of 10 m, embedded in a fine silty to sandy calcareous matrix (Fig. 4). The chaotic facies consist of a zone of variable thickness, with poorly defined contacts with the underlying structured facies. Jigsaw-fit structures are observable at all observation scales.

The chaotic facies are characterized by large preserved rock blocks. One of these blocks is situated in the Rabiusa ravine in the distal area of the deposits (Fig. 5). This 150 m thick block of limestone with a volume of 10^6 m^3 is darker than the adjacent brecciated calcareous material and is highly fractured. Correspondence with the Flimsenstein lime-

Fig. 3. Photograph and sketch of the structured facies in the Il Bord gravel pit. Two structured slabs A with type-1 (S_1) and type-2 (S_2) discontinuities surround an unstructured layer B without marked boundaries. The two structured slabs (S_1) are affected by numerous type-2 discontinuities. Main fractures (F) and bedding planes are always observable and parallel with the type-1 discontinuities. The layer B is more fractured, but bedding planes are observable. Some structured domains are also preserved (with S_0 and S_2). The type-1 discontinuities display a wavy shape and contain a fine-grained material.

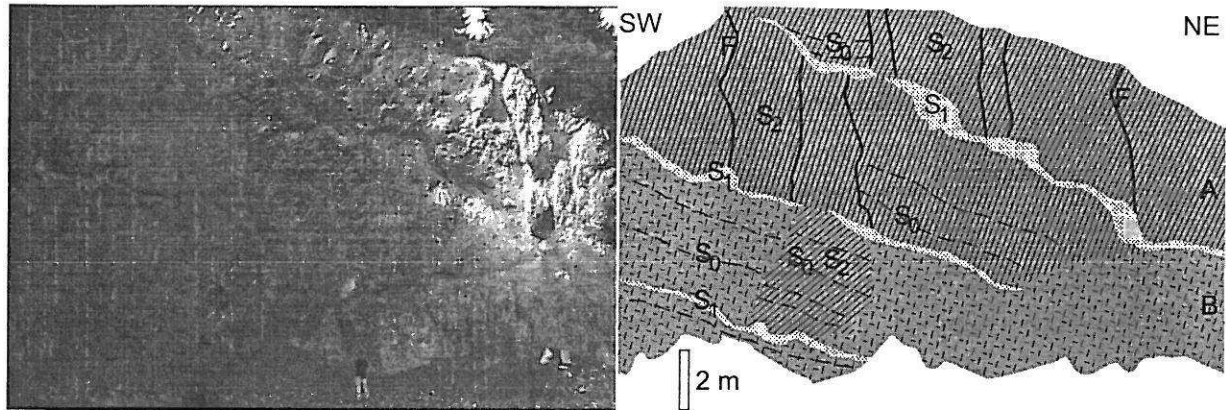
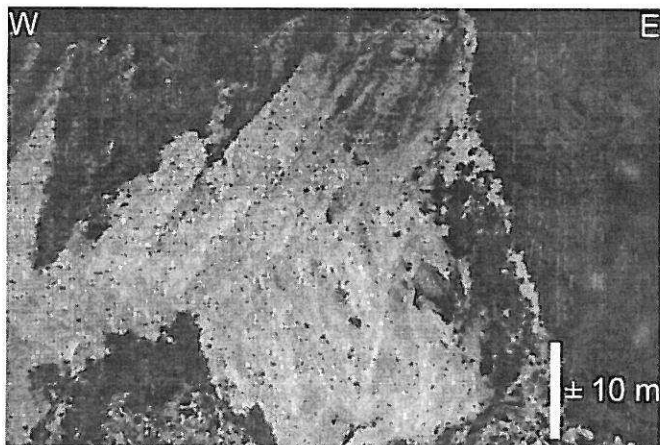


Fig. 4. Photograph of the chaotic facies outcropping at the top part of the deposits in the Rhine River valley. The rock debris is composed of coarse-grained materials, with some boulders, in a fine silty to sandy calcareous matrix.



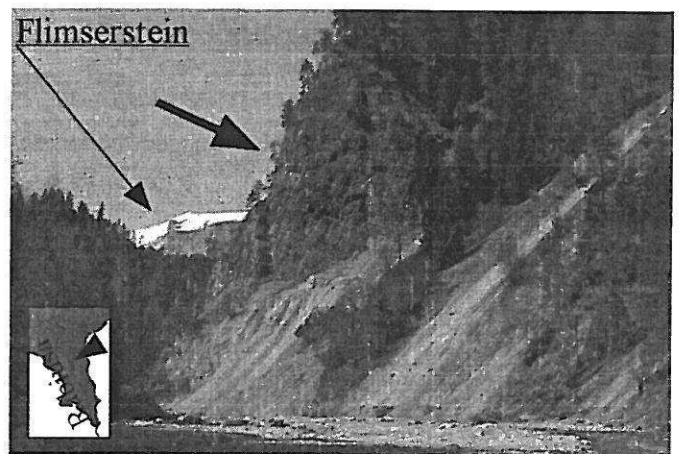
stone scarp is evident, despite a brecciated aspect due to disintegration during transport. It is a granular coherent rock mass without mixing, deposited in the funnel shape Rabiusa ravine.

The large limestone blocks have been interpreted as an in-place tectonically brecciated rock mass (Hartung 1884; Ampferer 1934; Kraus 1947). As the prevalent bedrock in the area consists of schist, these large blocks must have originated from elsewhere (Poschinger and Haas 1997). These blocks show the original structures of the Flimsenstein scarp in the Mesozoic limestone, suggesting the landslide scarp as their source. The travel distance of the large stratified block in the Rabiusa ravine is estimated at 12 km from the top of the scar.

Faults and shear zones

A normal fault dipping 50° to the northeast displaces both the above-mentioned S-shaped double fold and the foliated limestone by a 50 cm offset (Fig. 6). A brecciated sub-

Fig. 5. Photograph of a large preserved rock block of the middle part of the Rabiusa ravine (bold arrow). The Flimsenstein is visible in the background; and the Rabiusa creek, in the foreground.



vertical band, dipping 70° to the southwest and corresponding to an inverse shear band with a 20–30 cm displacement, is also visible on the same roadcut.

An outcrop in the central part of the Rhine River canyon, situated at the east of the railroad station of Versam, shows the fine-grained materials of a type-1 discontinuity forming an impermeable layer, above which springs are observed (Fig. 7). The dark-colored type-1 discontinuity contrasts with the general gray-white rock color along the Swiss Canyon. The type-1 discontinuity is cut by numerous faults with metres of displacements and with a preferential strike-slip motion. These faults disappear gradually in the Rabiusa ravine, because of the south-north direction of the ravine.

Numerous faults cut the structured facies in the Rhine River canyon. These faults divide debris into huge sections that contain minor shears with centimetre- to metre-wide spacing. The northwest-southeast direction of these faults is similar to the initial sliding direction of the Flims rockslide. Some faults are underlined by shear bands. They consist of a

Fig. 6. Photograph (a) and interpretation (b) of the S-shape folded, calcite-rich layer along a roadcut between Bonaduz and Ilanz within the uppermost part of the rockslide deposits in the Rabiusa ravine. Intensive disintegration of the rock mass is associated with preservation of original structures and with different intensities of fracturing due to the variable resistance of the rock types. The deposits are cut by a large normal fault F with a 50 cm offset.

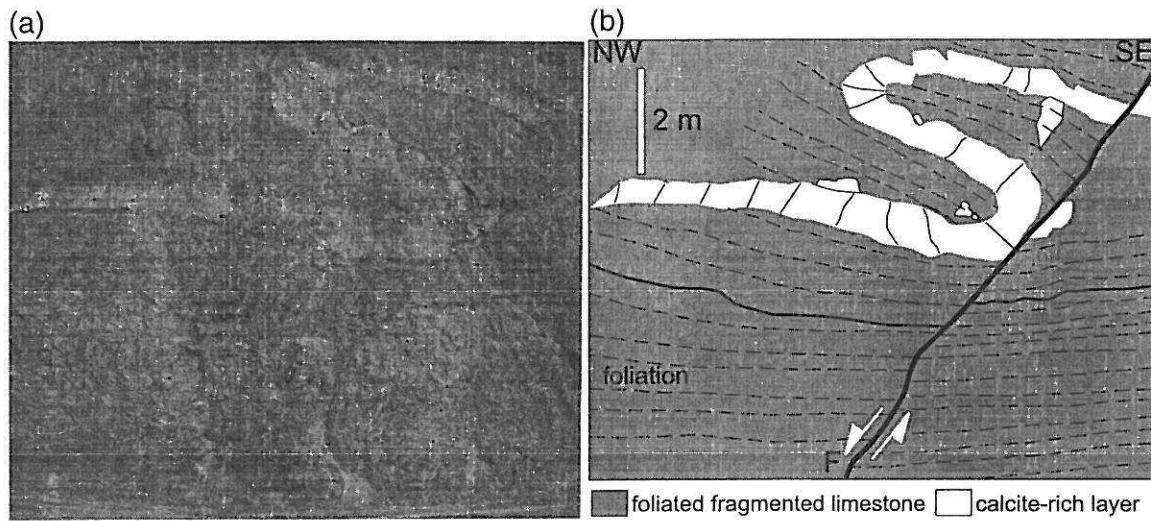
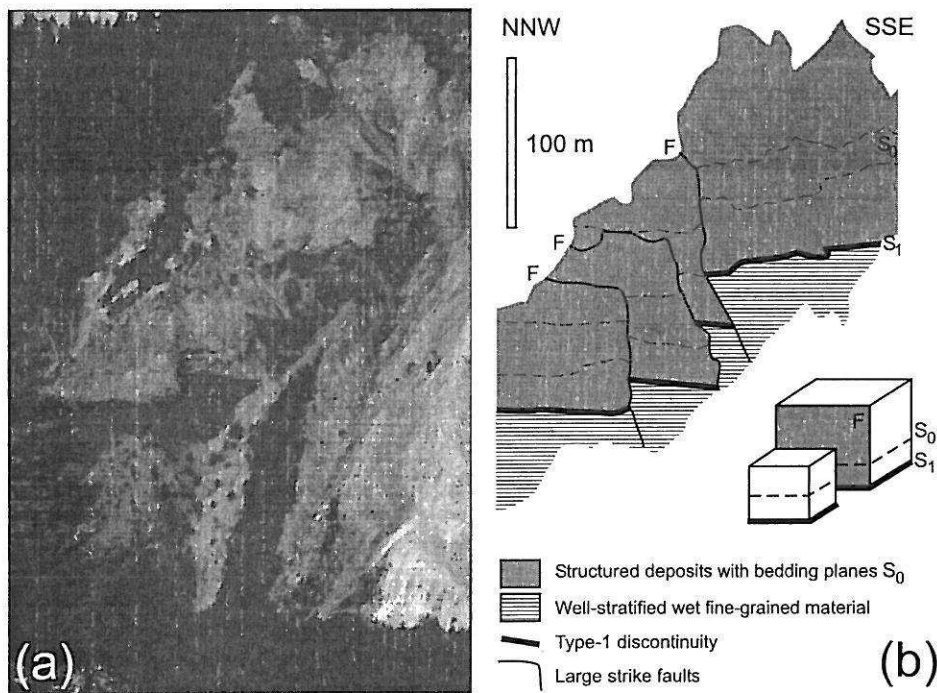


Fig. 7. Photograph (a) and sketch (b) of faulted rockslide deposits east of the railroad station of Versam. The fine-grained materials of a type-1 discontinuity form an impermeable layer, above which springs of the superficial groundwater table daylight. The fault (F) presents a preferential strike-slip motion.



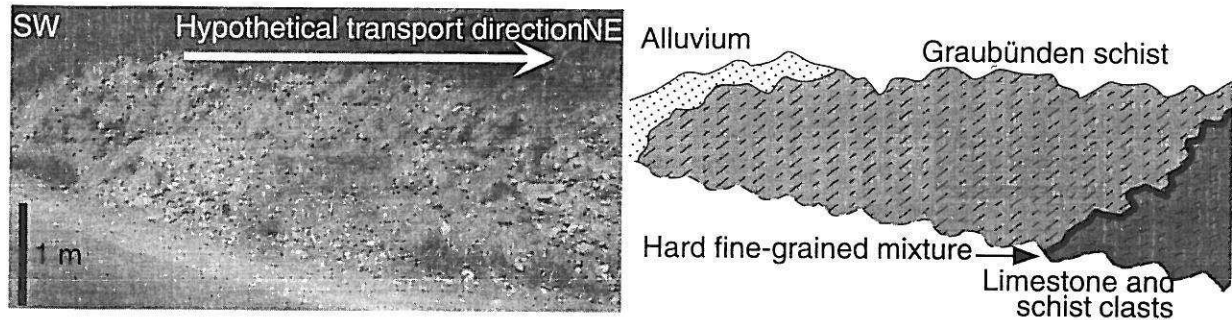
brecciated material, with angular clasts in a fine, cemented calcareous matrix.

Noncalcareous transported debris

A block of Graubünden schist surrounded by the calcareous rockslide debris, showing evidence of transportation (high disintegration), is exposed near Bonaduz (Fig. 1b). The Graubünden schist element consists of an 8 m long block exposed along a road cut and characterized by intense

fracturing (Fig. 8). The boundary between these two lithologies is marked by a brown, hardened schistose and calcareous contact, with angular clasts. The calcareous debris beneath the schist block contains schistose grains, with quartz veins. The fracturing is continuous from one lithology to the other, but the schistose and the calcareous blocks have maintained their integrity. The outcrop is covered by alluvium (pebbles and fine-grained material) deposited by the Rhine River. Fracturing is continuous between calcareous

Fig. 8. Photograph and interpretative sketch of the distal Graubünden schist block (light gray) incorporated in the carbonate rockslide deposits (dark gray). Limestone are typically from the Calanda massif, with original foliation. Graubünden schist come from the opposite slope of the Rhine River valley (right side), with their preserved typical schistosity. Alluvium covers the rockslide debris as post-rockslide fluvial deposits made by the Rhine River.



debris and the disintegrated block of schist. This block was incorporated into the displaced material, likely by interaction with material on the surface of separation. Nevertheless, the occurrence of a schist block is exceptional.

Distally mixed rock masses

The village of Bonaduz, situated at the junction of the Vorderrhein and Hinterrhein rivers, about 10 km upstream of the city of Chur (Fig. 1b), gave its name to the Bonaduzer gravels, an alluvial mass (Abele 1997). Its thickness exceeds 50 m, and it is characterized by well-developed graded bedding of coarse gravel in the lower parts and fine material on top (Abele 1997). Abele (1997) observed interfingering of the Bonaduzer gravels with the Flims rockslide deposits, east of the railway station of Trin (Fig. 1b). A similar outcrop is observable south of the village of Sagogn (Fig. 1b), with interrelations on the upstream tongue of the Flims rockslide deposits (Abele 1997).

Field observations in the Rabiusa ravine indicate the possible mixing of rockslide deposits and alluvium. The alluvium is composed of fluvial pebbles, pieces of wood, and fine wet sand. Indications of mixing can be found in 1 km of outcrops along the valley walls of the upstream Rabiusa ravine. Large preserved limestone blocks are found beneath, within, and on top of alluvium. Poschinger and Haas (1997) referred to a stratified calcareous block on stratified and indurated alluvium (Fig. 9a). Two new sites were examined in detail.

The first site, situated about 2500 m upstream of the mouth of the ravine, shows a large stratified calcareous block surrounded by alluvium (Fig. 9b). This block displays intense disintegration at its periphery, as a result of interactions during its motion and deposition with alluvium. Some fractures are infilled by the alluvium, injected, we assume, during block emplacement. On the one hand, pebbles situated around the block are oriented parallel to the block surface in 2–3 m thick zones adjacent to the block. On the other hand, pebbles are intact and not affected by fracturing.

The second site, situated 3000 m upstream of the mouth of the ravine, consists of a 200 m high outcrop of alluvium and large blocks of weathered limestone and Graubünden schist (Fig. 9c). At this site, the blocks are disintegrated and their contacts with the contiguous alluvium are not well defined. It can be difficult to distinguish large weathered schistose or calcareous blocks within the alluvium, which

contains mainly pebbles of Graubünden schist and limestone. The fine silty to sandy matrix is composed mainly of carbonate and schistose grains.

A petrographic counting of the pebbles in the alluvial mass revealed that the pebbles vary in size but not in source, predominately Graubünden schist. Some calcareous blocks are found around the large limestone blocks in the alluvial mass, as at the previously described, second site (Fig. 9c). The difference between the Rabiusa alluvium and the Rabiusa torrent deposits is the presence of granite pebbles in the alluvium. These granite elements are found also in the Rhine River fluvial deposits and come from the Aar crystalline massif, situated upstream and to the west of Flims (Fig. 1a). The presence of some granite pebbles indicates that these alluvial deposits are allochthonous and come from the Rhine River valley. These alluvial deposits were necessarily eroded and pushed to the front of the rockslide.

Discussion: Flims rockslide and the slab-on-slab model

Observations and analysis of the Flims scarp and deposits have allowed the development of a transportation model. Motion was initiated by sliding of a limestone block along a bedding plane (see Fig. 2). Deposits revealed a granular state, despite preservation of original structures. An intense, dynamic disintegration took place during transport, explaining the fragmented aspect of the deposits and high mobility. Nevertheless, the Flims rockslide never evolved into a sturzstrom, because of topographic constraints inducing lower spreading than in other rock avalanches with similar volume. Structures are keys to understanding the evolution of the properties of the rock mass during transport and its consequences for mode of transportation (Pollet and Schneider 2004).

As proposed by Pollet et al. (2002), high-speed movements of large rock masses are affected by three main factors: basal friction, internal friction, characterized by dynamic disintegration of the rock mass, and topographic control. The influence of these factors on the mobility of Flims rockslide can be confirmed. A recently developed general slab-on-slab shearing model (Schneider et al. 1999; Pollet 2000; Wassmer et al. 2002a, 2002b) is now proposed (Fig. 10) on the basis of field evidence.

Fig. 9. Photographs and interpretative sketches of the mixing rock mass in the Rabiusa ravine (see also location on the sketch maps and Fig. 1b). (a) The first outcrop was described by von Poschinger and Haas (1997). The large inclined stratified limestone block rests on alluvium and morainal debris. A piece of wood, found at the base of the limestone block, is dated at 8360 ± 85 ^{14}C years BP (9487 calibrated years BP $\pm 1\sigma$; analysis No. Lyon-1273-oxa, Schneider et al. 2001). Pebbles were injected into the large preserved limestone block (see inset). (b) The second outcrop, 200 m downstream from the first one, comprises three stratified limestone blocks, with one block located within the old alluvium and till. Details of the contact between the alluvial mass and the limestone block are given in insets 1 and 2. (c) Outcrop situated 100 m upstream of the first outcrop, with weathered Graubünden schist and limestone blocks within the alluvium and moraines. The boundary of these blocks is unclear, as a result of weathering and transport.

Sliding motion and basal friction

The slab-on-slab transportation model is supported by the structured facies observed in most parts of the Flims rockslide deposits. These structured facies reflect the original structures of the limestone, including the bedding plane and foliation, and those due to transportation processes. These transportation structures are the type-1 discontinuities that separate rock slabs. These slabs are fragmented by oblique cracks, type-2 discontinuities (Schneider et al. 1999; Pollet and Schneider 2004). The type-1 discontinuities correspond to preferential bedding planes of the Mesozoic limestone, and type-2 discontinuities could be the vertical joint sets visible in the scar or new cracks appearing during the motion.

The well-stratified rockslide moved as a coherent block and was affected by resisting forces at the surface of separation (Fig. 10, stage 1). These resisting forces resulted from friction phenomena taking place along the surface (Grigorian 1979; Strom 1994) and from dissipation of energy within the rock mass in motion (Couture 1998; McSaveney and Davies 2002). We note that bedding planes need to be favorably inclined to the slope to initiate rupture. Basal friction on rocks was high along the surface of separation. Resisting forces induced delaminating of the rock mass along preexisting bedding planes, as potential type-1 discontinuities (Fig. 10, stage 2). The rock slab-on-slab shearing motion created a shear band gouge, similar to large tectonic faults (Marone and Scholz 1989). The relative slab-on-slab displacement along the type-1 discontinuities was facilitated by the internal shearing motion creating the type-1 discontinuities and the fine-grained, highly fractured silty to sandy calcareous material as a shear band gouge.

The delaminating of the coherent rock mass in sliding was generated by basal friction and interactions with the original ground surface. Topographic impacts on obstacles and contacts transferred energy to the rock mass, preferentially used in the disintegration along preexisting planes. In the case of favorably inclined bedding planes, delaminating took place, otherwise the rock mass moved as a single block. The sliding motion of block evolved into a multislab sliding motion along numerous bedding planes that transformed into type-1 discontinuities. This slab-on-slab motion can explain mobility without decreasing the coefficient of friction.

Nonlubricated rockslide

Other mechanisms have been proposed for Flims. Abele (1997) suggested that the mobilized valley fill was responsible for the transport of the rockslide debris to their current position, explaining the spread of the rock mass upstream and downstream in the Rhine River valley, and in the Rabiusa ravine. He proposed a transport model based on lu-

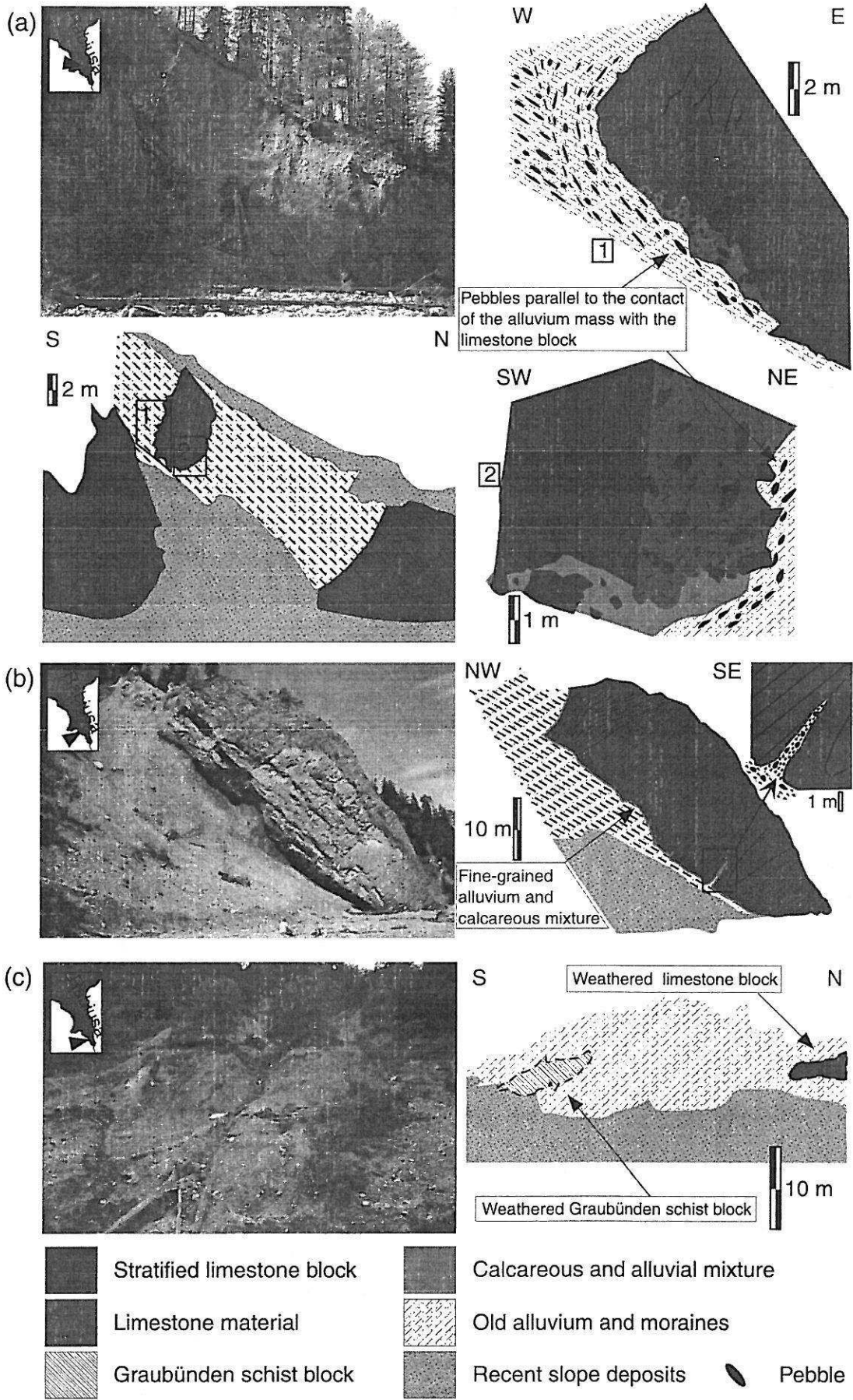
brication of saturated river gravels, as developed by Sassa (1988). Poschinger (2002) proposed that the Flims rockslide might have moved on a lake. He supposed that the Tamins rockslide, two kilometres downstream of Bonaduz, could have created a lake. According to Poschinger (2002), saturated alluvium as a result of the presence of the Tamins dam lake could have reduced basal friction. These Abele and Poschinger lubrication theories imply that the alluvium is continuous beneath the moving rock mass over the entire transport distance.

Massive alluvial deposits are observed at the front of the rockslide deposits as "Bonaduzer gravels" or in the Rabiusa ravine. The examination of outcrops reveals interactions and mixing between fluvial pebbles and carbonate debris, as proofs of the nonlubricated mode of transport. Our observations support the idea of bulldozing by the displaced material eroding the valley fill (Figs. 8 and 9). The nonlubricated rockslide mass pushed the Rhine River alluvium, woods, and large blocks of Graubünden schist (Fig. 10, stage 3). Only a few alluvial boulders and one observed Graubünden schist block are integrated into the rockslide deposits, which maintained their integrity.

Dynamic disintegration

Comparison of the size between the initial average bedrock block and the granular deposits shows signs of particle size reduction by dynamic disintegration. The dynamic disintegration processes affect rock by interactions with shearing (slab on slab, block on block, block on matrix, or grain inside the matrix) and by collisions (between grains or between the rock mass and topography). The shearing processes affecting the rock mass are accompanied by dilatancy. This effect produces expansion of the shear band gouge by grain interactions and dilatation of rock slabs by fracturing (type-2 discontinuities). The result is the production of fine grains, which are more and more abundant as transport continues.

Absence of confinement at the boundaries of the rock mass allowed the debris to spread in the Rhine River valley (Fig. 10, stage 4). The disintegrated granular material cannot continue sliding during transport, but has to move as a rock flow. Some blocks are preserved with their original structures, preferentially on top of the rock mass, where confinement is less important. This specific mode of transportation is different from the granular flow (McSaveney and Davies 2002), as the flowing motion results in disintegration during transport by shearing (creating dilatancy in this fine-grained material), without mixing (the internal structure is preserved all along the rockslide motion) and with a continuous particle size reduction (by dynamic disintegration processes). At Flims, this fragmented flow initiated by sliding affected the



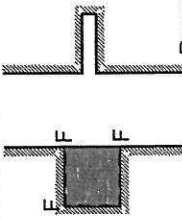

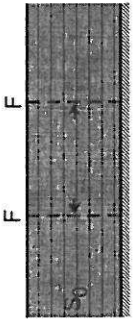
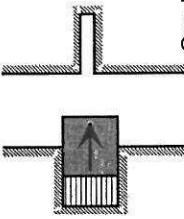
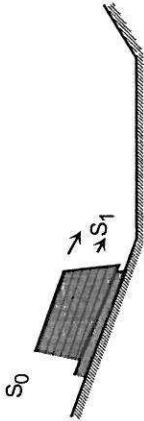
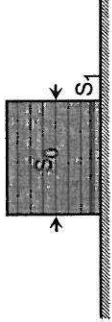
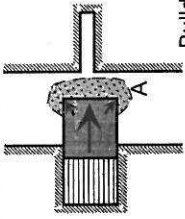
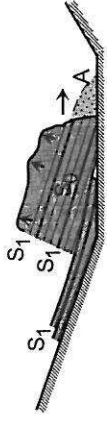
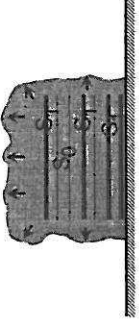
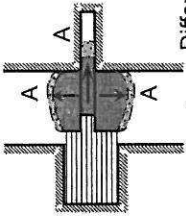
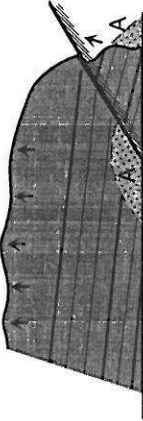
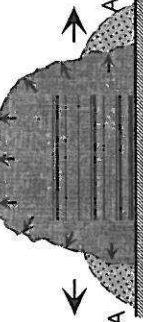
	<u>Plan view</u>	<u>Longitudinal cross section</u>	<u>Transverse cross-section</u>
<p>(a) 1st Stage</p> <p>Collapse</p> <p>Individualization of a part of the slope</p>	 <p>Rear and lateral fractures creating the rock block</p>	 <p>Rupture along a specific bedding plane (S_0)</p>	 <p>Failure of the rock mass along vertical fractures</p>
<p>(q) 2nd Stage</p> <p>Rockslide</p> <p>Confinement effects inside the rock sliding mass</p>	 <p>One block sliding on the slope</p>	 <p>Intense basal resistance by friction</p>	 <p>High lateral strains due to the scarp walls</p>
<p>(c) 3rd Stage</p> <p>Multi-slab shearing rockslide</p> <p>Dilatance results from shearing along the numerous sliding surfaces, maintained by confinement within the rock mass</p>	 <p>Bulldozing effect of alluvium (A)</p>	 <p>Many sliding surfaces S_1 inside the rock sliding block</p>	 <p>Internal shearing inducing dilatancy and fragmentation at the top and laterally</p>
<p>(p) 4th Stage</p> <p>Rock avalanche</p> <p>Flowing of the fragmented top and lateral rock mass which expand in the valley</p>	 <p>Differential impacts creating compartments</p>	 <p>Funneling of a section in a small valley</p>	 <p>Rock fragmented flow expanding in the valley and displacing alluvium (A)</p>

Fig. 10. The slab-on-slab model for the Flims rockslide in four stages: (a) collapse of a large stratified limestone block by sliding along a specific bedding plane; (b) stage of rockslide with delaminating of the rock block by basal friction; (c) the multislab shearing rockslide with bulldozing effect on substratum; and (d) the rock avalanche, a result of dilatancy processes in the lateral domains of the rock mass, and after impact on the opposite slope of the Rhine River valley.

boundaries of the rock mass, which spread in the Rhine River valley, where topographic confinement was absent.

Mobility and topographic control

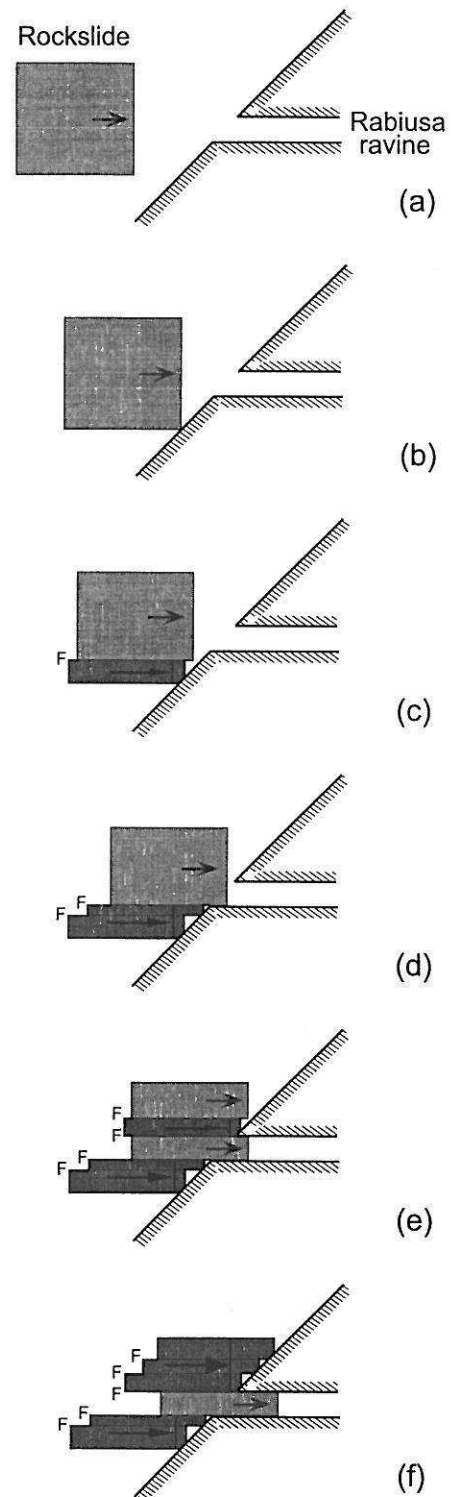
The Flims rockslide was a high mobile slope movement but could have reached a lower travel angle without topographic control, which influences the morphology of deposits (Nicoletti and Sorriso-Valvo 1991; Strom 1996). The impact on the opposite slope of the Rhine River valley blocked the rock mass in disintegration at a level not sufficient to transform it completely into a rock avalanche. The rock mass was too large, and there was no way for its central section to expand (Fig. 10, stage 4). The sliding middle section cannot accommodate deformation in the coherent rock mass, as could the granular heterogeneous lateral and top margins of the rock displaced materials. Consequently, the middle section stopped, and lateral margins created tongues of debris that stretched downstream near the village of Bonaduz and upstream to the city of Ilanz. This fluidized deposit morphology results from the fragmented flow, which corresponds to the beginning stage of a rock avalanche.

For instance, the large sliding debris section (Figs. 11a and 11b) was stopped when it was impacting the valley walls in the Versam village area (Figs. 11c and 11d), whereas another rock mass section would have continued to move into the Rabiusa ravine (Figs. 11e and 11f). Section motion along these faults led to the formation of a shear gouge with small angular clasts. The orientation of these faults conformed to the sliding direction and the 80° angle of impact to the opposite slope of the Rhine River valley. The Flims rockslide had to stop by impacting the valley slope or break in sections to continue motion. It seems that impact redistributes energy inside the rockslide creating faults or disintegrating the rock mass. Some sections could move individually, with velocity depending on topographic obstacles and basal friction. The middle section could not evolve by dynamic disintegration, as a result of confinement forces induced by neighboring sections. The preservation of large intact blocks in the Rabiusa ravine could have been due to the funnel shape of this narrow valley maintaining the coherence of rockslide sections along the valley walls, conflicting with dilatancy processes. The main outcrops in this valley are structured facies.

Conclusions

Observations made at the Flims rockslide deposits show evidence of three main factors affecting their mobility: (i) the topography of the Rhine River prevented excessive spreading and consumed a significant portion of the kinetic energy; (ii) the basal friction and interactions on substratum create resistance affecting the rock mass, which delaminates into numerous slabs; and (iii) the dynamic disintegration processes occurring during motion transformed the rock

Fig. 11. Conceptual schematic plan view of a rockslide impacting on an obstacle, creating longitudinal faults (F) and relative displacement of each section. The darker blocks are stopped after impacting the obstacle.



mass into a granular mass. The sliding rock mass partially transformed into a rock avalanche.

The Flims rockslide could have been a rock avalanche if topographic constraints had been absent, and it would have been more mobile. Sixty percent to 70% of the rock mass moved as a rockslide that stopped on the opposite slope of the valley. The remaining 40%–30% of the rock debris and lateral and top domains continued to move in two main directions: along the Rhine River and across it in the Rabiusa River. The rock mass moved as a fragmented flow, similar to that of a rock avalanche, along the Rhine River, as a result of the absence of confinement.

Structures fixed in the Flims rockslide deposits could be indications of dynamic disintegration processes at the origin of a highly mobile rock avalanche. The Flims rock slope movement can be described as a composite rockslide, with lateral margins having evolved into a rock avalanche. The observations allow the formulation of a kinematic model of the Flims rock mass deposition, from slab-on-slab motion, the result of the dynamic disintegration processes. This slab-on-slab model is based on observation of the structured facies of the deposits and the complete disintegration of the rock mass. Preexisting planes within the rock mass need to be favorably inclined to induce rupture by sliding and delaminating. The confinement forces preserve transportation and deposition structures in the deposits. Shearing and dilatancy processes induce dynamic disintegration, beginning particle size reduction processes during transport. As a recent hypothesis for motion of sturzstroms (Schneider and Fisher 1998; Davies and McSaveney 2002; Pollet et al. 2002), dynamic disintegration requires more field observation to confirm and to generalize particle size reduction as an important contribution to mobility.

Acknowledgements

This work was supported by Maif Foundation, as part of the program on natural hazards and their prevention, and by a European Community Tharmit contract (Roger Cojean and Nicolas Pollet), by the Institut National des Sciences de l'Univers, under Programme National d'Étude des Risques Naturels contract 99-17CT, The Flims Sturzstrom and Its Hydrological Consequences (Jean-Luc Schneider, Patrick Wassmer, and Nicolas Pollet), by the University of Strasbourg Faculty of Geography (Réjean Couture and Alexander Strom, as visiting scientists), and by the Geological Survey of Canada. We gratefully acknowledge Gwennou Le Mignon for help in data acquisition in the field, Marion Panien for information on Swiss geology, and Andreas von Poschinger for discussions. The associate editor, two anonymous reviewers, and Stephen G. Evans are acknowledged for constructive reviews of the manuscript.

References

- Abele, G. 1970. Bergstürze und Flutablagerungen im Rheinthal westlich Chur. *Der Aufschluss*, **21**: 345–359.
- Abele, G. 1997. Rockslide movement supported by the mobilization of groundwater-saturated valley floor sediments. *Zeitschrift für Geomorphologie*, **41**: 1–20.
- Ampferer, O. 1934. Neue wege zum verständnis des Flimser Bergsturzes. *Sitzungsber. d. Akad. d. Wiss. in Wien, mathem.-naturw. Kl. Abtlg. I*, **143**: 123–135.
- Badoux, H. 1967. Géologie abrégée de la Suisse. *In* *Geologischer Führer der Schweiz*. Edited by A. Lombard, W.K. Nahboltz, and R. Trümpy. Wepf & Co., Basel, Switzerland. Vol. 1, pp. 1–44.
- Campbell, C.S. 1989. Self-lubrication for long-runout landslides. *Journal of Geology*, **97**: 653–665.
- Cassie, J.-W., Van Gassen, W., and Cruden, D.M. 1988. A laboratory analogue of the formation of molarids, cones of rock avalanche debris. *Geology*, **16**: 735–738.
- Corominas, J. 1996. The angle of reach as a mobility index for small and large landslides. *Canadian Geotechnical Journal*, **33**: 260–271.
- Couture, R. 1998. Contributions aux aspects mécaniques et physiques des écoulements rocheux. Ph.D. thesis, Université Laval, Sainte-Foy, Que.
- Cruden, D.M., and Hungr, O. 1986. The debris of the Frank Slide and theories of rockslide-avalanche mobility. *Canadian Journal of Earth Sciences*, **23**: 425–432.
- Davies, T.R.H. 1982. Spreading of rock avalanche debris by mechanical fluidization. *Rock Mechanics*, **15**: 9–24.
- Davies, T.R.H., and McSaveney, M.J. 2002. Dynamic simulation of the motion of fragmenting rock avalanches. *Canadian Geotechnical Journal*, **39**: 789–798.
- Erismann, T.H. 1979. Mechanisms of large landslides. *Rock Mechanics*, **12**: 15–46.
- Erismann, T.H., and Abele, G. 2001. Dynamics of rockslides and rockfalls. Springer-Verlag, Berlin.
- Goguel, J., and Pachoud, A. 1972. Géologie et dynamique de l'écroulement du mont Granier, dans le massif de la Chartreuse en novembre 1248. *Bulletin du Bureau de recherches géologiques et minières, Série 2*, **3**: 29–38.
- Grigorian, S.S. 1979. New friction law and mechanism of large-scale rockfalls and landslides. *Reports of Academy of Sciences of USSR*, **244**: 846–849. [In Russian.]
- Habib, P. 1975. Production of gaseous pore pressure during rockslides. *Rock Mechanics*, **7**: 193–197.
- Harrison, J.V., and Falcon, N.L. 1938. An ancient landslip at Saidmarreh, southwestern Iran. *Journal of Geology*, **46**: 296–307.
- Hartung, G. 1884. Das alte bergsturzgebiet von Flims. *Z. d. Ges. f. Erdkunde zu Berlin*, **19**: 161–194.
- Heim, A. 1883. Der alte Bergsturz von Flims. *Jb. d. Schweizer Alpenclub*, 18 Jg. pp. 295–309.
- Heim, A. 1932. *Bergsturz und Menschenleben*. Fretz & Wasmuth, Zurich, Switzerland.
- Hsü, K.J. 1975. Catastrophic debris stream (sturzstroms) generated by rockfalls. *Geological Society of America Bulletin*, **86**: 129–140.
- Hsü, K.J. 1978. Albert Heim: observations on landslides and relevance to modern interpretations. *In* *Rockslides and avalanches. 1: Natural phenomena*. Edited by B. Voight. Elsevier, Amsterdam, The Netherlands. pp. 70–93.
- Hungr, O. 1990. Mobility of Rock Avalanches. *Reports of the National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention, Tsukuba, Japan*, **46**: 11–19.
- Hungr, O. 2002. Rock avalanche motion: process and modeling. *In* *Proceedings of NATO Advanced Research Workshop, Massive Rock Slope Failure: New Models for Hazard Assessment, Celano, Italy, 16–21 June 2002*. Edited by S.G. Evans and S. Martino. pp. 66–69.

- Hungr, O., Evans, S.G., Bovis, M.J., and Hutchinson, J.N. 2001. A review of the Classification of Landslides of the Flow Type. *Environmental and Engineering Geoscience*, **7**(3): 221–238.
- Iverson, R.M. 2002. Modeling the dynamics of rock and debris avalanches. *In Proceedings of NATO Advanced Research Workshop, Massive Rock Slope Failure: New Models for Hazard Assessment, Celano, Italy, 16–21 June 2002. Edited by S.G. Evans and S. Martino.* pp. 77–81.
- Kent, P.E. 1966. The transportation mechanism in catastrophic rock falls. *Journal of Geology*, **74**: 79–83.
- Koerner, H.J. 1977. Flow mechanisms and resistances in the debris streams of rockslides. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, **16**: 101–104.
- Kraus, E. 1947. Stauvergriesung über der Nordalpinen Narbe. *N. Jb. Min. Geol.* (1945–1948): 1–4.
- Krumdieck, M.A. 1984. On the mechanics of large landslides. *In Proceedings of the 4th International Symposium Landslides.* A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands. pp. 539–544.
- Lambert, J., Levret-Albaret, A., Cushing, M., and Durouchoux, C. 1998. Mille ans de séismes en France, Catalogue d'Épicentre, paramètres et références. Ouest Editions – Presses Académiques, Nantes, France.
- Legros, F. 2001. The mobility of long-runout landslides. *Engineering Geology*, **63**: 301–331.
- Li, T. 1983. A mathematical model for predicting the extent of a major rockfall. *Zeitschrift für Geomorphologie*, **27**: 473–482.
- Marone, C., and Scholz, C.H. 1989. Particle-size distribution and microstructures within simulated fault gouge. *Journal of Structural Geology*, **11**: 799–814.
- Melosh, H.J. 1979. Acoustic fluidization: a new geologic process? *Journal of Geophysical Research*, **84**: 7513–7520.
- McConnell, R.G., and Brock, R.W. 1904. Report on the great landslide at Frank, Alberta, Canada. Canadian Department of the Interior Annual Report for 1903. Pt. 8.
- McSaveney, M.J. 1978. Sherman Glacier rock avalanche. *In Rock slides and avalanches. 1: Natural phenomena. Edited by B. Voight.* Elsevier, Amsterdam, The Netherlands. pp. 197–258.
- McSaveney, M., and Davies, T. 2002. Rapid rock-mass flow with dynamic fragmentation: inferences from the morphology, and internal structure of rockslides and rock avalanches. *In Proceedings of NATO Advanced Research Workshop, Massive Rock Slope Failure: New Models for Hazard Assessment, Celano, Italy, 16–21 June 2002. Edited by S.G. Evans and S. Martino.*
- Mudge, M.R. 1965. Rockfall-Avalanche and Rockslide-Avalanche Deposits at Sawtooth Ridge, Montana. *Geological Society of America Bulletin*, **76**: 1003–1014.
- Nicoletti, P.G., and Sorriso-Valvo, M. 1991. Geomorphic controls of the shape and mobility of rock avalanches. *Geological Society of America Bulletin*, **103**: 1365–1373.
- Pollet, N. 2000. Un exemple de sédimentation gravitaire événementielle en domaine continental: le sturzstrom Holocène de Flims (Grisons, Alpes suisses)—Faciès, fabrique interne et mécanismes. Mémoire de Diplôme d'Études Approfondies, Université de Lille, Lille France.
- Pollet, N., and Schneider, J.-L. 2004. Dynamic disintegration processes accompanying transport of the Holocene Flims sturzstrom (Swiss Alps). *Earth and Planetary Science Letters*, **221**: 433–448.
- Pollet, N., Cojean, R., and Schneider, J.-L. 2002. Les critères de mobilité des mouvements gravitaires rapides de grande ampleur. *In First European Conference on Landslides, Prague, Czech Republic, 24–26 June 2002. Edited by J. Rybar, J. Stemberk, and P. Wagner.* A.A. Balkema, Lisse, France. pp. 275–280.
- Poschinger, A.V. 2002. The Flims rockslide: new aspect of its mechanisms and impact. *In Proceedings of NATO Advanced Research Workshop, Massive Rock Slope Failure: New Models for Hazard Assessment, Celano, Italy, 16–21 June 2002. Edited by S.G. Evans and S. Martino.* pp. 114–116.
- Poschinger, A.V., and Haas, U. 1997. Der Flimser Bergsturz, doch ein warmzeitliches Ereignis? *Bulletin für Angewandte Geologie*, **2**(1): 35–46.
- RéNaSS. 2004. Réseau national de surveillance sismique. École et observatoire des sciences de la Terre de Strasbourg, Strasbourg, France. Available from <http://renass.u-strasbg.fr/> (accessed April 2004).
- Sassa, K. 1988. Geotechnical model for the motion of landslide. *In Proceedings of the 5th International Symposium on Landslides, Lausanne, Switzerland, 10–15 July 1988. Edited by C. Bonnard.* A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands. pp. 37–55.
- Scheidegger, A.E. 1973. On the prediction of the reach and velocity of catastrophic landslides. *Rock Mechanics*, **5**: 231–236.
- Scheidegger, A.E. 1975. Physical aspects of natural catastrophes. Elsevier, Amsterdam, The Netherlands.
- Schneider, J.-L., and Fisher, R.V. 1998. Transportation and emplacement mechanisms of large volcanic debris avalanches: evidence from the northwest sector of Cantal volcano (France). *Journal of Volcanology and Geothermal Research*, **83**: 141–165.
- Schneider, J.-L., Wassmer, P., and Ledésert, B. 1999. La fabrique interne des dépôts du sturzstrom de Flims (Alpes suisses): caractéristiques et implications sur les mécanismes de transportation. *Comptes rendus de l'Académie des sciences, Paris, Earth and Planetary Sciences*, **328**: 607–613.
- Schneider, J.-L., Wassmer, P., Pollet, N., Voirin-Schmitter, C., Chapron, E., and Wessels, M. 2001. Un exemple de processus sédimentaire extrême en milieu continental: le sturzstrom holocène de Flims (Grisons, Alpes suisses). *In Livre des résumés du 8ème Congrès français de sédimentologie, Orléans, France, 12–14 November 2001.* Publication ASE, Paris. Vol. 36, pp. 333–336.
- Schneider, J.-L., Pollet, N., Chapron, E., Wessels, M., and Wassmer, P. 2004. Signature of Rhine Valley sturzstrom dam failures in Holocene sediments of Lake Constance, Germany. *Sedimentary Geology*, **169**: 75–91.
- Shaller, P.J. 1991. Analysis and implications of large martian and terrestrial landslides. Ph.D. thesis, California Institute of Technology, Pasadena, Calif.
- Shaller, P.J., and Smith-Shaller, A.S. 1996. Review of proposed mechanisms for sturzstroms (long-runout landslides). *In Sturzstroms and detachments faults, Anza-Borrego desert state park, California. Edited by P.L. Abbott and D.C. Seymour.* South Coast Geological Society, Inc., Santa Ana, Calif. pp. 185–202.
- Shreve, R.L. 1968a. Leakage and fluidization in air-layer lubricated avalanches. *Geological Society of America Bulletin*, **79**: 653–658.
- Shreve, R.L. 1968b. The Blackhawk landslide. *Geological Society of America, Boulder, Colo., Special Paper 108.*
- Skermer, N. 1989. Landslides and Human lives. Bitech Publishers, Vancouver, B.C.
- Staub, R. 1938. Altes und Neus von Flimser bergsturz. *Verh. Schweizer Naturforsch. Ges. Chur.* pp. 60–85.
- Steinmann, M., and Stille, P. 1999. Geochemical evidence for the nature of the crust beneath the eastern North Penninic basin of the Mesozoic Tethys ocean. *Geologische Rundschau*, **87**: 633–643.
- Strom, A.L. 1994. Mechanism of stratification and abnormal crushing of rockslide deposits. *In Proceedings of the 7th International*

- Congress International Association of Engineering Geology, Lisboa, Portugal, 5–9 September 1994. *Edited by* R. Oliveira, L.F. Rodrigues, A.G. Coelho, and A.P. Cunha. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands. pp. 1287–1295.
- Strom, A.L. 1996. Some morphological types of long-runout rockslides: effect of the relief on their mechanism and on the rockslide deposits distribution. *In* Proceedings of the 7th International Symposium on Landslides, Trondheim, Norway, 17–21 June 1996. *Edited by* K. Senneset. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands. pp. 1977–1982.
- Ui, T. 1985. Debris avalanche deposits associated with volcanic activity. *In* Proceedings of the 4th International Conference and Field Workshop on Landslides, Tokyo, Japan. The Japan Landslide Society, Tokyo, Japan. pp. 405–410.
- Voight, B. 1978. Lower Gros Ventre slide, Wyoming, USA. *In* Rockslides and avalanches. 1: Natural phenomena. *Edited by* B. Voight. Elsevier, Amsterdam, The Netherlands. pp. 113–166.
- Wassmer, P., Schneider, J.-L., and Pollet, N. 2002a. Internal structure of huge mass movements: a key for a better understanding of long runout. The multi-slab theoretical model. UNESCO International Symposium on Landslide Risk Mitigation and Protection of Cultural and Natural Heritage, Kyoto, Japan, 21–25 January 2002. The Japan Landslide Society, Tokyo, Japan. pp. 97–107.
- Wassmer, P., Schneider, J.-L., and Pollet, N. 2002b. The “Playing Cards” Model as a tool to better understanding long run-out: the case of the Flims Holocene sturzstrom. *In* Proceedings of NATO Advanced Research Workshop, Massive Rock Slope Failure: New Models for Hazard Assessment, Celano, Italy, 16–21 June 2002. *Edited by* S.G. Evans and S. Martino. pp. 152–155.
- Whitehouse, I.E. 1981. A large rock avalanche in the Craigieburn Range, Canterbury. *New Zealand Journal of Geology and Geophysics*, 24: 415–421.

ANNEXE 3

PUBLICATIONS (THÈME 2/3)

2°) THÈME MASSIFS ROCHEUX :

**STABILITÉ DES TALUS DE MINES À CIEL OUVERT,
MODÉLISATION GÉOMÉCANIQUE**

[4] Geological Society Engineering Geology Special Publication N° 10. *Engineering Geology of Construction*. Article **Cojean R.** (1995). *Influence of geological structures in slope stability analyses for open cast mining and quarrying*, pp.321-334, Ed. M. Eddleston, S. Walthall, J.C. Cripps, M.G. Culshaw, 1995.

[28] **Cojean R.** (2001). *Conception des talus de carrières et mines à ciel ouvert : approche géologique et géomécanique*. Revue Les Techniques de l'Industrie Minérale. N° 10, juin 2001, pp 51-60 et 135-138.

[15] Fouché O., **Cojean R.**, Arnould M. (2001). *Caractérisation géologique et géométrique de la fracturation naturelle d'une formation granitique, à partir de carottes de forages*. Bulletin of Engineering Geology and the Environment. Vol 60, N° 3, août 2001, pp 231-240.

[20] Xu J., **Cojean R.**, Arnould M. (1992). *Simulation tridimensionnelle de la blocométrie naturelle de massifs rocheux*. Revue Française de Géotechnique n°58, pp.31-40.

[57] Xu J., **Cojean R.** (1990). *A numerical model for fluid flow in the block interface network of three dimensional rock block system*. Communication à l'International Conference on Mechanics of jointed and faulted rocks, Vienne, Autriche, 18-20 avril 1990, pp.627-633.

[52] Tahiri A., **Cojean R.**, Fleurisson J.A., Tijani S.M., Arnould M. (1992). *Modélisation des massifs rocheux par la méthode des éléments distincts*. Communication au Colloque "Structure et comportement mécanique des géomatériaux", Nancy, 10-11 septembre 1992, pp.379-388.

[45] Bargui H, Billiotte J., **Cojean R.** (1998). *Contribution of a 3D model to the analysis of the hydromechanical behaviour of a jointed rock mass in dam foundation*. Communication au 3rd International Conference on Mechanics of Jointed and Faulted Rocks, Vienne, Austria, 6-9 April, pp 627-632.

[17] Fleurisson J.A., Alonso-Garcia J., **Cojean R.** (1996). *Mechanical reinforcement and geotechnical design of open pit mine using DEGRES program*, International Journal of Surface Mining, Reclamation and Environment, vol 10, pp 103-112.

Influence of geological structures in slope stability analyses for opencast mining and quarry excavations

R. Cojean

École des Mines de Paris, Centre de Géologie de l'Ingénieur, 60 Boulevard Saint-Michel, 75272 Paris Cedex 06, France

Abstract. The influence of structural features on slope stability in rock masses is analysed, with particular reference to opencast mining and quarrying. Various failure mechanisms are illustrated at different scales. The primary importance of the method of modelling rock masses is highlighted, with discussion about the need to emphasize either the continuous or discontinuous properties of the rock masses. The choice of mechanical parameters for the joints, as well as the rock material, is significant and a slight variation may alter the mode of failure of the slope. There is therefore a need for further investigation into the geological description and mechanical analysis of rock masses. In many instances, sound judgement by an experienced engineering geologist is required to identify the relevant features of the rock mass and to assess the mechanical behaviour that may operate.

This paper considers the analysis of slope stability in excavation projects for opencast mining and quarrying, especially in discontinuous rock masses. It takes into account some of the French experience in this field, but also reviews other research. It emphasizes the major influence of geological structures on potential failure mechanisms and discusses the use of geological data in the selection of the most appropriate method of modelling the rock mass in terms of, for example, a continuous or discontinuous medium, or using a finite or distinct element method. The paper highlights the limitations of existing methods for the analysis of large slopes, especially in complex geological terrain and when assumptions have to be made about the rheological parameters or triggering factors.

Influence of geological structures on elementary failure mechanisms

The major influence of structural features on slope stability in rock masses is well known. Various kinds of discontinuities—such as schistosity and foliation surfaces, joint patterns, fracture zones, lithological contacts between lodes or veins and the enclosing rocks—provide the structural features giving rise to the occurrence of elementary failure mechanisms. Bedding planes or major faults with infilling material in particular may provide weakness planes for large-scale failure mechanisms. Elementary failure mechanisms consist mainly of planar translational slides, slab failure for footwall slopes, stepped failure, wedge failure, toppling failure, buckling failure, multiplanar, curved and circular slides and deep-seated failures. The structural features of the

rock mass represent the main factors governing the occurrence of these mechanisms, although the scale of the slope is also a significant factor with respect to the kind of failure mechanism likely to occur. Water pressure and material properties also play an important part.

Instability at the Mount Veyrier Limestone Quarry, France

The importance of the structural features of the rock mass to slope stability can be demonstrated with reference to the problems caused by plane failure in a limestone quarry located in the northwestern French Alps. The quarry is excavated through the normal limb of the overturned Mount Veyrier anticline (Fig. 1). This structural unit consists of a main Cretaceous limestone bed, the massive Urgonian Limestone. The shear surfaces and thrust planes observed in the outcrops along the northwest reversed limb of the anticline provide evidence for a general overthrust of up to several kilometres towards the northwest. It is likely that these major displacements and deformations are associated with the large-scale internal deformation of the rock mass.

A few years ago the problem of the general stability of the main working face of the quarry was analysed. Two falls involving about 15 000 m³ of rock had already suddenly occurred, and a solution to this safety problem was required. The following points were highlighted:

1. The strike of the bedding planes was the same as the direction of the working face and the dip angle of the bedding planes was about 30° towards the working face.
2. A major bedding shear was present. It was planar

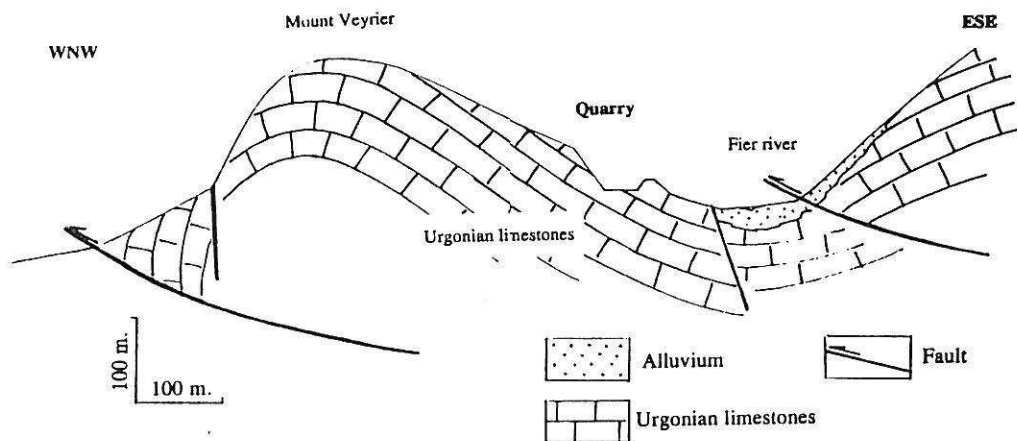


Fig. 1. Mount Veyrier Limestone Quarry (Haute Savoie, France). Simplified geological cross-section.

and slickensided. Shiny calcitic coatings could be observed on surfaces. The anticlinal deformation had resulted in internal deformation with bedding plane slip. The infilling material of this major discontinuity was a silty clay.

3. The bedding shear was intercepted by a set of discontinuities, some of which were widened by karstic phenomena. The infilling material of the bedding shear was absent in some places. Seepage could be observed through this major discontinuity, especially during rainy periods.

The obvious conclusion was that it was dangerous to work beneath such an unstable rock mass with a total volume of about 200 000 m³. The friction angle of this bedding plane was very low, certainly lower than 20°, or perhaps 15°. Moreover, it is known that the usual behaviour of plane deformation and plane failure, sometimes with rapid sliding, did not allow reliance on a monitoring system for hazard evaluation and forecasting slope failure. A modification of the working method therefore had to be implemented. The entire unstable rock mass was brought down by several smooth wall blasts, using microdelays and a sequential blasting method. A 50 000 m³ rock mass was initially removed, followed by the remaining mass.

Structural features can give rise to particular failure mechanisms as well as affecting the geotechnical parameters of sliding planes. Hence, much attention has to be paid to the sets of discontinuities through rock masses and to regional tectogenesis, and the resulting hierarchy of the discontinuities present in a rock mass.

Carmaux open pit coal mine, France

In a second example, a software package named DEGRES was used as a computational tool to help with decisions about geometrical design and geotechnical studies in opencast mining and quarrying (Tanays 1989;

Cojean *et al.* 1990; Alonso Garcia 1992; Fleurisson *et al.* 1992).

It is first necessary to obtain an accurate rock mass description, dealing with both the rock material and the natural discontinuities. This includes the orientation, persistence or visible trace length, spacing and aperture of open cracks, or the thickness and nature of infilled cracks, and the waviness, roughness and strength of discontinuity surfaces. This data gathering has to follow standard procedures according to the scanline method. In quarries or opencast mines, measurements are made in various directions on the bench faces and the geometrical and physical properties of each discontinuity intersected by the scanline carefully noted. To ensure that the data obtained have a consistent statistical meaning, the rock mass is separated into homogeneous zones—for example, zones which present similar distribution characteristics of the discontinuity sets. This, of course, implies a sound judgement from the engineering geologist.

Each group of field data must then undergo statistical treatment to determine the parameters that will be used for the subsequent simulation. To determine the number of discontinuity sets present in the rock mass, a stereographic projection of all the discontinuities is plotted. Another program then performs a dynamic classification of the discontinuities by selecting suitable sets, depending on the mean values and the standard deviation of the discontinuity sets present. The various geometrical and mechanical parameters of each set are then analysed with, for each discontinuity set, curve-fitting distribution curves for parameters such as dip direction, angle, spacing and persistence.

The software automatically provides a geometrical model from a basic contour plan which includes the crest or footline of the pit. Certain geometrical data have to be specified—for example, the coordinates of points which form the crest position. Then, for each sector or facet, which begins at the top of the open pit, the

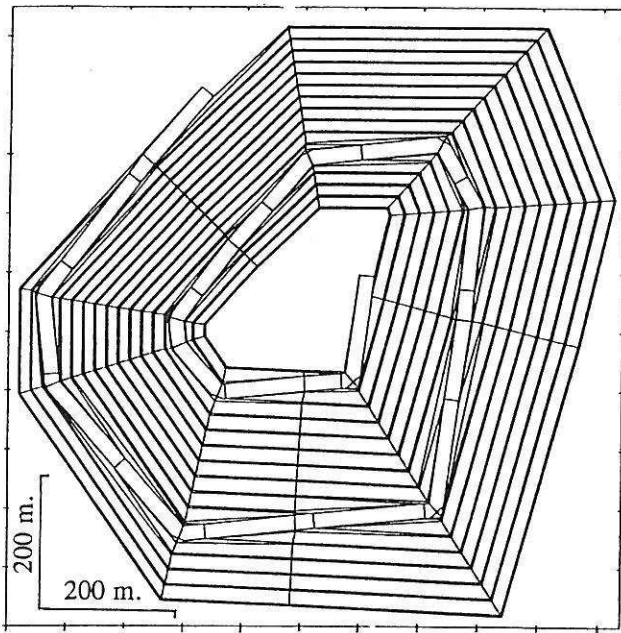


Fig. 2. Geometrical modelling with the software DEGRES (after Alonso Garcia 1992).

average slope angle, the height and slope angle of faces and the width of benches, or the spacing of the contour lines which will occur in the unbenced walls of the open pit, are specified. Finally, the total depth of the pit is specified.

The contoured plan (Fig. 2) is drawn automatically. Lines between two adjacent facets are called interfacet lines. The positions of these lines are calculated using a set of translations from points on the crest. They are totally determined by the geometry of the contiguous facets. Where two interfacet lines intersect, a facet disappears and a new interfacet line is calculated from

the intersection point. This reflects the physical reality which occurs when the pit wall curvature radius is low. Finally, a haul road may be inserted into the geometrical model which then has to be modified. From then on, the geometrical model is divided into a series of sectors, where each results from a facet, the boundaries of which are interfacet lines or edges of the haul road.

The geological model is set up in the second stage. An accurate geometrical model of ore seams, layers or deposits is calculated, where the hanging walls and footwalls are approximated by a series of plans. Major faults are also digitized according to a series of polygons. Sets of discontinuities (fractures, joints) are represented by the strike, dip angle, cohesion and friction angle of each set.

Slope instability can then be detected, depending on two phases. The purpose of the first phase is to identify the kinematic probability of the occurrence of various failure mechanisms: plane failure, wedge failure, step failure or toppling failure. This is carried out according to the rules established by Hoek & Bray (1974). The second phase involves computation of the minimum safety factors with their associated volumes of failed ground and maximum volumes of failed ground with their associated safety factors. These calculations are undertaken for each sector, and for a bench, a set of benches or the whole pit wall. They are undertaken for various associations of discontinuities, such as faults, bedding planes, joints and small fractures.

This software was used in the design of a large open pit at Carmaux (Tarn, France). The final shape of the pit will be approximately circular, with a mean surface diameter of 1200 m and a maximum depth of nearly 300 m. The geological structure of the site consists of 100 m of upper Tertiary gravel-bearing clays (ranging from over-consolidated argillaceous strata to sandy and sandy-gravelly deposits) and 200 m of Lower Coal Measures strata consisting of coal seams (the thickness

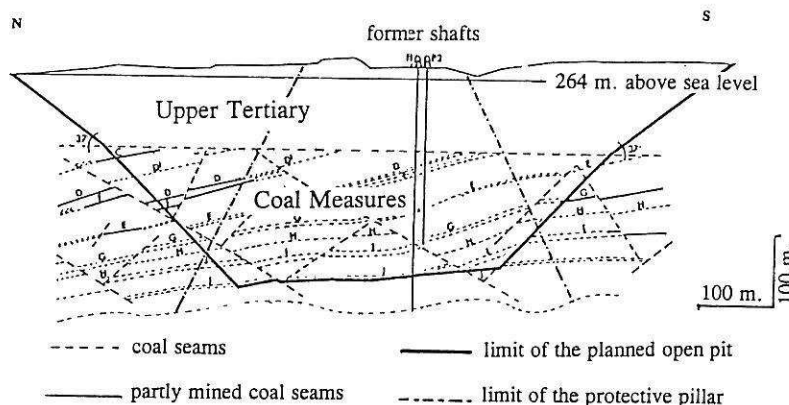


Fig. 3. Carmaux open pit geological cross-section (after Document Houillères de Bassin du Centre et du Midi, Charbonnages de France).

of which ranges from 1 to 8 m), shale and sandstone beds (Fig. 3). Most coal seams were partly mined by underground methods from the Sainte-Marie shaft, but a protective pillar containing about 5×10^6 t of coal which was not worked around the shaft is to be extracted by opencast methods.

In the Tertiary rocks, slope stability problems were analysed according to the classical methods for the calculation of safety factors for critical slip surfaces. In the Coal Measures, slope stability problems arise from the presence of discontinuities and were analysed with the help of DEGRES. The geological structure is monoclinical with a low dip, but the basin is affected by an extensive system of faults with a trend varying between 130° and 170° and an average dip of 50° to the northeast. Oriented-core drillholes and information from mine levels allowed statistical studies of the discontinuity sets. The shear strengths of the various types of discontinuities were measured in a shearbox apparatus capable of accommodating samples up to 150×150 mm². Some major faults with argillaceous fillings presented friction angles of 19° .

The DEGRES software was used according to the described procedure. The calculations lead to the design of integral slopes with angles varying from 37° to 50° , depending on the slope orientation with respect to the structural features of the rock mass. However, this analysis of elementary failure mechanisms was only a part of a more global slope stability study (Fig. 4).

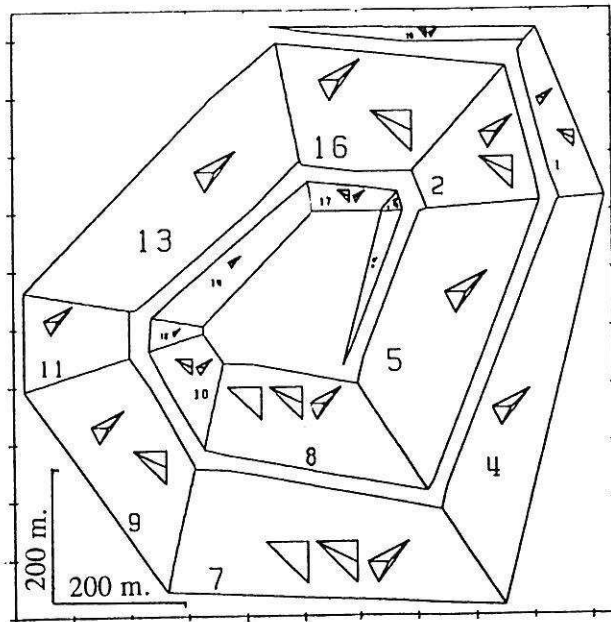


Fig. 4. Detection of failure mechanisms, Carmaux opencast coal mine (Fleurisson *et al.* 1992).

Mechanical behaviour of rock masses

The previous results do not represent a comprehensive analysis of the mechanical behaviour of rock masses. Generally, the elementary failure mechanisms are more realistic if the analysis scale is small, meaning that plane failure and wedge failure are appropriate analysis schemes for benches or small slopes. However, they can be unsuitable for large slopes as, for example, in a large open pit several hundred metres deep. In such instances, two basic procedures may be implemented: firstly, three-dimensional geometrical simulation of the rock mass; and, secondly, mechanical behaviour modelling of the rock mass. In both stages, sound judgement by an experienced engineering geologist is required to identify the relevant features about the geometry of the rock mass and to assess the mechanical behaviour that may operate. The assumption required for analysis of elementary failure mechanisms that the rock mass consists of a series of rigid elements separated by discontinuities is not always valid and the deformability of the intact rock material and the mechanical properties of the rock joints and joint materials may need to be taken into account.

Depending on the geological structure, the materials involved and their mechanical properties, the scale of the slope and the corresponding state of stress, it will be necessary to emphasize either the continuous properties or the discontinuous properties of rock masses.

Analysis of stress and deformation patterns around pit slopes

This topic has been the subject of a number of studies using, in particular, finite element methods, from which the main outcome has been as follows: (1) knowledge of displacements at the crest and along the slope faces; (2) location of tensile zones inside the slope; (3) the importance of the influence of the mechanical parameters of the different formations in the rock mass; and (4) the major influence of the initial state of stress of the rock mass.

The finite element method has become a useful tool for stress analysis of rock masses where the natural geological discontinuities are modelled as joint elements. The possible yielding of rock material can be modelled using elasto-plastic constitutive laws; time-dependent approaches are also available.

As an example, the results of a finite element analysis performed by Yu & Coates (1979) in the design of a large hematite mine may be considered. These workers emphasize the difficulties arising from an imperfect knowledge of the rock type distribution, the properties of the rock mass and the initial state of *in situ* stresses. However, comparative analyses giving stress distributions in the slope and the resulting deformations were very informative. The mine was approximately 900 m long by

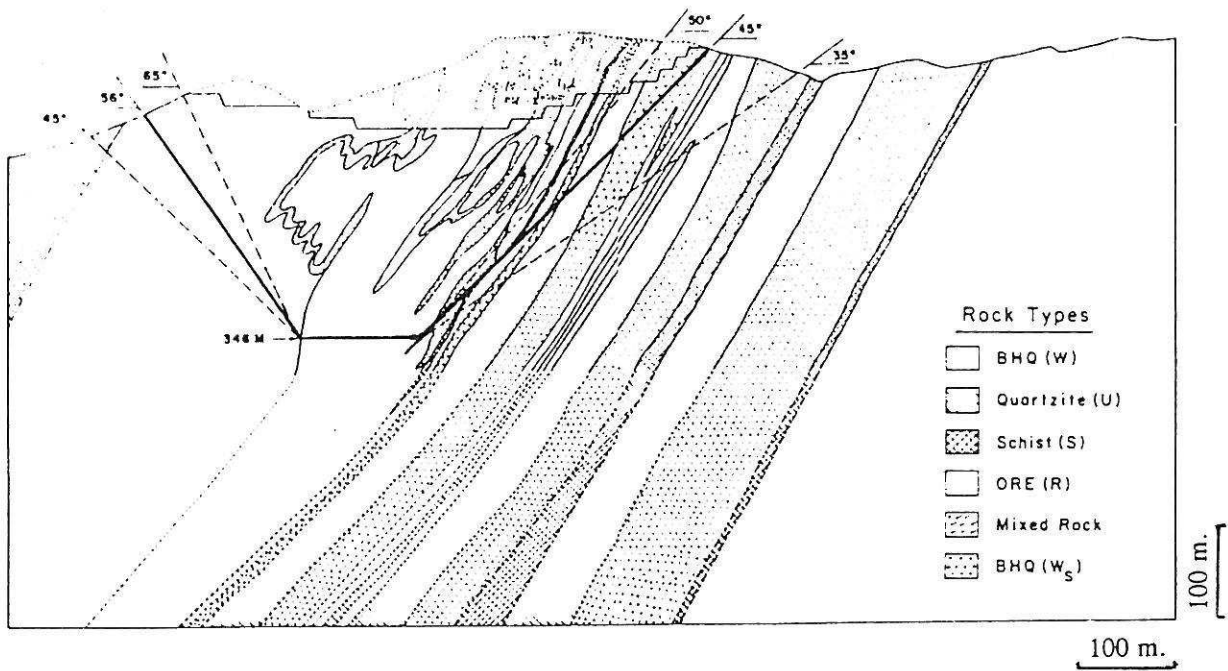


Fig. 5. Simplified geological cross-section of the hematite mine (Yu & Coates 1979).

600 m wide and up to 300 m deep. The hanging wall of the hematite orebody (Fig. 5) consisted of a very strong, elastic, banded hematite quartzite (BHQ). The footwall comprised alternate beds of (1) very strong, elastic quartzite, (2) low strength, elastic schists and (3) elastic, schistose, banded, hematite quartzite. The dip of the bedding planes was approximately 63° and no major fault was observed. Laboratory tests and field considerations

led to estimated Young's moduli and Poisson's ratios of the various rock materials. Gravitational loading was considered as the initial state of stress and the stress and deformation patterns as a result of the mining operations were calculated under plane strain conditions.

Among the numerous results of this study, the contour maps of equal principal stresses are of particular interest. Figure 6 shows the pattern and

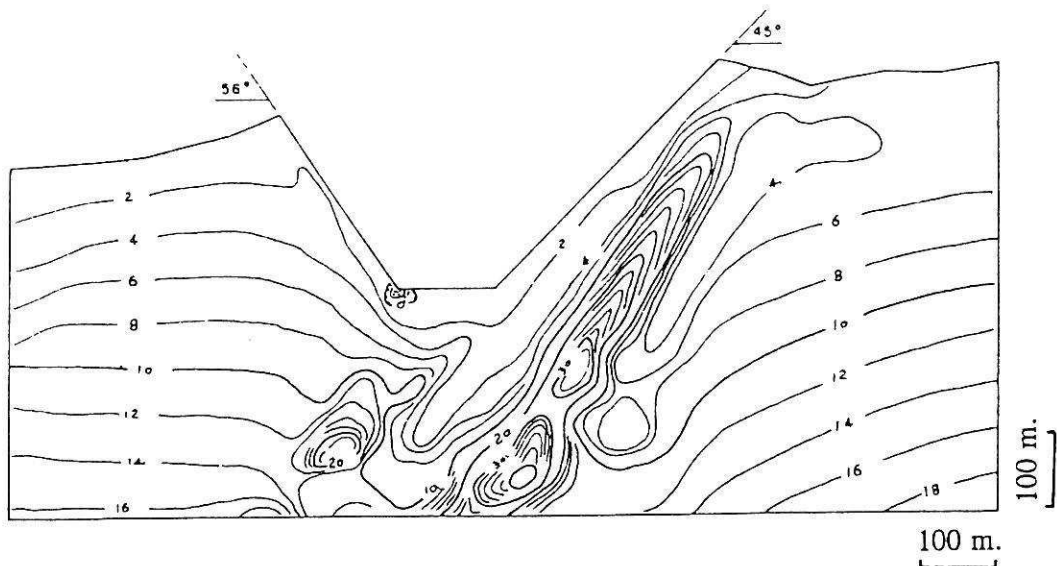


Fig. 6. Contours of equal-major principal stresses (contour intervals are 2 MPa) (after Yu & Coates 1979).

intensities of the stresses in the slopes. Clearly, the quartzite bed in the footwall, which has a higher stiffness than the adjacent layers, would carry a large proportion of the stress, with greater stresses in this layer than in adjacent layers.

Additionally, these workers showed that tensile zones were developing, especially at the toe along the floor of the pit, and that the directions of the tensile stresses in the footwall of the model were approximately perpendicular to the direction of bedding. This would be an unfavourable condition, as far as stability is concerned, because the bedding planes are usually fairly weak. Through further calculations, a no-tension condition was simulated in the elastic model to take into account the usual inefficiency of most rock masses for sustaining tensile stresses. The new distribution of compressive stresses was associated with similar results due to the loading of the quartzite bed in the footwall.

This example shows the effects of geological structures on the stress patterns in rock slopes and on the resulting deformation and failure mechanisms. We also emphasize the importance of a good knowledge of the structure and properties of the hanging wall and footwall materials for an appropriate design of open pit ore-mine slopes.

Continuous or discontinuous medium, deformable or undeformable rock bodies?

Papers by Poisel (1990) and Steger & Unterberger (1990) considered the duality between discontinuous and continuous media in the analysis of competent rock masses lying on an incompetent base. This classical situation occurs in various countries where jointed hard rocks, such as limestone or sandstone, forming high shear walls overlie soft, thick strata such as clayey or silty beds. Several modes of failure may occur depending

on the relative competence of the hard and soft rocks, and depending on the presence of inclined joints in the lower part of the hard rock (Fig. 7).

Thus, if elasto-viscoplastic behaviour is assumed for the base material and a viscoplastic behaviour for the hard material, two-dimensional finite element calculations resulted in a type 1 failure. The viscosity of the upper hard rock mass was chosen so that the behaviour of the hard rock mass could be defined as brittle compared with the ductile behaviour of the lower soft rock mass. According to this scheme, for this mode of failure, the hard rock slab leans backwards towards the upper part of the hard rock mass.

To take into account the failure zones and inclined joints that might occur at the bottom of the slabs of hard rock, these workers modelled such joints as discrete elements in the finite element mesh, with a specific behaviour for these joints. Calculations gave a type 2 failure. The wedge-shaped rock body at the foot of the rock slab was squeezed out towards the free surface, making the slab topple forwards. Hence, the mode of failure is completely different from the previous model.

Thus this simple but interesting example, which corresponds to widespread slope situations, highlights the major influence of different modelling hypotheses: Is the rock mass regarded as a continuous or a discontinuous medium; are some rock bodies of the rock mass regarded as rigid or non-rigid blocks; and are the mechanical parameters of the various rock bodies of the rock mass chosen according to the actual behaviour of the material?

Depending on the choice of hypothesis, the calculation results, and the mode of slope failure itself, may be very different. A sound judgment from the engineering geologist, and from the rock mechanics specialist, is therefore required to obtain results in accordance with the geological and geotechnical reality.

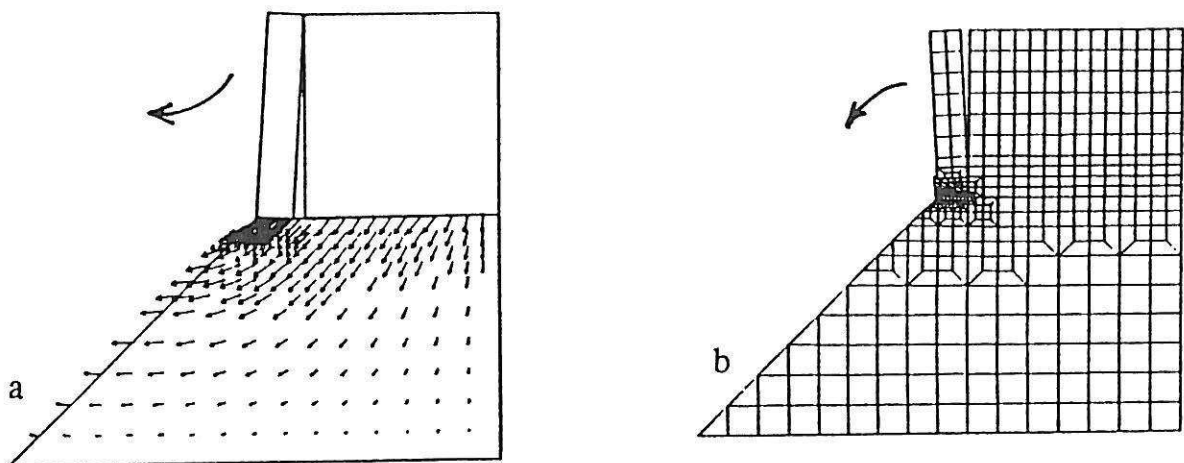


Fig. 7. The dualism discrete-continuum of jointed rocks. Failure mechanism: (a) mode 1, displacement vectors of the base; (b) mode 2, toppling of rock slab (after Steger & Unterberger 1990).

Distinct element modelling for rock mass analysis

Research work on block mechanics has been in progress for more than 20 years. Firstly, mention should be made of the accurate block system analysis provided by the key block theory developed by Goodman & Shi Gen-Hua (1982, 1985). This concept is a useful tool in open pit slope analysis, especially for designing systems for bolting and anchoring. From a numerical point of view, the distinct element method is presented as a technique with a potential role in design calculations for structures in jointed rock. The initial presentation by Cundall (1971) and the following developments by Cundall *et al.* (1988) allow the representation of both rigid and deformable bodies separated by discontinuities in both static and dynamic analyses using two- and three-dimensional programs.

SIMBLOC and BRIG3D software

Other investigations have been carried out using this method of analysis. The developments in the numerical simulation of rock mass fractures and in the techniques of the identification of rock blocks intersected by fractures have given appropriate three-dimensional geometrical models, as in the SIMBLOC software (Xu Jixian *et al.* 1990; Xu Jixian 1991). In the simulation, the discontinuities are represented as flat discs in which the parameters of the disc radius distribution are derived from the trace-length distribution. The fracture density, or the number of disc centres per unit volume, is calculated according to the mean frequency of the

discontinuity along the scanline, and the disc centres are then generated.

From the three-dimensional fracture configuration (Fig. 8a), a study of the fracture connectivity is carried out, firstly to remove the non-connected fractures and to provide a geometrical model for the block mechanics analysis (Fig. 8b). This study is based on the identification of intersections between fractures. The global vertices, edges and faces of the blocks are identified. Some topological boundary properties of a polyhedral block are used to identify and to orientate the distinct blocks and to form the block system. Each discretized block is identified and its volume calculated.

Based on the distinct element method, the mechanical analysis regards the rock mass as a system of distinct rigid blocks with mechanical interactions along the discontinuities. The properties that govern joint deformability and strength are given by two stress-strain curves related, respectively, to joint behaviour under axial compression and direct shear.

The procedure of mechanical analysis using the BRIG3D software (Tahiri 1992; Tahiri *et al.* 1992) is based on the principle which minimizes the potential energy of the block system and takes into account progressive loading and the boundary conditions of the system. The solution of the system of equations then allows the calculation of the centre of gravity of displacements for each block, and the deformation and stress vectors for each joint.

The method can be illustrated by making reference to the dilatant behaviour of a rock mass as a function of the orientation of a major set of persistent discontinuities.

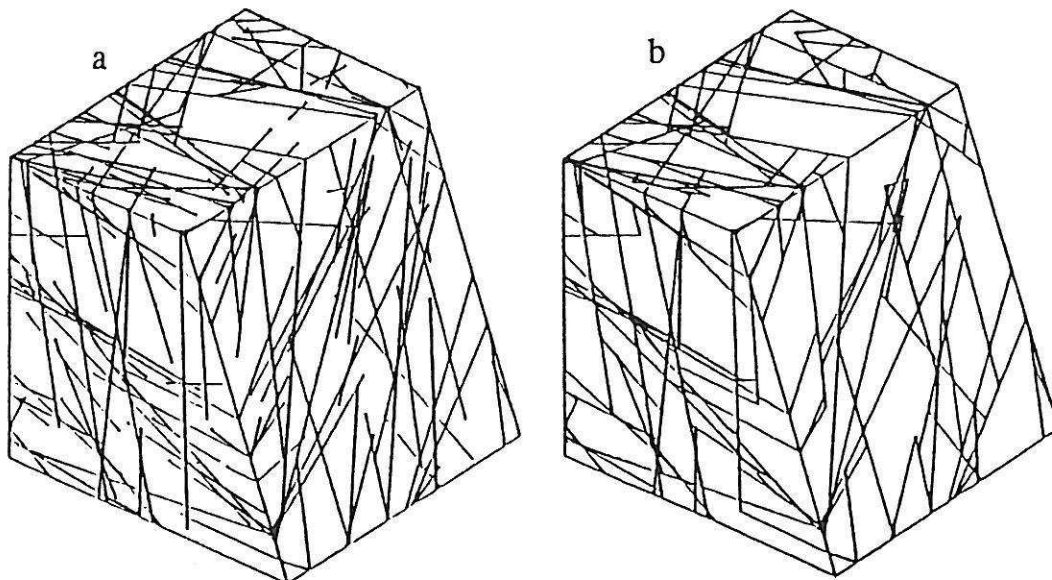


Fig. 8. Simulated discontinuity sets with the software SIMBLOC, before and after the connectivity study (after Xu & Cojean 1990, Xu Jixian *et al.* 1990).

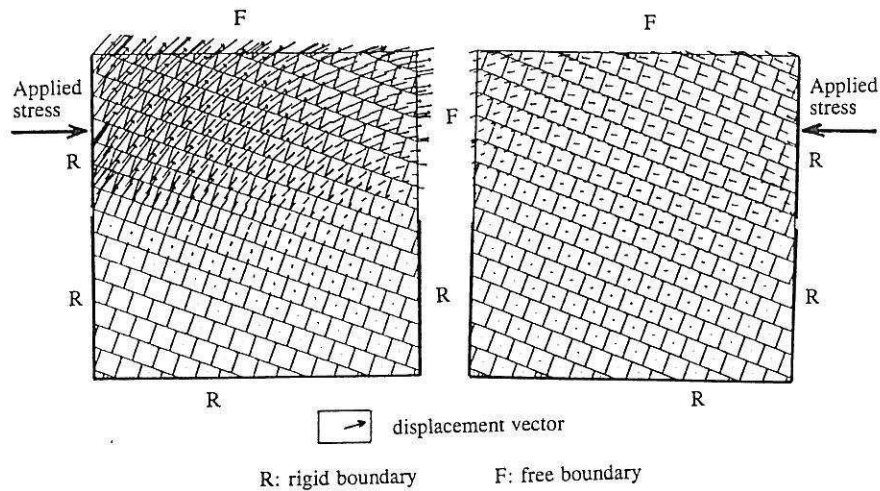


Fig. 9. Displacement vectors of a rock mass with no dilatant joints according to the software BRIG3D (after Tahiri 1992).

This phenomenon may be shown by a plane shear test and is illustrated by the displacement vectors in Fig. 9. It can be seen that the results depend on the orientation of the main set of through-going discontinuities versus the shear direction, and that dilatency of the rock mass occurs although the joint behaviour under the direct shear is not dilatant.

It is interesting to compare this result with some field observations on unstable rock slopes with or without dilatant behaviour, as the slope deformation depends on the orientation of the main set of persistent discontinuities. As indicated in Fig. 10, case (1) involves dilatency of the rock mass, whereas case (2) does not.

Brenda Mine (Canada)

Pritchard & Savigny (1990) used the distinct element method to model block and flexural modes of toppling in large-scale toppling deformation associated with deep-seated landslides in Canada, and in an engineered slope at the Brenda mine in British Columbia. These modes of failure are similar to those studied by De

Freitas & Watters (1973) and Goodman & Bray (1976).

Pritchard & Savigny (1990) used the universal distinct element code (UDEEC). In this, the constitutive relationship for joints and for fully deformable blocks is linear elasto-plastic. The user has to determine when and how a failure occurs by monitoring parameters such as block velocities, stresses and displacements.

The slope in the south wall of the Brenda mine experienced significant toppling deformation when cut at approximately 40° to a depth of 190 m. The rock which forms the slope is a hard, fractured quartz diorite, with three major discontinuity sets. The toppling deformation of the original wall was accommodated by shears along gouge-filled set A faults and by deformation of the hard, jointed quartz diorite rock between the faults. The model was developed so that the stresses in the slope were allowed to reach equilibrium between each excavation sequence. At the final excavation level, the friction angle of the joint was iterated to determine the ultimate value for stability, while the block cohesion and tensile strength were held constant.

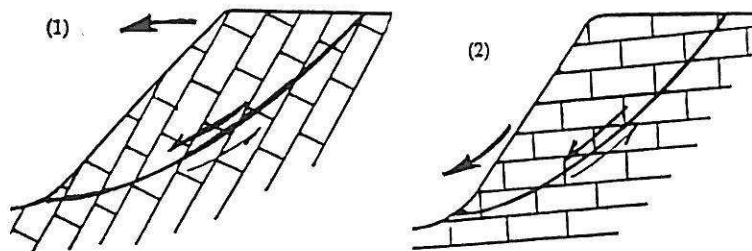


Fig. 10. Dilatency of unstable rock slopes as a function of the orientation of a major set of continuous joints.

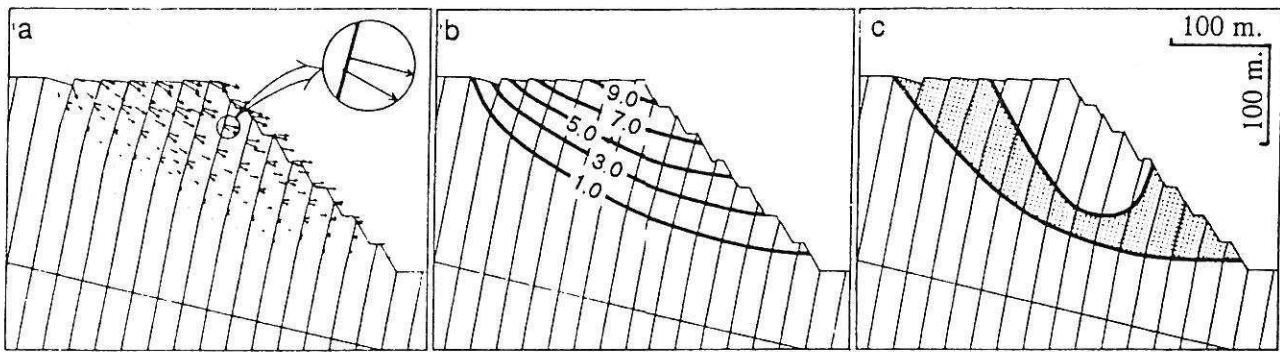


Fig. 11. Pure flexural toppling deformation (UDEEC model of Brenda Mine, British Columbia). (a) Grid point velocity vectors; (b) horizontal displacement contours in metres; (c) area of failed nodes (after Pritchard & Savigny 1990).

These workers showed that two modes of toppling could occur, depending on the mechanical parameters of the block material. The first was a pure flexural toppling (Fig. 11), where the velocity vectors of grid points presented in Fig. 11a and the horizontal displacement contours in metres shown in Fig. 11b give an accurate description of the geometry of the failure. The area of failed zones shown in Fig. 11c indicates that overturning is being accommodated at a defined depth in each block; note the curvilinear nature of the failure surface. For a second set of parameters the toppling mode is characterized by flexural toppling of the lower part of the slope and sliding of a wedge-shaped block behind the slope crest (Fig. 12). In this instance, a substantial decrease in cohesion and the tensile strength of the block materials was assumed, and the graben topple shown in Fig. 12 develops as the friction angle of the joint decreases. The velocity vectors of the grid points are plotted in Fig. 12a

and the horizontal displacement contours in metres in Fig. 12b; note that the sliding graben behind the slope crest and the toppling lower slope combine to form a bilinear failure surface which is illustrated by the limit of the area of the failed zones in Fig. 12c.

It appears that the model can anticipate large deformations in slopes where progressive toppling deformation produces a deep-seated pseudo-circular landslide or bilinear landslide. This example further emphasizes the major influence of geological structures on slope deformation, especially for large-scale toppling failure associated with deep-seated landslides. However, the mechanical parameters of the joints, as well as of the rock material, are significant, and a slight variation may alter the mode of failure. There is a need for much investigation into the structural description of rock masses and the quantification of mechanical parameters of rock masses.

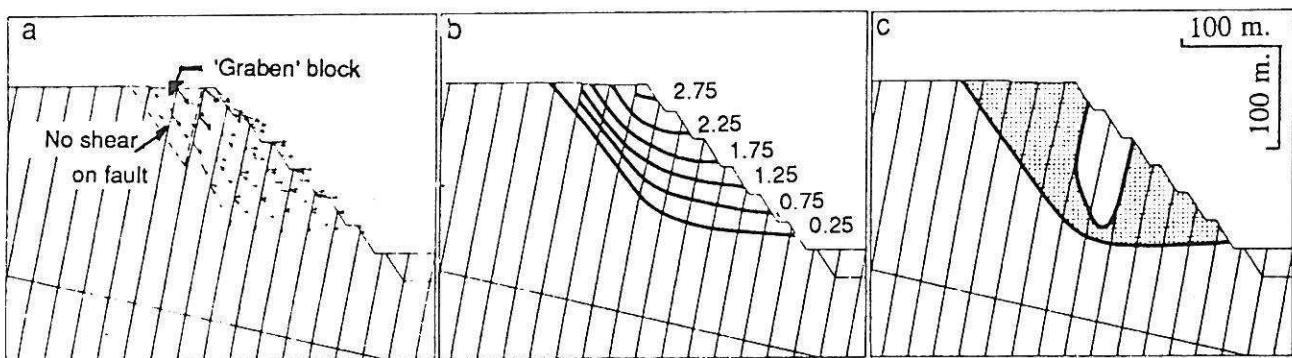


Fig. 12. 'Gaben' toppling deformation (UDEEC model of Brenda Mine, British Columbia). (a) Grid point velocity vectors; (b) horizontal displacement contours in metres; (c) area of failed nodes (after Pritchard & Savigny 1990).

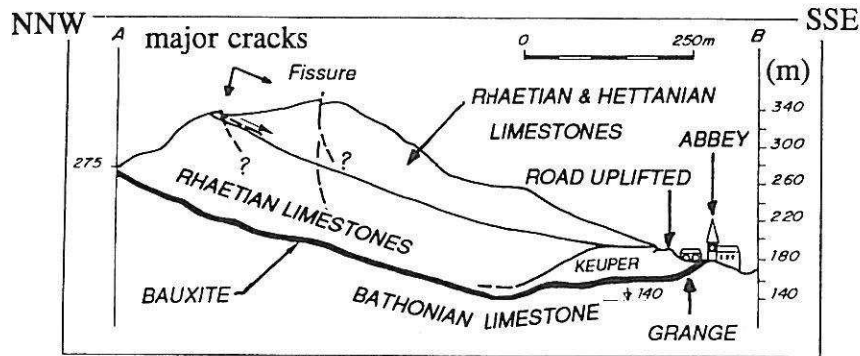


Fig. 13. Simplified geological cross-section of the hill (after Griveaux *et al.* 1988).

Present limitation of modelling for large and complex geological structures

The larger and more complex the geological structure, the more significant are these preliminary conclusions. Moreover, if the initial state of stress results not only from gravitational loading, but from tectonic activity, or if triggering factors such as water pore pressure or dynamic stresses are not well known, then the problem becomes much more difficult to solve. This general assertion will be illustrated with two examples of excavation projects.

Bauxite mining at Le Thoronet (Var, France)

The first example concerns the underground and surface mining of bauxite in France, and the consequent sliding of a large part of a hill which threatened Le Thoronet Abbey (see Fig. 13). As Fig. 14 shows, the Cistercian Abbey of Le Thoronet is located at the northern foot of a 350 m high hill. The geological structure of this hill is an asymmetrical syncline, which overlaps the underlying formations towards the south. During the late Eocene tectonic phase of the Alpine orogenesis, a thick marly calcareous series of Rhetian and Hettangian age was thrust over limestones of Bathonian age. The overthrusting was assisted by an intermediate layer of clayey and marly material of Keuper age and bauxite deposits of Cretaceous age in the upper part of Hettangian limestones were trapped under the overthrust surface.

Underground mining of this bauxite began in 1960 and extended from west to east until 1988. In addition, in 1966, a large open pit was started on the eastern side of the hill. The first slope movements occurred in 1979, in the southern wall of the open pit, when a large rock mass began to collapse along a major fault. This discontinuity was weathered and widened by dissolution processes and extended over about 1 km, towards the upper part of the hill, above the slopes south of the Abbey.

To control these movements, a toe embankment was immediately constructed in the open pit. However, vertical movements at the top of the hill increased to a rate of 2 m each year for about six years. At the end of 1983, a spring near the Abbey dried up. At the beginning of 1984, slight uplifts of the road occurred near to the Abbey. A compression ridge moved northwards at a rate of between 25 cm and 1 m each year. Several cracks appeared in the upper slopes above underground workings which had been exploited by block caving methods.

A general geotechnical study was then carried out and the conclusions were as follows:

1. The whole hill was sliding towards the north along two parallel major failure surfaces: (a) a bedding plane between the limestone formations of Hettangian age and the marly calcareous formation of Rhetian age and (b) the overthrust surface at the contact of the clayey formations of Keuper age. This general movement occurred despite the low dip of the overthrust surface, which was only about 10° to the north.

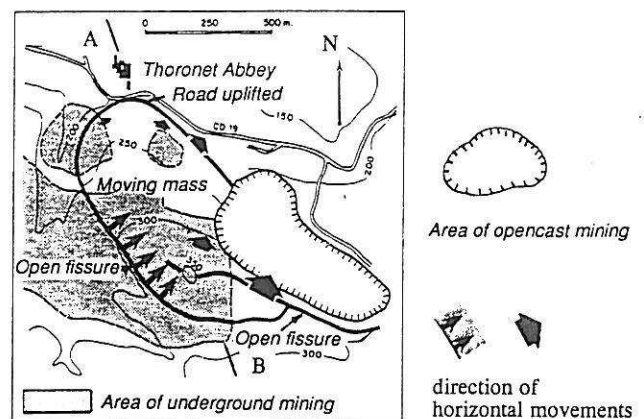


Fig. 14. Le Thoronet bauxite mine (after Griveaux *et al.* 1988).

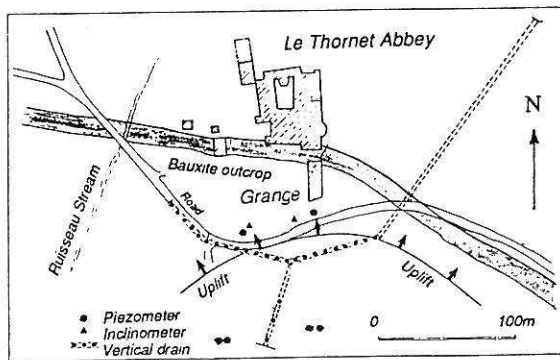


Fig. 15. Plan view of the drainage structures at Thoronet hill (after Koch Paquier *et al.* 1990).

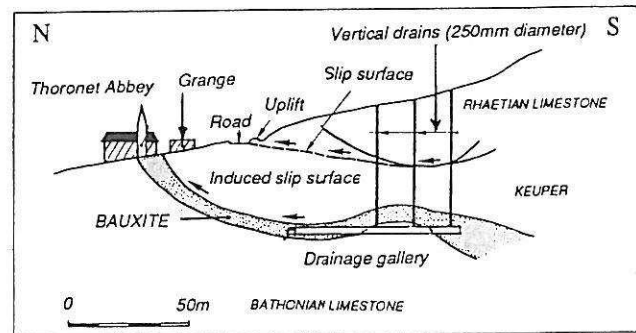


Fig. 16. Cross-section of the drainage structures at Thoronet Hill (after Koch Paquier *et al.* 1990).

2. The whole hill had been disrupted by block caving during the underground mining operations. Moreover, underground mining had contributed to a lowering of the general water-table in the hill. Subsequently, the end of dewatering on closure of the mine gave rise to high water pressures in the hill.
3. The open pit mining was perhaps the triggering factor of the sliding phenomenon.

A monitoring programme was implemented on the hill and at the Abbey using topographic bench marks set up along profiles through the hill; inclinometer and piezometer surveys were also carried out. It appeared that the most economic and effective method to protect the Abbey was to reduce groundwater pressures using a drainage system consisting of a 500 m long main drainage gallery constructed in the stable Bathonian formations (Figs 15 and 16). Twenty-four vertical 50 mm diameter boreholes intersect the gallery and many inclined drains lower the water-table in the Keuper formation around the Abbey. A transverse branch was driven into part of the hill and three vertical 250 mm diameter by 80 m long boreholes for gravity dewatering lower the water-table in the marly calcareous Rhetian formations. This work was carried out in 1989 and 1990.

The first effects on the hydrogeological situation are encouraging, with a decrease in the general slope movements near the Abbey. These findings must be treated with great caution, however, because of the low rainfall of recent years.

This example shows the unexpected consequences of an excavation project where the general weakness of a large geological structure was not taken into account and where underground mining operations had further weakened the internal structure of the hill. Moreover, as in many examples with weak rocks, hydrogeological factors are of prime importance in slope stability.

Fushun West Open Pit Mine

Finally, an example from the Liaoning province, in northeastern China, is presented. It concerns the Fushun West open pit coal mine, visited in 1992. The open pit is about 6 km wide from east to west and 2 km wide from south to north, with an exploitation range from 200 to 300 m below the ground surface and an expected depth of 500 m.

The coal seam trends approximately east-west and dips from 25 to 40° northwards, with average and maximum thicknesses of 80 and 145 m, respectively. As Fig. 17 shows, the geological structure is an inclined syncline with an east-west axis. The coal seam is overlain by 120 m of oil shales and green shales. The northern part of the syncline is faulted, with two major reverse faults F1 and F1A (Fig. 17).

Underground mining of the coal was in operation until 1964 and resulted in some surface subsidence, as indicated in Fig. 17. Opencast mining began while the underground mining was still in progress. A large industrial estate is located close to the northern boundary of the open pit, with a refining plant and a thermal power station.

Subsidence is presently occurring in this area, with large differential settlements, located especially along the F1 fault. The primary causes of this very worrying problem are under debate. Are the underground mining operations or the open pit responsible for this phenomenon? This matter is of widespread interest in the field of opencast mining because of the development of this type of mineral exploitation elsewhere in previously underground mined areas.

Xu Jiamo (1990), under the direction of Professor Wang Sijing from the Beijing Institute of Geology, has gathered and analysed the relevant theoretical results and monitoring data. Some major findings relating to surface movements due to open pit mining or underground mining have been reported; the opencast mining may have

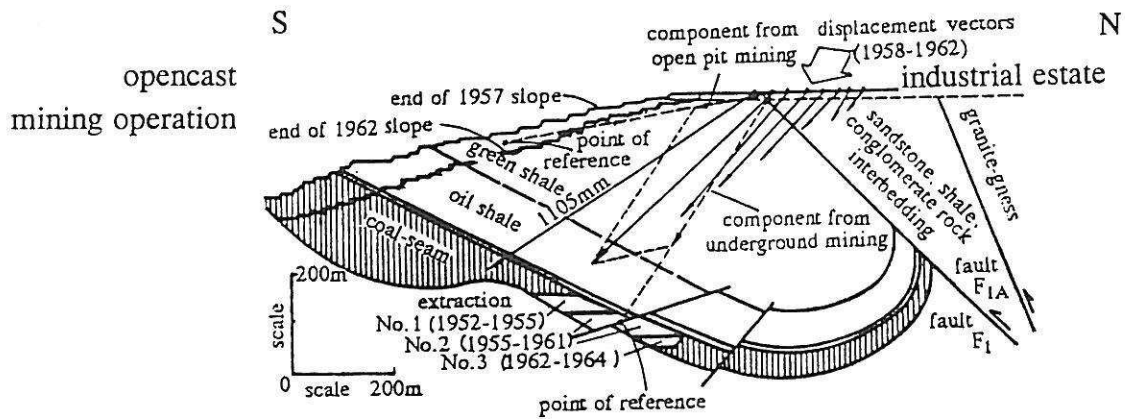


Fig. 17. Fushun West open pit mine (Liaoning province, China). General north-south geological cross-section (after Xu Jiamo 1990).

caused a rise in the bottom of the open pit and the lower sections of the slopes and led to subsidence of the crest.

To delimit the influenced area and the subsidence of surrounding areas beyond the crest of the open pit, Xu Jiamo (1990) defines a limit angle (at the bottom of the open pit, the angle between the horizontal and the point of the ground where movements are no longer measurable). This angle is similar to the concept of a limit angle in underground mining. It appears to be very low: about 10° for the Fushun West open pit mine. It is significantly different from usual values for underground mining and, in particular, the 50° value for Fushun underground mining. This difference is readily explained by boundary conditions with free displacements allowed towards the slopes in the open pit and by the subsequent creep phenomena of rock masses. The displacement vectors depend on the location of monitoring points around the underground extraction

areas and the distance of these points from the crest of the open pit (Fig. 18). They show the importance of the horizontal component resulting from the influence of opencast mining. In addition to this general matter, the effect of the faults on rock deformation were studied. Large discontinuities in rock masses may lead to complex displacement fields, which could affect these results.

In the initial stages the open pit slope angle was gentle and the ground subsidence was mainly controlled by underground mining, with a slight effect due to opencast mining. Thirty years later, the slope angle of the open pit is steep, with the crest of the open pit close to the faulted area (Fig. 19). Three phenomena are present. The first is due to the significant influence of opencast mining. The second is connected with the general mechanical behaviour of the rock mass which, owing to the two main faults, is more in accordance with discontinuous

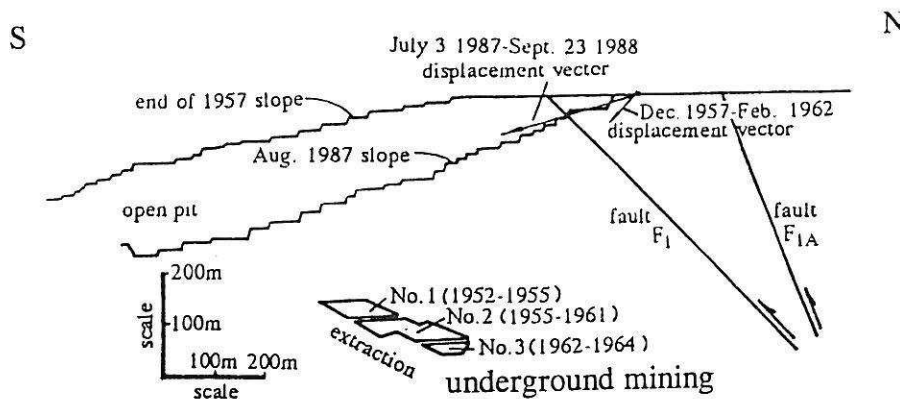


Fig. 18. Displacement vectors regarding the location of underground extraction areas and the distance to the crest of the open pit (after Xu Jiamo 1990).

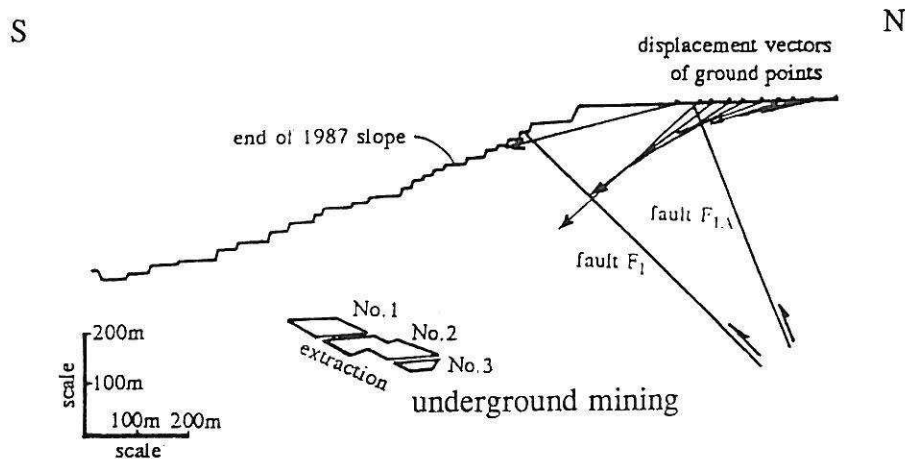


Fig. 19. Role of large faults on displacement field (after Xu Jiamo 1990).

media than with continuous media. The third could be described as a recovery of underground mining subsidence due to the new boundary conditions, with a low confining pressure provided by the opencast mining and the partial destruction of previous rock arching above underground mined areas.

Undoubtedly, distinct element modelling which could take into account the deformability of rock materials would allow a better understanding of these complex and interlinked phenomena. Monitoring data would give an accurate validation of the model, deformation phenomena could be forecast and suitable decisions taken about future mining works.

Conclusions

As a general conclusion in the field of rock slope engineering in opencast mining and quarrying, we emphasize the primary importance of: an accurate description of the geological features of rock masses using a geological approach, but for engineering purposes; a better understanding of the mechanical behaviour of rock masses as a whole; modelling of rock masses, taking into account the importance of both continuous and discontinuous media for characterizing rock masses; and better use of monitoring data for research during engineering work, which could bring about more accurate validations.

References

- ALONSO GARCIA, J. 1992. *Modélisation géométrique et géomécanique de mines à ciel ouvert avec pistes. Développement du logiciel DEGRES*. Thèse de l'École des Mines de Paris, 139pp.
- COJEAN, R., 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. In: *Proceedings of the 14th World Mining Congress*, Beijing.
- CUNDALL, P. A. 1971. A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems. In: *Proceedings of the International Symposium on Rock Fracture*, Nancy, Vol. 1, paper II-8.
- , HART, R.D. & LEMOS, J. V. 1988. Formulation of a three dimensional distinct element model. *International Journal of Rock Mechanics Mining Science & Geomechanical Abstracts*, **25**, 107-125.
- 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 par le logiciel DEGRES. In: *Colloque International "Géotechnique et Informatique" de l'École Nationale des Ponts et Chaussées*, 233-244.
- DE FREITAS, M. H. & WATTERS, R. J. 1973. Some field examples of toppling failure. *Géotechnique*, **23**, 495-514.
- GOODMAN, R. E. & BRAY, J. W. 1976. Toppling of rock slopes. In: *Proceedings of ASCE Speciality Conference, Rock Engineering for Foundations and Slopes*, Boulder, CO, Vol. 2, 201-234.
- & SHI GEN-HUA 1982. Geology and rock slope stability. Application of the key block concept for rock slopes. In: *Proceedings of the 3rd International Conference on Stability in Surface Mining. AIME/SME*, New York, 347-373.
- & — 1985. In: HALL, W. J. (ed.) *Block Theory and its Application to Rock Engineering*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs.
- GRIVEAUX, B., DINKEL, R. & TILMANT, G. 1988. Protection de l'Abbaye du Thoronet contre des glissements de terrain. In: MARINOS, P. G. & KAUKIS, G. C. (eds) *Proceedings of the Symposium Géologie de l'Ingénieur Appliquée aux Travaux Anciens, Monuments et Sites Historiques*, Athènes, Vol. 1. Balkema, Rotterdam, 21-26.
- HOEK, E. & BRAY, J. W. 1974. *Rock Slope Engineering*. Institution of Mining and Metallurgy, London.
- KOCH PAQUIER, G., COLOMBET, G., VIBERT, C. & POOSZ, M. 1990. *La galerie de drainage du Thoronet (Var)*. *Revue Travaux*, 1-7.

- POISEL, R. 1990. The dualism discrete-continuum of jointed rock. *In: Proceedings, Mechanics of Jointed and Faulted Rocks*, Vienna, 41-50.
- PRITCHARD, M. A. & SAVIGNY, K. W. 1990. Numerical modelling of toppling. *Canadian Geotechnical Journal*, **27**, 823-834.
- STEGER, W. & UNTERBERGER, W. 1990. Rock slopes and dam abutments in jointed rock. FE-analysis using gap-friction elements and contact procedures. *In: Proceedings, Mechanics of Jointed and Faulted Rocks*, Vienna, 495-501.
- TAHIRI, A. 1992. *Modélisation des massifs rocheux fissurés par la méthode des éléments distincts*. Thèse de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.
- , COJEAN, R., FLEURISSON, J. A., TIJANI, S. M. & ARNOULD, M. 1992. Modélisation des massifs rocheux fissurés par la méthode des éléments distincts. *In: HOMAND, F., MASSOURI, F. & TISOT, J. P. (eds), Colloque R. Houpert "Structure et comportement mécanique des géomatériaux"*, Nancy, 379-388.
- TANAYS, E. 1989. *Approche algorithmique des conceptions géométrique et géotechnique de mines à ciel ouvert. Application à la mine de Carmaux, France*. Thèse de l'École des Mines de Paris, 242pp.
- XU JIAMO 1990. Some major distinctions between the two kinds of rock movements caused by open pit mining and underground mining *In: PRICE, D. G. (ed.) Proceedings of the 6th International IAEG Congress*, Amsterdam. Balkema, Rotterdam, 2561-2566.
- XU JIXIAN 1991. *Simulation statistique de discontinuités et évaluation de la blocométrie de massif rocheux*. Thèse de l'École des Mines de Paris.
- , COJEAN, R. & ARNOULD, M. 1990. Simulation tridimensionnelle de la blocométrie naturelle de massifs rocheux. *Revue Française de Géotechnique*, **58**, 31-40.
- YU, Y. S. & COATES, D. F. 1979. Canadian experience in simulating pit slopes by the finite element method. *In: VOIGHT, B. (ed.) Rockslides and Avalanches*, Vol. 2. *Engineering Sites*. Elsevier, Amsterdam, 709-758.

Conception des talus de carrières et mines à ciel ouvert : approche géologique et géomécanique

1. INTRODUCTION

Les talus de mines et carrières à ciel ouvert, ainsi que les remblais de toutes catégories (verses à stériles, digues à stériles, terrils miniers) résultant des activités d'extraction et de traitement des industries extractives, constituent des "ouvrages" au sens où l'on parle d'ouvrages miniers ou d'ouvrages de génie civil. La conception et la réalisation de ces ouvrages doivent donc être conduites avec toute la rigueur scientifique qu'il convient et en faisant appel aux meilleures techniques et technologies disponibles aujourd'hui.

Sur un **plan économique**, on conçoit l'impact considérable de l'angle de talus pour les excavations à ciel ouvert de type fosse, au travers de la notion de taux de découverte ou ratio stérile/minerais (figures 1, 2, 3, 4 et 5*). C'est en fait une optimisation globale du projet qu'il faut rechercher, pour laquelle les paramètres géologiques et géotechniques liés aux talus doivent être considérés, au même titre que les paramètres liés à la récupération du minerai et aux méthodes d'extraction.

Sur le **plan de la sécurité**, on peut se souvenir de diverses catastrophes qui ont endeuillé l'activité minière (rupture du terril d'Aberfan au Pays de Galles en 1966, nombreuses ruptures de digues à stériles sur tous les continents...) et de nombreuses instabilités de talus de mines et carrières à ciel ouvert, compromettant souvent la sécurité et la rentabilité de ces exploitations.

Enfin, sur un **plan environnemental**, la **stabilité à long terme** des talus de carrières et mines à ciel ouvert en fin d'exploitation, et plus encore celle des remblais de toutes catégories, devient une exigence qu'il convient de respecter.

Les sciences de la Terre et les sciences mécaniques sont les premières concernées par ce sujet, et plus spécialement les disciplines scientifiques suivantes : géologie de l'ingénieur (ou *engineering geology*) et géotechnique, mécanique des sols et mécanique des roches, hydrogéologie et hydraulique souterraine.

L'objet de cet article est de souligner les principes de base du dimensionnement des talus. Si les éléments présentés permettent d'établir la communication entre exploitants et spécialistes des stabilités de talus, il restera cependant nécessaire de faire appel à ces derniers qui disposent, dans leur laboratoire ou organisme, de l'environnement scientifique et technique nécessaire et, en général, d'une longue expertise acquise sur le terrain, chaque cas d'étude étant souvent un cas particulier.

2. PRINCIPES DE DIMENSIONNEMENT DES TALUS

Il importe de mettre en œuvre une méthodologie bien maîtrisée, qui s'applique aussi bien pour les talus d'excavation que pour les talus de remblais de diverses catégories. Cette méthodologie doit se dérouler suivant les quatre phases suivantes :

2.1. Phase 1 : Acquisition de connaissances géologiques, géomécaniques et hydrogéologiques par l'observation et la mesure

Cette phase d'acquisition de connaissances prend appui sur l'ensemble des disciplines énumérées ci-dessus. Cependant, l'**approche géologique** est primordiale, qu'il s'agisse du massif de sol ou du massif rocheux dans lesquels doivent être excavés des talus, ou qu'il s'agisse du substrat support de tel ou tel remblai.

Le géologue identifie la **nature pétrographique** des matériaux concernés (sols ou roches) ainsi que leur état d'altération et de fracturation. De ces données, il peut, sur un plan qualitatif, tirer des informations préliminaires quant aux comportements mécaniques et hydriques de ces matériaux (grâce à des classifications géologiques et géotechniques et diverses chartes d'utilisation de ces matériaux). De plus, plaçant ces sols ou ces roches dans un contexte génétique, il peut comprendre les relations géométriques entre divers types de sols ou de roches présents, et peut apprécier la variabilité dans l'espace de ces matériaux et de leurs caractéristiques pétrophysiques et mécaniques.

Le géologue identifie également les **structures géologiques** présentes dans le gisement et les place dans un cadre historique : cadre structural régional et environnemental initial, histoire diagénétique et/ou métallogénique, histoire tectonique. Il en résulte des relations précises entre les différentes unités constituant le gisement et certaines hiérarchisations de ces unités entre elles ou des différentes familles de discontinuités affectant le gisement. L'analyse et la compréhension de ces structures sont très importantes, car celles-ci prédéterminent les processus ou mécanismes potentiels de déformation et de rupture.

Cette approche géologique, préliminaire, permet d'orienter et d'optimiser les **campagnes de reconnaissances géologiques et géotechniques** par sondages mécaniques ou méthodes géophysiques. Il faut en général mettre en œuvre :

- des **sondages destructifs**, avec enregistrement des paramètres de forage ;

* voir illustrations en couleurs, pages 135-138

- des **sondages carottés**, avec prélèvement d'échantillons intacts pour études géomécaniques en laboratoire. Dans les massifs rocheux, l'utilisation en sondage d'orienteurs de carottes pourra s'avérer nécessaire ;

- des **diagraphies** géophysiques en sondage.

Il est de plus nécessaire d'installer des **piézomètres** dans ces sondages ou des sondes de pression interstitielle pour avoir une connaissance correcte des pressions interstitielles dans les massifs de sols ou les massifs rocheux.

Dans certains cas, des prospections géophysiques de subsurface (sismique, électrique, gravimétrique, etc.) peuvent s'avérer nécessaires ou judicieuses, couplées à quelques sondages. Parfois, des excavations peu profondes réalisées à la pelle hydraulique, telles que tranchées ou excavations ponctuelles de quelques mètres de profondeur, peuvent, de façon économique, apporter des informations intéressantes (par exemple, dans une zone de vallon où l'on souhaiterait placer une verse à stérile, on peut aisément, par cette méthode, déterminer l'épaisseur de colluvions argileuses reposant sur un substrat rocheux).

Signalons de plus toute l'information "gratuite" disponible dans des travaux géologiques antérieurs (cartes géologiques, thèses), résultant de travaux miniers anciens ou accessible sur les affleurements naturels et les gradins d'exploitations (figures 6 et 7*). Enfin, il ne faudrait pas oublier toute l'information récupérable, en partie, dans les sondages miniers.

En fait, dès le stade du projet, il faut se préoccuper d'une "**valorisation géotechnique**" des sondages miniers, dans un souci d'économie globale, et programmer aussi des reconnaissances à but exclusivement géotechnique. Par exemple, des sondages réalisés en-dehors du gisement, au niveau des talus finals et en arrière de ceux-ci, seront toujours nécessaires aux études de stabilité de ces talus finals.

L'acquisition des paramètres pétrophysiques et mécaniques nécessaires aux calculs ultérieurs se fait ensuite à partir d'échantillons remaniés ou, plus souvent, d'échantillons prélevés intacts, sur lesquels on peut réaliser des **essais en laboratoire** et déterminer des paramètres pétrophysiques et des caractéristiques de déformabilité et de résistance mécanique : densité, différents modules de déformation, cohésion et angle de frottement interne des sols, paramètres de résistance au cisaillement des discontinuités.

Dans certains cas, il peut être utile de mettre en œuvre des **essais mécaniques in situ** : en sondage (essais pressionométriques ou dilatométriques, etc.) ou en surface (essais de cisaillement de matériaux grossiers ou de discontinuités rocheuses, etc.).

2.2. Phase 2 - Détermination des mécanismes potentiels de déformation et de rupture

L'analyse, d'une part des structures géologiques et des paramètres géotechniques des matériaux concernés, d'autre part des sollicitations mécaniques générées par le projet (excavation de carrière ou mine à ciel ouvert, poids d'un remblai de verse à stérile, charge hydraulique générée par une digue à stériles) permet d'identifier les **mécanismes potentiels de déformation et de rupture** les plus critiques.

Bien sûr, toute l'attention doit se porter sur ces mécanismes. Lorsqu'un chaînon casse, c'est toujours le maillon le plus faible qui cède ! L'identification de ces processus ou mécanismes est primordiale et relève dans bien des cas d'une démarche d'expert, conjuguant une approche géologique et géomécanique. Par exemple, dans une série sédimentaire qui serait essentiellement constituée de matériaux sableux, un mince niveau argileux horizontal (d'épaisseur centimétrique, voire inférieure) pourra rendre critique un mécanisme de rupture suivant une surface polygonale empruntant ce niveau, alors que des surfaces circulaires seraient beaucoup moins critiques. Ce sont les premières qu'il faut analyser !

Pour étudier ces mécanismes critiques, il faut généralement les simplifier (démarche d'homogénéisation et de généralisation) pour construire ou rechercher les modèles physiques, puis numériques, qui permettront la quantification du risque de rupture. Cette démarche de simplification, inhérente à l'utilisation de modèles de calculs, ne doit pas être sous-estimée. Elle relève, elle aussi, d'une démarche d'expert. Dans chaque situation, il faut être capable d'apprécier (mesurer serait un terme trop précis) la distance qui peut séparer le modèle de la réalité physique.

Dans le cas précédent, en caricaturant à l'extrême, il serait inadéquat de mettre en œuvre des logiciels de calcul de stabilité permettant de calculer uniquement des cercles de rupture, alors que le mécanisme le plus critique correspond à une surface polygonale.

2.3. Phase 3 : Modélisation - Calculs en déformation et calculs de stabilité

À ce stade, on dispose des données géologiques, géomécaniques et hydrogéologiques ainsi que des outils de calcul adaptés.

2.3.1. Contexte de l'étude :

Il faut alors préciser les points suivants :

Échelles géométriques du problème posé

S'intéresse-t-on à la stabilité de gradins élémentaires, d'ensembles de trois, quatre, cinq gradins, ou d'un flanc de fosse tout entier de 100 m, 300 m, 600 m ou plus de hauteur ? S'intéresse-t-on à la stabilité propre d'un remblai, ou bien à celle du remblai et de son support, et jusqu'à quelle profondeur ? En vérité, il faudra généralement considérer ces différentes échelles géométriques, ce qui implique d'étudier des ensembles géologiques et géomécaniques de nature différente, au sein desquels on devra définir les mécanismes potentiels de déformation et de rupture les plus critiques. Ces mécanismes seront fonction de l'échelle considérée.

Type de sollicitations mécaniques à considérer

S'intéresse-t-on à la stabilité de talus en cours d'exploitation ? : **stabilité à court terme**, pour laquelle on peut admettre certains taux de déformation ou certaines ruptures localisées, à condition que celles-ci ne portent pas atteinte à la sécurité du personnel, ni ne contrarient la rentabilité de l'exploitation.

S'intéresse-t-on à la stabilité des talus finals en fin d'exploitation et après les procédures d'abandon ? : **stabilité à**

* voir illustrations en couleurs, pages 135-138

long terme, pour laquelle il faut être plus exigeant quant aux conditions de stabilité, et considérer certains scénarios d'évolution des propriétés géotechniques des matériaux au cours du temps (altération des épontes de discontinuités, fluage et diminution de la résistance au cisaillement de sols argileux, etc.) et des modifications du contexte hydraulique du massif.

S'intéresse-t-on à la stabilité en situations extrêmes (**études de danger**) conduisant à considérer des sollicitations hydriques et hydrauliques exceptionnelles (niveaux de nappes d'eau souterraines élevées, par exemple) ou des sollicitations dynamiques particulières (séismes) ?

Degré de précision des informations géologiques, géomécaniques et hydrogéologiques rassemblées pour l'étude

On aura toujours acquis un niveau de connaissance limité par rapport à la complexité du milieu naturel. Même si la démarche d'homogénéisation et de généralisation a été bien conduite, dans un cadre géologique et géomécanique bien compris, on devra toujours garder présent à l'esprit :

- la variabilité dans l'espace des matériaux géologiques : lithofaciès, épaisseurs, propriétés pétrophysiques et mécaniques ;
- la complexité des champs de fractures affectant les massifs rocheux, qu'il faut simplifier pour la mise en œuvre des modèles de calcul existants ;
- les connaissances imparfaites des niveaux hydrauliques dans les massifs de sols et plus encore dans les massifs rocheux.

Pour pallier ce manque de précision dans certaines données, il faudra généralement réaliser des **analyses paramétriques** en considérant des plages de variation réalistes des paramètres mal connus, et mettant en rapport les réponses en déformation et rupture qu'il faut attendre des massifs de sols ou des massifs rocheux.

Dans quelques rares cas où l'on disposera de données abondantes justifiant un traitement statistique ou géostatistique, on pourra conduire des études probabilistes de stabilité (situations rarissimes dans la pratique).

2.3.2. Méthodes de calcul

Le problème étant alors bien posé, on peut réaliser des études en déformation et des calculs de stabilité.

Calculs à la rupture

Se basant sur la théorie des équilibres limites, on peut simplifier le problème mécanique posé et caractériser l'état de stabilité d'un massif par la notion de **coefficient de sécurité**.

Pour un mécanisme de glissement suivant une surface potentielle de rupture plane, on compare une force résistante (résistance au cisaillement maximum mobilisable dans le matériau au moment de la rupture) à une force motrice. Celle-ci est équilibrée par la sollicitation de cisaillement existant réellement sur la surface potentielle de rupture dans l'état actuel du massif. D'où l'expression du coefficient de sécurité :

$$F = \text{force résistante maximum} / \text{force motrice}$$

Il en résulte que :

- pour $F > 1$: on a la stabilité ;
- pour $F < 1$: on a la rupture.

De même, pour un mécanisme de glissement circulaire, on définit un coefficient de sécurité F :

$$F = \text{moment résistant maximum} / \text{moment moteur}$$

Pour des mécanismes géométriquement plus complexes, on peut, utilisant d'autres méthodes, définir d'autres types de coefficients de sécurité.

Les temps de calcul étant très réduits pour ce type d'approche, les logiciels permettent d'étudier de multiples situations et rendent les analyses paramétriques relativement faciles. Il est donc recommandé d'étudier l'influence des paramètres mécaniques (cohésions et angles de frottement interne) sur la valeur du coefficient de sécurité, de même que l'influence des pressions hydrauliques dans le massif. Des géométries de talus différentes peuvent également être rapidement étudiées.

Certains logiciels permettent, de plus, de prendre en compte des renforcements mécaniques (sols cloués, massifs rocheux avec boulons d'ancrage ou câbles cimentés).

Il faut cependant prendre garde à la simplicité apparente de cette notion de coefficient de sécurité et ne pas oublier la schématisation brutale des processus de déformation et de rupture étudiés par ces méthodes. En particulier, la notion de déformation progressive limitée ou de rupture progressive n'est pas prise en compte.

Par ailleurs il reste nécessaire d'adapter le niveau théorique de sécurité recherché à la précision des données rentrées dans les modèles. Dans l'hypothèse où l'on disposerait de données statistiques sur les paramètres rentrés dans les calculs, il serait possible par tirage au sort (méthode Monte Carlo) respectant les lois de répartition statistiques de ces paramètres, d'obtenir des histogrammes de valeurs des coefficients de sécurité. Plus l'étendue statistique des paramètres est grande, plus il faut rechercher un coefficient de sécurité moyen important afin d'être dans une situation de faible probabilité de rupture ($F = 1$).

Calculs en déformation

Calculer les déformations d'un massif de sol ou d'un massif rocheux, en réponse à une sollicitation mécanique qui lui est imposée, est la démarche la plus rigoureuse et la plus précise. Elle nécessite cependant un niveau de connaissance élevé sur les objets géomécaniques en présence (géométries de ces objets, hétérogénéités et anisotropies, lois de comportements mécaniques), sur les conditions initiales (états de contraintes des massifs, etc.) et sur les conditions aux limites (conditions mécaniques et hydrauliques).

Tous les massifs présentent des aspects qui les rapprochent des **milieux continus** (sols en général) ou bien qui les rapprochent des **milieux discontinus** (massifs rocheux en général). Suivant que le comportement du massif est principalement contrôlé par son aspect de milieu continu ou son aspect de milieu discontinu, on fera appel soit à des modèles physiques (et les méthodes numériques associées) relevant de la mécanique des milieux continus, soit à d'autres modèles et d'autres méthodes numériques relevant de la mécanique des milieux discontinus.

Dans les méthodes de calculs par éléments finis ou en différences finies relatives aux milieux continus, le système (massif de sol ou massif rocheux continu) est divisé en

petits éléments de formes variées (triangles, rectangles, ou tétraèdres, parallélépipèdes) suivant un maillage géométrique. Les éléments sont reliés entre eux par des nœuds dont les déplacements sont considérés comme les inconnues du problème et calculés. Les déplacements en tout point d'un élément sont calculés à partir des déplacements aux nœuds. Les déformations et les contraintes peuvent alors être calculées en tout point. On obtient ainsi une vision globale des champs de déformation et des champs de contraintes affectant le massif étudié, en réponse à la sollicitation mécanique apportée (approfondissement d'une fosse, par exemple). En particulier, les zones les plus intensément sollicitées mécaniquement apparaissent clairement (zones où des déformations plastiques se développent, zones en traction, etc.). Il reste possible d'introduire dans ces modèles des éléments-joints, en nombre limité, simulant certaines discontinuités du massif (Y.S. Yu et al, 1979).

Dans les méthodes de calcul par éléments distincts, la nature discontinue du massif rocheux est privilégiée. Des lois de comportement des discontinuités (en compression et en cisaillement) sont imposées. Les blocs délimités par les discontinuités peuvent être, suivant la méthode, rigides ou déformables. L'équilibre de l'assemblage de blocs est alors calculé. Il en résulte des champs de déplacements et des champs de contraintes affectant le massif. Les discontinuités les plus fortement sollicitées apparaissent clairement, de même que les blocs jouant un rôle privilégié dans l'équilibre d'ensemble du massif, appelés alors « blocs-clés » (D.C. Martin 1990).

À partir de ces résultats, il est possible de donner une évaluation de l'état de stabilité du massif, de préconiser des modifications du projet (angles de pente des talus, concavité ou convexité des profils en travers des talus, concavité ou convexité en plan des talus, visant à limiter l'apparition de contraintes élevées en certaines zones du massif) ou de proposer des méthodes de confortement judicieusement dimensionnées telles que renforcements mécaniques ou drainage.

Souvent, on se contentera cependant de calculs à la rupture.

2.4. Phase 4 :

Méthodes de confortement et surveillance

En général, une étude de stabilité de talus fera référence à différentes méthodes de confortement permettant d'optimiser le projet minier ou de carrière. En effet, à sécurité égale, on peut définir plusieurs dimensionnements de talus, intégrant ou non des dispositifs de confortement. Les taux de découvertures correspondants et les coûts additionnels de ces dispositifs de confortement doivent être considérés dans une même approche économique du problème. Ces coûts additionnels correspondent à :

- des volumes de matériaux à extraire (inclinaison plus faible de l'angle de talus ou déchargement en tête des talus) ;
- des volumes de matériaux de remblai à placer en pied de talus ;
- des travaux de drainage de surface en limite d'emprise ou de rabattement de nappe par galeries de drainage et drains, puits de pompage, drains subhorizontaux ;
- des travaux de renforcement mécanique par boulons

d'ancrage et câbles cimentés dans les roches ou clouage des sols.

La décision finale appartient à l'exploitant, mais le spécialiste de stabilité de talus peut proposer différents scénarios et chiffrer les gains ou pertes de stabilité correspondants, ainsi que les coûts de ces dispositifs et de leur mise en œuvre.

Enfin, dans bien des cas, une surveillance des talus faisant appel à une large panoplie de dispositifs d'auscultation pourra être recommandée : suivi topographique, contrôle de niveaux piézométriques, mesures de déplacements et de déformation en forage, etc. Pour tous les « grands ouvrages » miniers ou de génie civil, la surveillance est devenue l'alliée de la modélisation et des calculs. Si, à ce sujet, un investissement initial important doit être fait au début de la vie de l'ouvrage, c'est ensuite un dialogue continu qui doit s'établir entre la mesure et le calcul, les résultats devant être analysés dans un cadre géologique bien compris. Il en résulte toujours un bénéfice pour l'exploitant, sur le plan économique et sur le plan de la sécurité.

3. MÉCANISMES DE DÉFORMATION ET DE RUPTURE DES TALUS

3.1. Introduction

Les concepts à la base des calculs et relevant de la mécanique des milieux continus, de la mécanique des sols, de la mécanique des roches et de l'hydraulique souterraine sont connus. Les paramètres mécaniques et lois de comportement suivants sont cependant rappelés pour leur rôle primordial dans tout dimensionnement de talus (liste non exhaustive):

- angles de frottement interne et cohésions des sols ;
- résistances à la compression simple des roches ;
- modules de déformation en compression et en cisaillement des sols et des roches (matrice rocheuse) ;
- lois de comportement des discontinuités en compression et en cisaillement ;
- lois de couplage hydro-mécanique dans les sols et les massifs rocheux.

En carrières et mines à ciel ouvert, l'effet des tirs de mine sur la diminution des paramètres mécaniques doit être pris en compte dans les calculs, même si les effets arrière peuvent être limités par certaines techniques de tirs : prédécoupage, tirs ménagés avec étalement de la courbe de charge de l'explosif, contrôle de la qualité de mise en œuvre des tirs de masse. Sans parler de la sollicitation dynamique apportée par le tir au talus, on peut observer, du fait des effets arrière, une désimbrication partielle des épontes de fractures, une rupture de ponts rocheux dans certaines d'entre elles ou des cisaillements localisés sur certains joints (figures 8 et 9*).

Par ailleurs les rôles de l'eau comme facteur déclenchant doivent être soulignés. On peut observer que la connaissance des niveaux piézométriques dans les sols est relativement facile à acquérir. Par contre, dans les massifs rocheux, la variabilité dans l'espace et la hiérarchisation toujours complexe des systèmes de discontinuités rend

* voir illustrations en couleurs, pages 135-138

très délicate l'acquisition de cette connaissance.

Enfin le rôle du vieillissement du massif (au sens rhéologique de cette expression) ne doit pas être sous-estimé. Avec le temps, de multiples processus peuvent conduire à une diminution des paramètres mécaniques du massif. L'altération du massif se réalise du fait d'une certaine ouverture du massif. C'est sa « respiration élastique » en réponse à l'excavation réalisée. La gravité agissant sur les volumes en situation de talus engendre des processus de déformation de fluage avec ouverture des discontinuités. L'altération météorique peut se développer alors rapidement. Il s'en suit une diminution de la cohésion mobilisable du fait de l'altération des ponts rocheux des discontinuités, du lessivage des matériaux de remplissage des fractures, de l'affaiblissement des liens de cohésion dans les sols. L'angle de frottement interne diminue dans les sols du fait de la dilatation du massif. Dans les massifs rocheux, le frottement mobilisable diminue du fait d'une désimbrication partielle des épontes des fractures et d'une altération sous contraintes aux points d'appui des épontes. Le phénomène de dilatance, si important, ne contribue alors que faiblement à la résistance au cisaillement.

La rétro-analyse de scénarios de rupture sera souvent très instructive, de même que l'analyse des effets arrière de l'explosif qui révèle les surfaces de faible résistance au cisaillement ou à la traction (figures 8 et 9).

Les quelques mécanismes présentés ci-après dépendent très directement de la structure du massif où il faut identifier les surfaces et volumes de plus grande déformabilité et de plus faible résistance au cisaillement (E. Hoek et J.W.Bray, 1981, R. Cojean, 1995, 1998, J.A.Fleurisson, 1997).

3.2. Quelques catégories de mécanismes

3.2.1. Le glissement plan

La surface de rupture peut correspondre à un joint stratigraphique dans des formations sédimentaires, une surface de foliation ou de schistosité dans les formations métamorphiques, une faille ou encore un contact lithologique entre altérites argilisées et substratum rocheux (figures 10, 11*, 12*, 13* et 14*).

3.2.2. Le glissement circulaire

La surface de rupture résulte d'un processus de « localisation des déformations » au sein d'une masse de terrain homogène (sol argileux, massif rocheux très altéré et fracturé). C'est l'archétype des glissements de terrain, mais il faut se garder de rapporter cette forme de surface et le mécanisme associé à tout type de mouvement.

Des logiciels classiques permettent, à partir d'une grille de centres judicieusement positionnée, de rechercher, suivant un processus régulier, le centre et le rayon du cercle de rupture le plus défavorable. Le calcul utilise un découpage théorique du volume en tranches verticales dont l'équilibre est analysé (d'où le nom de méthodes des tranches pour ces méthodes de calcul).

3.2.3. Glissements et ruptures suivant deux ou plusieurs discontinuités ou familles directionnelles de discontinuités

Ces glissements concernent des massifs rocheux et mettent en jeu des mécanismes classiques de cisaillement de discontinuités ou des mécanismes plus complexes tels que : arc-boutements, flexion, basculement ou flambement de plaques rocheuses. La matrice rocheuse plus ou moins rigide et les épontes altérées des discontinuités jouent un rôle majeur dans la réalisation de ces mécanismes.

Parmi les mécanismes élémentaires, il faut citer les mécanismes de rupture de dièdres, les diverses variantes de basculement et fauchage, les ruptures en escalier, les ruptures bilinéaires de plaques de diverses sortes (avec glissement ou éjection d'un coin rocheux à la base du talus), les ruptures par flambement (figures 10, 15, 16 et 17). Chacune de ces ruptures doit donner lieu à une analyse spécifique sur le plan mécanique, prenant bien en compte la nature des forces et moments moteurs et le mode de résistance à la rupture (P.M. Hawley et al, 1985).

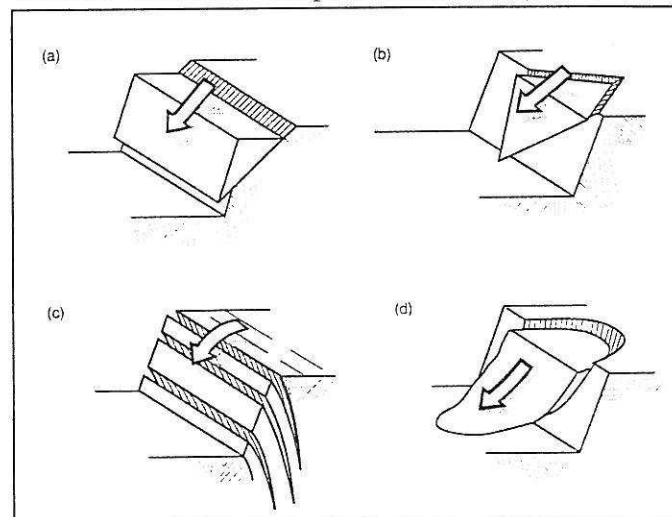


Figure 10 - Principaux mécanismes élémentaires de rupture. a) rupture plane ; b) rupture en dièdre ; c) rupture par basculement ; d) rupture circulaire (modifié d'après Hoek & Bray, 1981).

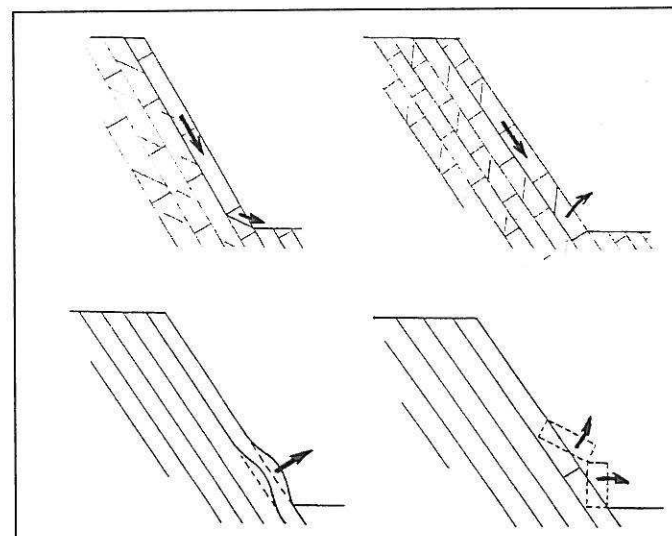


Figure 15 - Autres mécanismes élémentaires de rupture. a) et b) rupture de plaque avec glissement ou rotation d'un coin rocheux à la base du talus ; c) et d) rupture de plaque par flambement (d'après Hawley P.M. et al, 1985)

* voir illustrations en couleurs, pages 135-138

Parfois, il sera possible de reconnaître, dans l'assemblage de blocs, le rôle particulier de "bloc-clé" joué par certains d'entre eux dans l'équilibre général du talus. Tout projet de confortement mécanique du talus par boulons ou tirants d'ancrage devra tirer avantage de cette situation.

3.2.4. Glissement profond suivant une surface polygonale

Très souvent, une surface de glissement, de forme générale convexe, exploite différents niveaux de faiblesse : discontinuités préexistantes dans un ensemble rocheux, joints stratigraphiques, zones altérées en profondeur.

L'analyse de ce type de glissement conduit à mettre en œuvre des logiciels de calcul analogues à ceux utilisés pour la rupture circulaire dans les sols, avec parfois un moindre niveau de confiance sur les résultats de calculs du fait de la grande schématisation du milieu géologique qui s'impose.

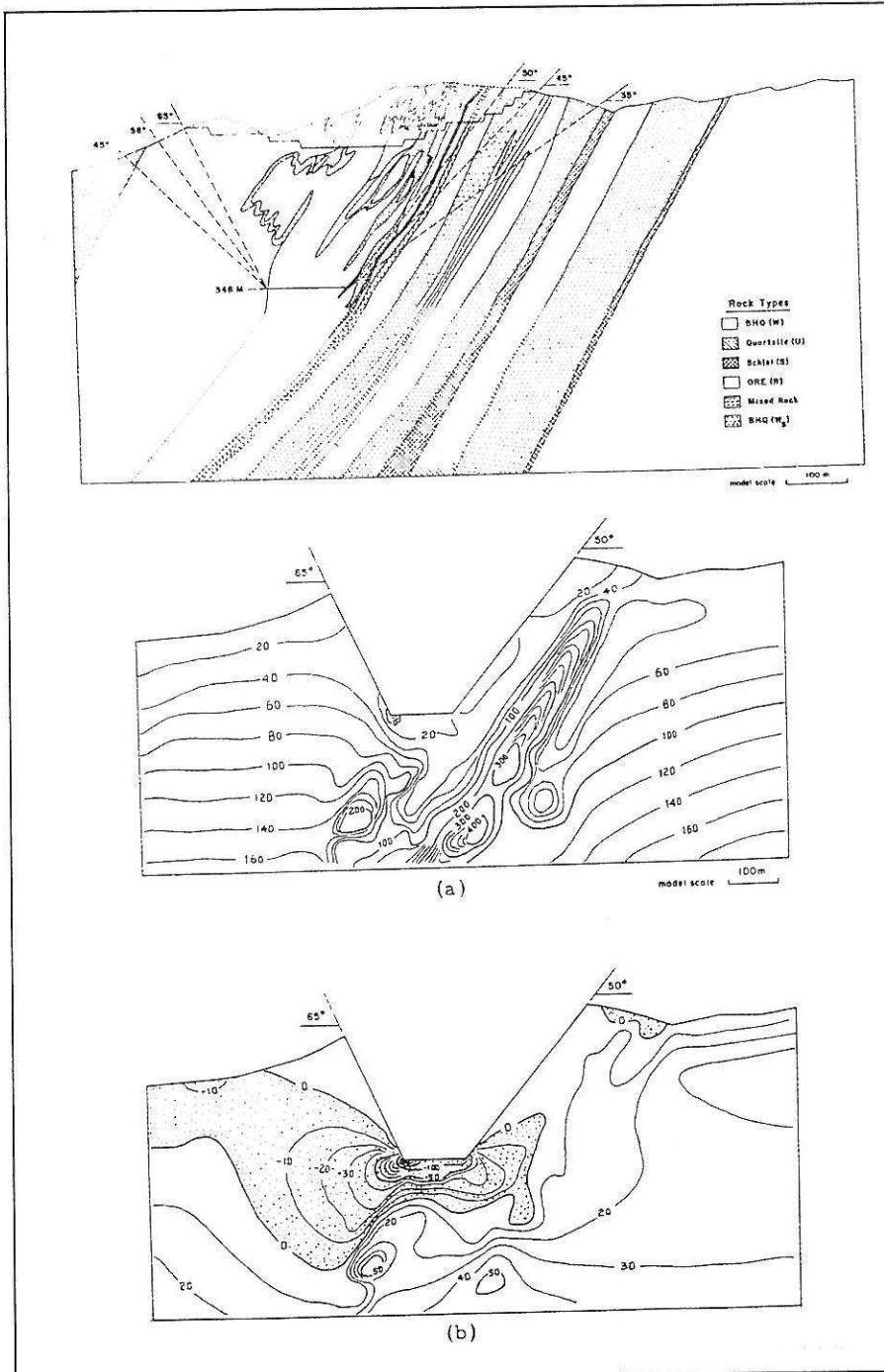


Figure 18 - Champ de contraintes après excavation d'une fosse, calculé par une méthode par éléments finis. La structure géologique présente une anisotropie marquée, avec la présence d'un banc épais et résistant de quartzite sur le flanc droit de la fosse. a) courbes d'isovaleurs, en 10^5 Pa, de la contrainte principale majeure et b) courbes d'isovaleurs, en 10^5 Pa, de la contrainte principale mineure (d'après Yu Y.S. & Coates D.F., 1979).

3.2.5. Fluage des masses rocheuses et des sols

Parfois, le mécanisme de déformation ne conduit pas rapidement à une localisation des déformations suivant une surface de rupture. La déformation de fluage intéresse alors un volume important de terrain qui peut évoluer ensuite en « masses glissées ». Ces processus se développent souvent au pied d'un parement rocheux fracturé, précédé par de grandes diaclases verticales ou par des failles, et reposant sur une formation meuble (marne ou argile) présentant une pente de talus trop forte (figure 4³).

3.2.6. Déformations et ruptures complexes

Dans bien des cas, la nature discontinue du massif ainsi que le comportement mécanique de la matrice rocheuse elle-même jouent un rôle important dans le processus ou mécanisme de déformation et de rupture. Il s'en suit, spécialement quand des volumes importants sont concernés, la possibilité de mécanismes complexes, difficiles à caractériser simplement. Dans ce cas, une modélisation numérique, prenant en compte de façon privilégiée l'aspect discontinu ou l'aspect continu du milieu, permet de mettre en évidence le processus théorique de déformation qui risque de se mettre en œuvre pour tel projet d'excavation (figures 18 et 19). La mise en œuvre de ces modélisations nécessite cependant une connaissance approfondie de nombreux paramètres mécaniques. Dès les premiers stades d'élaboration du projet, une instrumentation judicieuse doit permettre de contrôler le comportement du massif et de tirer le meilleur profit des travaux de modélisation.

* voir illustrations en couleurs, pages 135-138

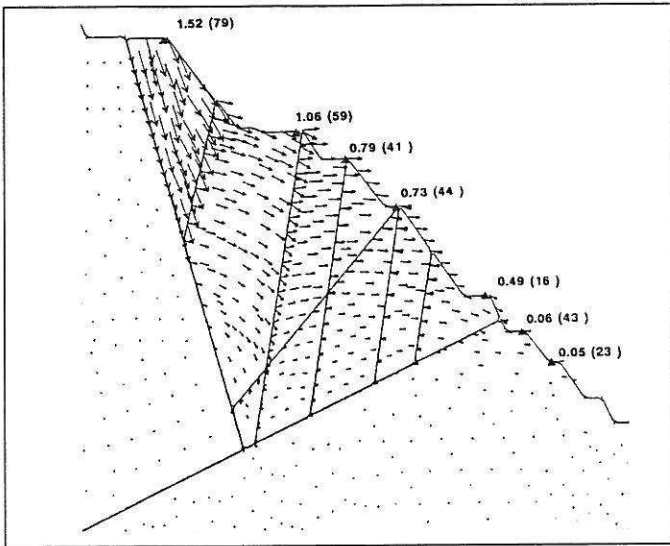


Figure 19 - Vecteurs déplacements après excavation d'une fosse, calculés par une méthode par éléments distincts. Mécanismes de glissement et basculement. Vecteurs déplacements, en mètres, de quelques points du talus (d'après Martin D.C., 1990).

4. QUELQUES EXEMPLES INSTRUCTIFS

4.1. Difficultés de dimensionnement

Les difficultés de dimensionnement résultent de diverses causes :

- La connaissance géologique, géotechnique et hydraulique du massif était trop sommaire au moment des études, parce que des moyens insuffisants ou inadaptés ont été consacrés à la reconnaissance du massif. Le géologue, connaissant la géologie régionale du massif, sait reconnaître la variabilité des structures et des matériaux et orienter en conséquence les travaux de reconnaissance. Cependant, dans certains gisements, une trop grande variabilité ne permet pas de réaliser toutes les investigations géotechniques nécessaires. Il faut, dans ce cas, dimensionner les talus avec des facteurs de sécurité plus élevés et consacrer plus de moyens aux dispositifs d'auscultation des talus. Une variation insoupçonnable de la structure géologique ou des paramètres mécaniques des matériaux peut cependant se présenter (cf. 4.2.1).
- Les mécanismes de déformation et de rupture les plus critiques étaient mal identifiés. Ainsi, un niveau de faible épaisseur, tel qu'un remplissage argileux de fracture, a pu être négligé, alors que, de par ses faibles caractéristiques mécaniques et sa grande extension latérale (difficile à apprécier en sondage !), il a pu jouer un rôle fondamental dans un mécanisme de rupture de grande ampleur. Parfois, la difficulté dans l'identification même du matériau en sondage peut conduire à tort à l'écartier de l'analyse. Tel système de discontinuités a pu conduire à un mécanisme de rupture spécifique qui n'a pas été identifié car la hiérarchisation des familles résultant de

l'histoire tectonique du massif n'était pas prise en compte.

Enfin, dans les massifs rocheux, la matrice rocheuse elle-même peut contribuer à rendre certains mécanismes de rupture possibles et parfois difficiles à identifier (cf. 4.2.2).

- L'analyse mécanique et les logiciels de calcul mis en œuvre ne sont pas adaptés aux mécanismes de rupture potentiels. Ainsi, bien souvent, des études de stabilité de sol ne comportent que des cercles de ruptures, alors que le mécanisme de rupture circulaire peut n'être qu'un mécanisme possible parmi beaucoup d'autres.

Les logiciels utilisés peuvent être mal adaptés au mécanisme de rupture susceptible de se développer dans le talus (cf. 4.2.3).

Pour des calculs en déformation, on aura pu mal apprécier le caractère « dominant » du massif : milieu continu ou milieu discontinu et utiliser un type de logiciel inadapté.

Dans toutes ces situations, un dimensionnement par référence à des coefficients de sécurité trop élevés peut masquer cette inadéquation du modèle à la réalité. Il va de soi que plus le milieu géologique est complexe, donc sa modélisation délicate, plus le dimensionnement doit se faire par référence à des coefficients de sécurité élevés.

4.2. Études de cas

4.2.1. Mine de Decazeville (France)

Cet exemple est typique de conséquences, qui pourraient être économiquement graves, d'un dimensionnement de talus localement inadéquat parce que, localement, la structure géologique présente une complication imprévue (et imprévisible dans le cadre d'une reconnaissance géologique normale pour l'exemple présenté).

Le flanc ouest de la mine de charbon de Decazeville se développait dans une série de grès et schistes houillers à pendage contraire à la pente du talus (situation a priori favorable à la stabilité) jusqu'à un contact tectonique à 200 m de profondeur avec une couche de charbon, la couche de Bourran (figure 20). Une reconnaissance géologique et géotechnique, incluant en particulier des sondages carottés avec orientation des carottes, et la mise en œuvre de plusieurs logiciels permettant d'analyser divers mécanismes de rupture cinématiquement possibles, à différentes échelles, avait permis un dimensionnement du flanc ouest, se développant sur près de 500 m de longueur et 200 m de hauteur.

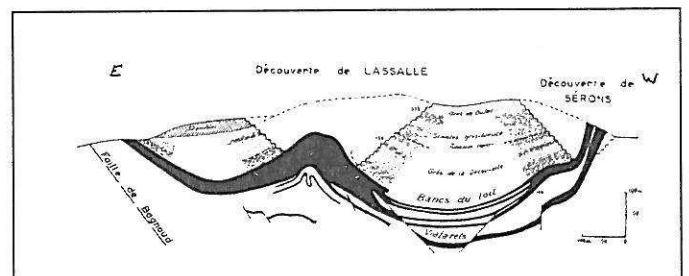


Figure 20 - Coupe géologique de la découverte de Decazeville (Lassalle) et de Sérons (d'après P. Vetter, 1968).

La mise en œuvre de tirs de prédécoupage et de tirs ménagés à l'approche du talus final conduisait à la réalisation de gradins et banquettes de très bonne tenue (R. Cojean et C. Huret, 1986).

À un niveau donné de l'approfondissement, un mécanisme de glissement se réalisa, plusieurs gradins étant affectés. La visite du site montra clairement que la structure géologique passait localement d'un pendage des couches contraire à la pente du talus à un pendage conforme (figure 21*). Cette disposition géométrique suffisait alors à expliquer la rupture des gradins. En cette zone du flanc ouest, il fut donc nécessaire de laisser en place une banquette de sécurité plus large que prévu, en partie inférieure de la zone instable, au risque de perdre un volume de charbon important en fond de fosse (figure 22). Un suivi plus détaillé de cette zone montra alors la qualité particulièrement bonne des grès (peu fracturés) constituant la base du talus, présentant un pendage à nouveau contraire à la pente. L'angle de pente moyen put être localement augmenté en partie inférieure du talus. Ceci permit de récupérer tout le volume de charbon prévu (figures 22 et 23*), l'exploitant utilisant un phasage judicieux : extraction limitée latéralement, suivie de remblaiement immédiat.

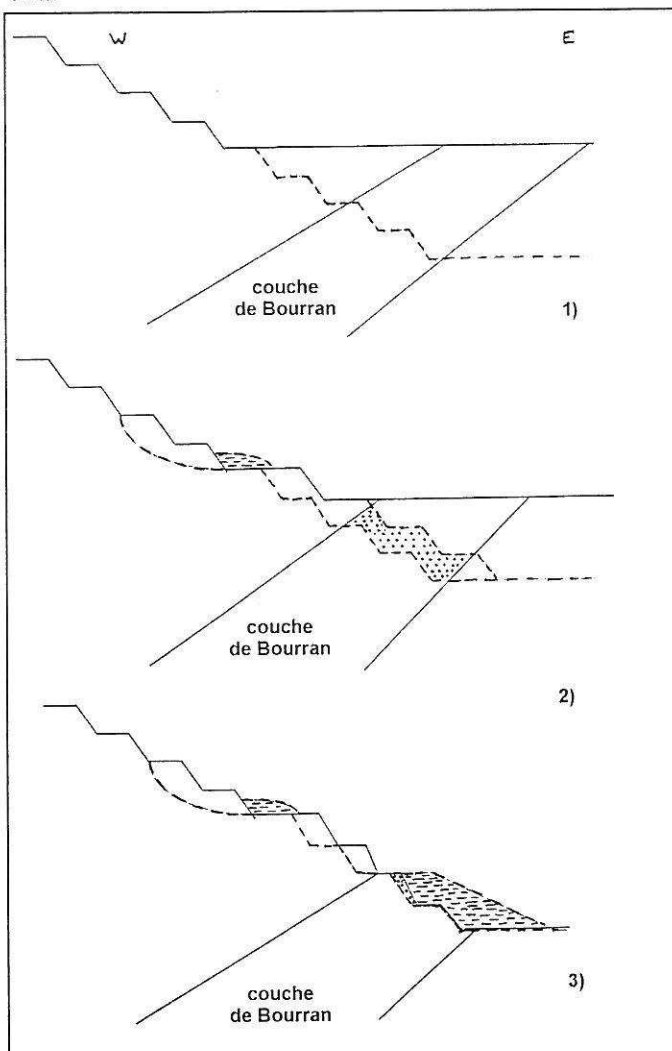


Figure 22 - Présentation schématique de l'approfondissement de la fosse de Decazeville, France. Flanc ouest au droit de l'anomalie de pendage. 1) Situation et projet avant la rupture. 2) Rupture et première modification du projet. 3) Deuxième modification du projet et récupération du charbon.

* voir illustrations en couleurs, pages 135-138

On peut tirer de cet exemple une conclusion sur l'importance du rôle de la structure géologique (en grand et en détail), sur la stabilité des talus. On peut observer aussi qu'après une étude de dimensionnement de talus, il est hautement souhaitable de réaliser un suivi au moins épisodique des travaux pour vérifier si l'extraction des matériaux, mettant à jour la structure géologique, confirme ou non les données initiales, partielles, qui ont été utilisées dans l'étude de dimensionnement.

4.2.2. Mine de Sar Cheshmeh (Iran)

Cet exemple est typique d'un risque de mauvais dimensionnement résultant d'une trop grande simplification des paramètres géotechniques relatifs à la matrice rocheuse et de l'oubli possible du domaine d'application d'un logiciel donné.

La mine de cuivre de Sar Cheshmeh exploite un porphyre cuprifère (figure 5*). Par la genèse de ce type de gisement et les différentes phases d'altération hydrothermale et météorique qui s'y sont développées, la structure et la constitution du massif sont d'une grande complexité. La variabilité des structures et des lithofaciès est considérable. Du cœur du gisement vers l'encaissant, les conditions géologiques et géotechniques changent radicalement. Ainsi, les talus d'exploitation vont présenter des conditions de stabilité très différentes de celles des talus finals, dressés a priori dans le stérile. C'est la stabilité d'ensemble du talus S.W. (talus final) de la mine de Sar Cheshmeh qui est concernée (figure 24*). Ce talus se développe dans une série d'andésites, intensément silicifiées, ferruginisées et microfissurées. Quelques failles majeures de direction N 160 (système du Zagros) et de pendage 45° vers le nord-est sont présentes. Plusieurs familles directionnelles de discontinuités de faible extension sont identifiables. La matrice rocheuse est elle-même très fracturée.

Dans le cadre du dimensionnement du talus final, on s'intéresse à la stabilité à petite et moyenne échelle (ensembles de quelques gradins de 12,5 m de hauteur chacun). La recherche de mécanismes élémentaires de rupture, tels que le glissement plan prenant appui sur l'existence d'une faille majeure ou le glissement dièdre associant à cette faille une ou plusieurs autres directions de fractures, conduirait à considérer ces mécanismes comme cinématiquement possibles à l'échelle d'un gradin mais impossibles à l'échelle de l'ensemble du talus (figure 25). En effet, on observe dans ce cas que le plan de faille ou la ligne d'intersection du dièdre ne peuvent pas géométriquement sortir du talus et concerner un ensemble de plusieurs gradins.

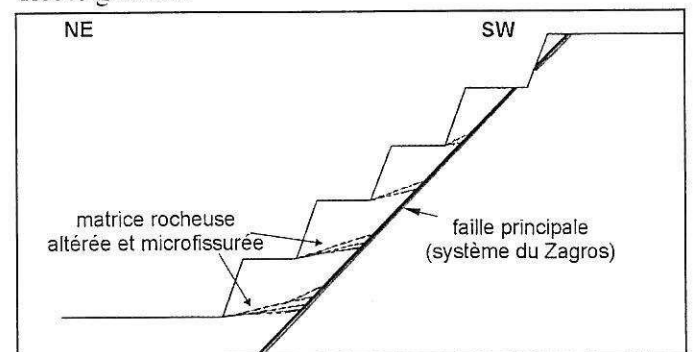


Figure 25 - Mécanisme de rupture plane ou en dièdre cinématiquement possible en cas de rupture de la matrice rocheuse, très altérée et microfissurée. Flanc SW de la mine de Sar Cheshmeh, Iran (voir figures 5, 11 et 17).

C'est en tout cas la conclusion que donneraient les logiciels classiques utilisés pour ces mécanismes élémentaires, logiciels qui font l'hypothèse générale d'une matrice rocheuse indéformable. Dans la réalité, ces mécanismes se réalisent bien sur les flancs actuels de la mine, parce qu'il y a rupture de la base du talus au travers de l'andésite très altérée et microfissurée, cette rupture de la matrice rocheuse rendant cinématiquement et mécaniquement possible le mouvement des masses rocheuses (figures 25, 11 et 17). Il faut donc bien prendre en compte ces mécanismes pour le dimensionnement (S. Karimi Nasab et R. Cojean, 1994, S. Karimi Nasab et al, 1999).

Cet exemple montre qu'il faut connaître le domaine d'application d'un logiciel donné, l'utiliser à bon escient et rechercher d'autres outils de calcul lorsqu'un logiciel n'est plus adapté à la réalité géologique et géomécanique.

4.2.3. Mine de Timbopeba (Brésil)

Cet exemple est typique d'une difficulté de dimensionnement résultant d'une mauvaise adaptation d'un logiciel aux mécanismes de rupture potentiels, prédéterminés par la structure géologique.

La mine de fer de Timbopeba exploite une formation d'hématite et d'itabirite au sein d'une structure synclinale déversée vers le sud (figures 26 et 27*). En situation de mur de couche, le flanc sud de la mine est excavé dans une séquence métamorphique constituée de bancs épais de quartzites rubannés, contenant quelques passages phylliteux et graphiteux, marquant la foliation. Les bancs de quartzite sont affectés de quelques fractures transverses. Le pendage des couches varie entre 53° et 57°. Le flanc sud est excavé sans réalisation de gradins car leur stabilité serait tout à fait insuffisante du fait de mécanismes de rupture plane évidents. La stabilité d'ensemble du flanc sud est intéressante à considérer.

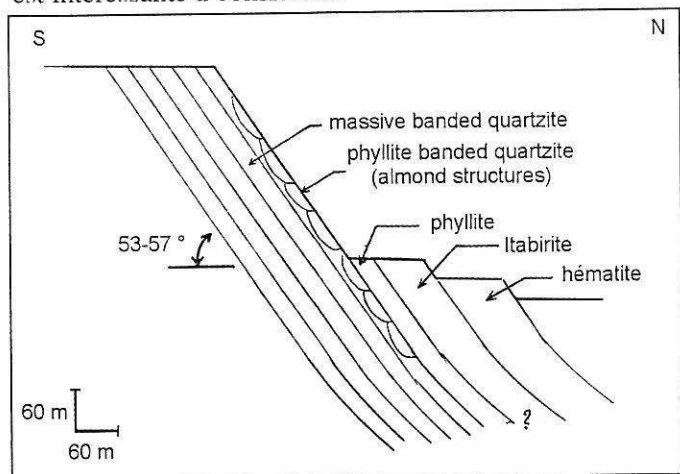


Figure 26 - Flanc sud de la mine de Timbopeba (Brésil). Coupe géologique (voir figure 15).

Une première étude, annonçant un coefficient de sécurité $F = 0,60$, avait conclu à la nécessité d'arrêter immédiatement l'exploitation et d'entreprendre des travaux de confortement. Les calculs prenaient en compte des paramètres mécaniques et hydrauliques réalistes. La surface de rupture potentielle considérée suivait, à juste titre, la direction de la foliation des quartzites rubannés parallèlement au talus (situation de mur de couche) et sortait en pied de talus au travers de la matrice rocheuse fracturée. Mais le mécanisme de rupture était assimilé à un méca-

nisme de rupture profonde suivant une ligne polygonale et les calculs étaient réalisés avec un logiciel, utilisant une méthode de tranches verticales. À l'évidence, le logiciel de calcul n'était pas adapté aux véritables mécanismes susceptibles de se développer dans ce type de structure géologique. Comment d'ailleurs un talus présentant un coefficient de sécurité de 0,60 pouvait-il tenir ?

En réalité, il fallait considérer les différents mécanismes de rupture de plaques ou par flambement (cf. 3.2.3) et mettre en œuvre les calculs et les logiciels adaptés. Cette approche nous a permis de démontrer (Cojean R., 1993) que le véritable coefficient de sécurité ne valait pas 0,60 mais, pour les mêmes conditions de paramètres mécaniques et les mêmes conditions hydrauliques 1.60. Il ne fallait donc pas craindre une rupture imminente du flanc de la fosse. Le projet qui devait s'approfondir jusqu'à 350 m pouvait donc se poursuivre, à condition toutefois, en prévision du futur, d'améliorer la reconnaissance en profondeur de la structure géologique, d'envisager certains travaux de confortement et d'améliorer le dispositif de surveillance du flanc de cette mine.

4.2.4. Mine de Fushun (Liaoning, Chine)

Cet exemple est typique de situations très complexes sur le plan géomécanique, puisqu'il s'agit de la réactivation d'anciens affaissements miniers due à la reprise en ciel ouvert d'un gisement de charbon.

La mine à ciel ouvert de Fushun est une fosse de 6 km de longueur sur 2 km de largeur. La profondeur visée est 500 m. Au sein d'un synclinal déversé, de direction E-W, la couche de charbon exploitée présente une épaisseur moyenne de 80 m (épaisseur maximum : 145 m). Elle est surmontée par une formation de schistes bitumineux exploités et de schistes verts stériles. Le flanc nord du synclinal est faillé avec deux structures majeures, les failles F1 et F1A.

Une zone industrielle, avec des centrales thermiques, s'est développée en limite du projet de ciel ouvert, en réalité sur l'aire d'influence des anciens affaissements miniers (figure 28)*.

L'approfondissement du ciel ouvert, intersectant le volume déstabilisé par d'anciens affaissements et modifiant ainsi les « conditions aux limites » du massif, a réactivé le processus d'affaissement, vraisemblablement par destruction d'équilibres précaires réalisés au cours de l'affaissement (arc-boutements et blocs-clés détruits) et du fait de la suppression d'une pression de confinement aujourd'hui inexistante, côté ciel ouvert.

Le processus d'affaissement a donc repris, en même temps que le flanc nord de cette très grande exploitation présentait des signes d'instabilité. Le suivi topographique permet de comprendre le fonctionnement du massif rocheux, contrôlé par la présence des anciens travaux mais aussi par la présence des deux failles majeures F1 et F1A.

Dans cet exemple des calculs et des modèles permettraient sans doute de mieux comprendre « qualitativement » le fonctionnement du massif. Mais il est douteux qu'ils puissent contribuer à un dimensionnement véritable. Seule une surveillance avec toute la panoplie des dispositifs géodésiques et topographiques, en particulier, peut permettre un certain contrôle des phénomènes en cours.

* voir illustrations en couleurs, pages 135-138

5. CONCLUSION

Les concepts de base présentés, tout comme les quelques cas d'études analysés, conduisent à promouvoir une méthodologie d'étude et de dimensionnement des talus de mines ou de carrières à ciel ouvert qui respecte un certain nombre de principes :

- se donner les moyens d'une reconnaissance géologique et géotechnique adéquate ;
- développer une approche géologique et géomécanique sérieuse permettant de reconnaître les processus ou mécanismes potentiels de déformation et de rupture des talus ;
- utiliser à bon escient les moyens de calcul et les modèles numériques par référence à ces mécanismes ;
- reconnaître qu'une probabilité de rupture existe toujours, même pour un talus dimensionné suivant les règles de l'art ;
- se donner alors les moyens de réagir par un suivi des travaux et une surveillance régulière basée sur une instrumentation des talus.

Le dimensionnement des talus peut ainsi prendre sa juste place dans une saine gestion économique des projets de mines ou de carrières à ciel ouvert.

Soulignons enfin que les exploitants, ouvrant largement le livre de la nature par leurs travaux d'extraction, apportent une expérience vécue et des connaissances essentielles que ne sauraient négliger les spécialistes de géomécanique, de géologie de l'ingénieur ou de géotechnique. La concertation doit donc être étroite avec eux. ■

BIBLIOGRAPHIE

- Cojean R., Huret C., 1986. Étude de la stabilité du flanc ouest de la découverte de Decazeville. Projet d'extension (HBCM, France). 25 p. + annexes, rapport Armines-CGI.
- Cojean R., 1993. Slope stability analysis of the Timbopeba

- south wall (CVRD, Brazil). 24 p., rapport Armines-CGI.
- Cojean R., 1995. Influence of geological structures in slope stability analyses for open cast mining and quarry excavations. In Eddleston M. Walthall S., Cripps J.C. & Culshaw M.G. (Eds). Engineering Geology of Construction. Geological Society, Engineering Geology Special Publication No.10, pp.321-334.
- Cojean R., 1998. Stabilité des talus de carrières et mines à ciel ouvert. Principes de dimensionnement. in Mémento des Mines et carrières 1998, nouvelle série n°4, pp. 212-233.
- Fleurisson J.A., 1997. Influence des structures géologiques sur les problèmes techniques liés à l'exploitation des mines à ciel ouvert. Industrie Minérale, Les Techniques, juin 1997, pp.17-24.
- Hawley P.M., Martin D.C. & Acott C.P., 1985. Failure mechanisms and design considerations for footwall slopes. 87th Annual General Meeting of the Canadian Institute of Mining and Metallurgy, Vancouver, 29 p.
- Hoek E. & Bray J.W., 1981. Rock Slope Engineering. 3rd Ed. Institution of Mining and Metallurgy, London, 402 p.
- Karimi Nasab S., Cojean R., 1994. Slope stability analysis of the Sar Cheshmeh copper mine (NICICO, Iran). 18 p. + annexes, rapport Armines-CGI.
- Karimi Nasab S, Can T, Cojean R., Sharifiyan A., Hosseini M. et Arnould M. : Stability analysis of the Sarcheshmeh's false wedge, 7p., in Proceedings of the 16th Mining Congress and Exhibition of Turkey, Ankara, June 15-18, 1999.
- Martin D.C., 1990. Deformation of open pit mine slopes by deep-seated toppling. International Journal of Surface Mining and Reclamation, Vol.4, pp.153-164.
- Vetter P., 1968. Géologie et paléontologie des bassins houillers de Decazeville, de Figeac et du détroit de Rodez. Tome 1 : Description géologique, 442p. Tome 2 : Etude paléontologique. Houillères du Bassin d'Aquitaine.
- Yu Y.S. & Coates D.F., 1979. Canadian experience in simulating pit slopes by the finite element method. in Voight B. Ed). Rockslides and avalanches 2, pp. 709-758.

Roger COJEAN est professeur à l'Ecole des Mines de Paris et à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées où il enseigne la géologie de l'ingénieur. Il est responsable, pour l'Ecole des Mines de Paris, du master international de " Géologie de l'ingénieur et de l'environnement ". Il est co-rédacteur du Bulletin of Engineering Geology and the Environment (Journal officiel de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement).

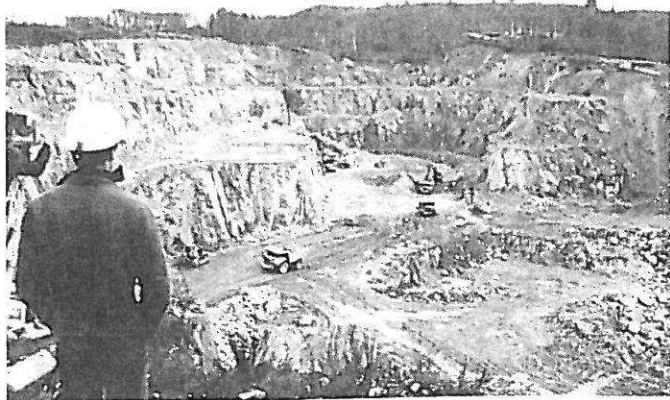
Ses travaux de recherche portent sur :

- l'analyse et la modélisation des processus à l'origine des mouvements de versants : éboulements, glissements de terrain, coulées boueuses, laves torrentielles ;
- l'analyse des processus de déformation et de rupture affectant les grands talus rocheux (excavations de mines à ciel ouvert ou de génie civil).

Une approche intégrée du rôle des facteurs géologiques, géomécaniques et hydrauliques dans les processus de déformation et rupture des sols et des massifs rocheux est mise en oeuvre.

Dans les domaines cités (grands talus rocheux, mouvements de versants), il a une activité d'ingénierie et de recherche appliquée au travers de contrats européens et contrats internationaux.

**ILLUSTRATIONS RELATIVES AUX PAGES 51 À 60,
"CONCEPTION DES TALUS DE CARRIÈRES ET MINES À CIEL OUVERT
APPROCHE GÉOLOGIQUE ET GÉOMÉCANIQUE"**



*Figure 1 - Travaux de découverte dans un massif granitique.
Mine d'uranium, La Crouzille, Cogema, France*



*Figure 2 - Exploitation à ciel ouvert (massif granitique), puis
souterraine. Mine d'uranium, La Crouzille, Cogema, France*

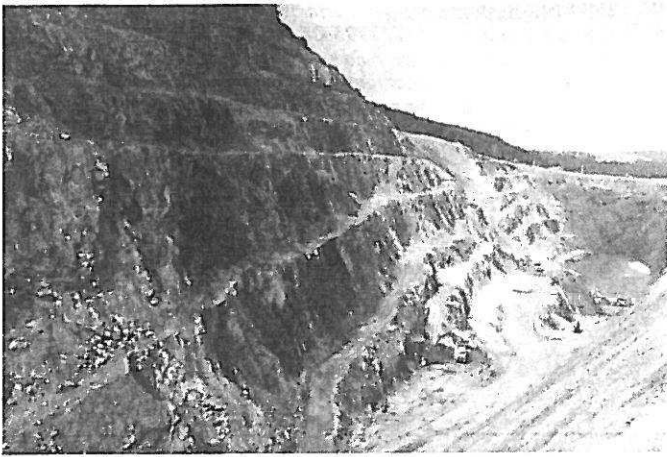


Figure 3 - Mine de fluorine avec pentes raides dans les quartzites, pentes douces dans les schistes. Sogarem, France

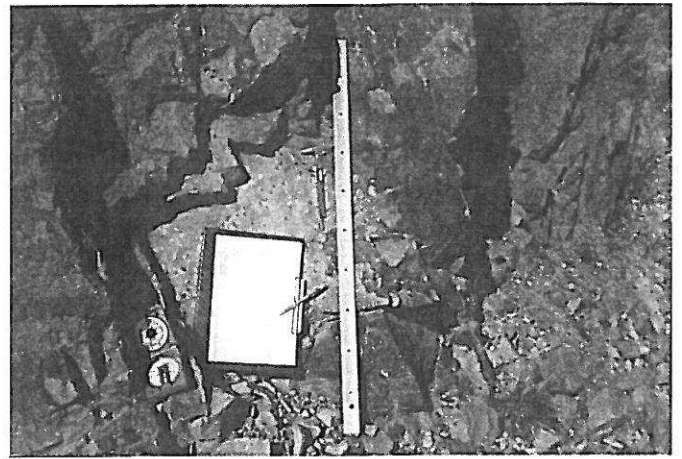


Figure 6 - Étude locale des discontinuités : fiche de mesure, boussole, etc.

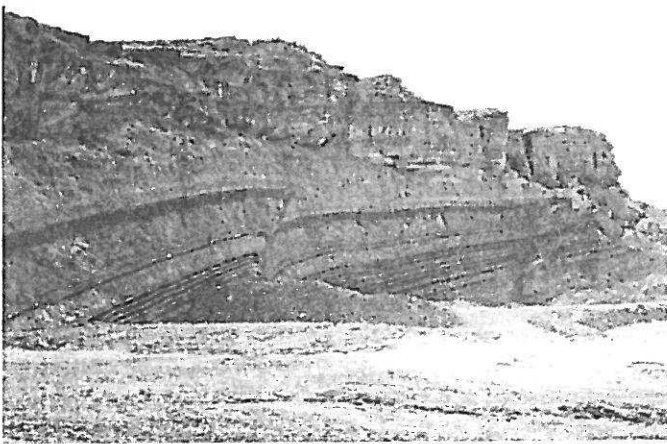


Figure 4 - Travaux de découverte dans une mine de phosphate avec bancs calcaires reposant sur des alternances de marnes et sables phosphatés. CPG, Tunisie

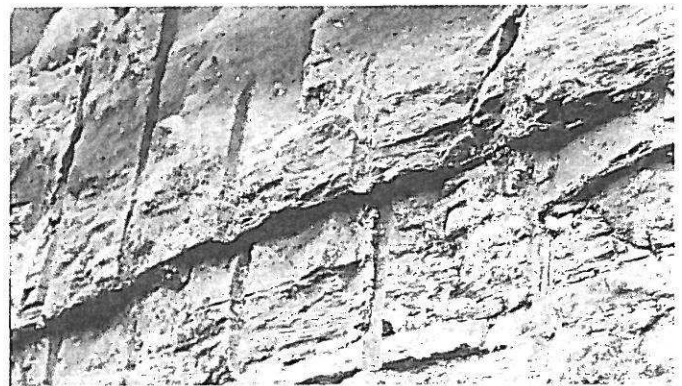


Figure 8 - Effets arrière de l'explosif : cisaillement d'un joint stratigraphique argileux dans une série gréseuse, au niveau d'un tir de prédécoupage



Figure 5 - Mine de cuivre (porphyre cuprifère) de Sar Cheshmeh, Iran

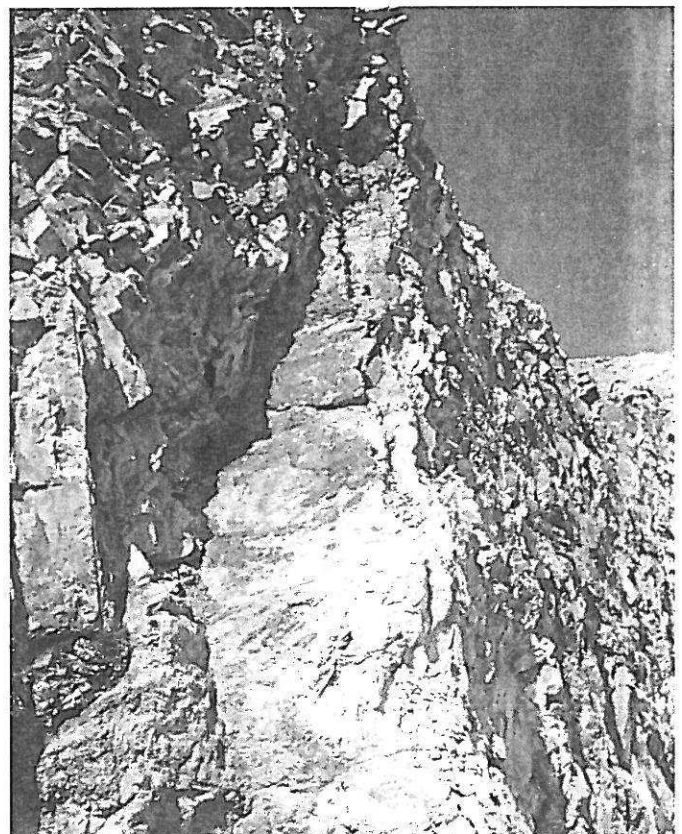


Figure 7 - Étude des discontinuités à l'échelle d'un gradin : familles directionnelles, densité de fracturation

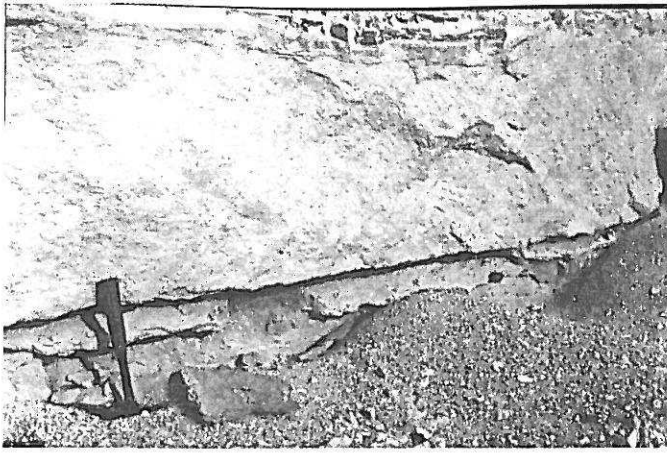


Figure 9 - Effets arrière de l'explosif : cisaillement d'un joint stratigraphique argileux dans une série sableuse, par suite d'un tir bloqué en arrière du talus.

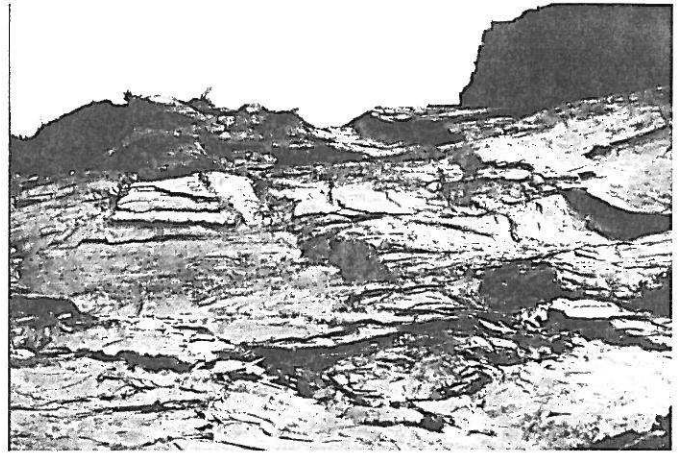


Figure 13 - Rupture plane d'un talus dans des micaschistes. Surface de schistosité, de forte ondulation.



Figure 11 - Ruptures planes de gradin. Surfaces de failles mises à jour. Mine de Sar Cheshmeh, NICICO, Iran.



Figure 12 - Rupture plane dans une carrière de calcaire. Surface de joint stratigraphique mise à jour.

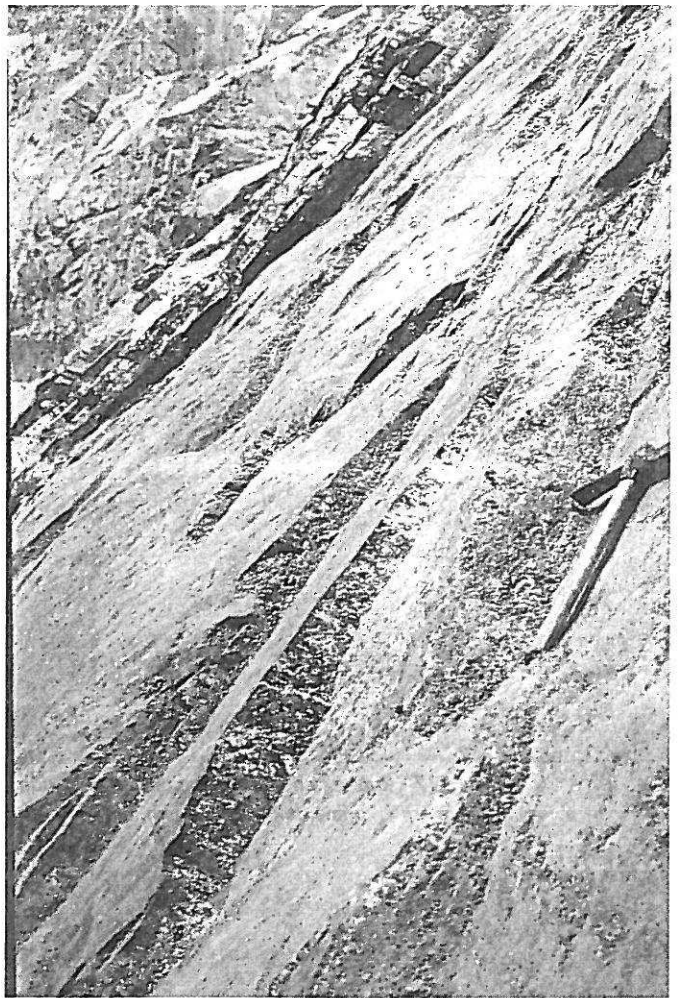


Figure 14 - Rupture plane d'un talus granitique. Localement, rupture de ponts rocheux au travers de la matrice altérée.

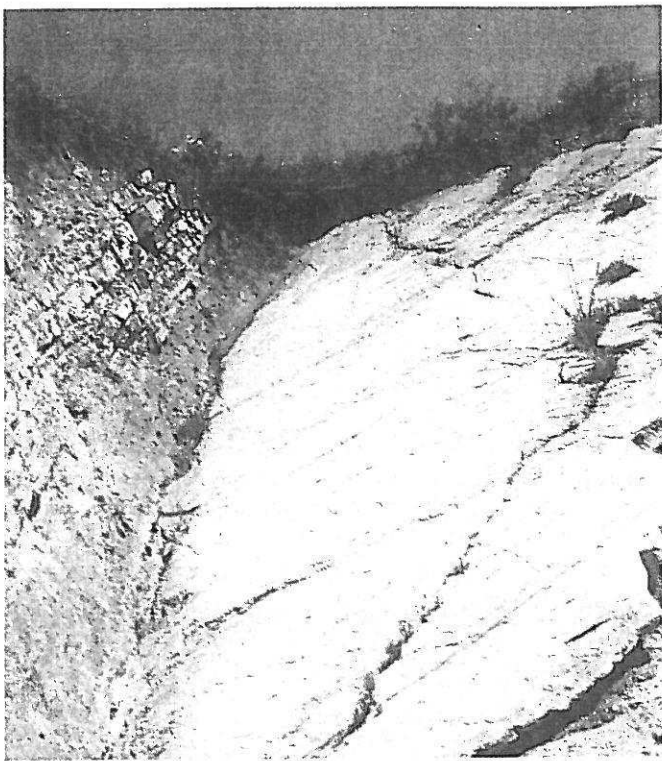


Figure 16 - Rupture en dièdre dans une série sédimentaire, associant un joint stratigraphique et une diaclase

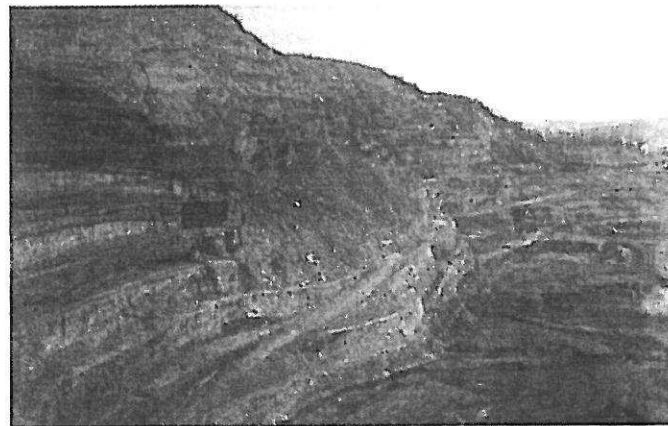


Figure 23 - Flanc ouest de la découverte de Decazeville, HBCM. Vue d'ensemble (voir figure 22)

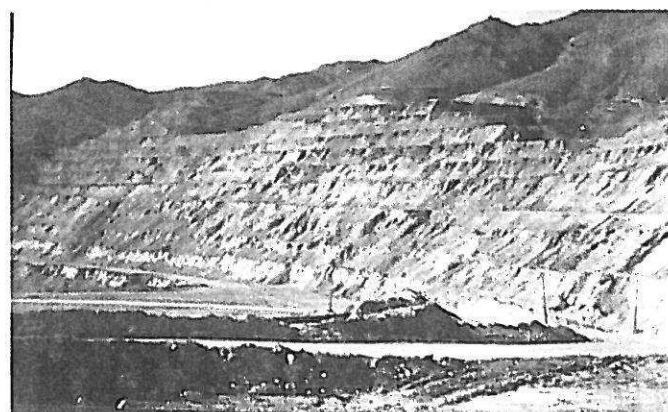


Figure 24 - Flanc SW de la mine de Sar Cheshmeh, NICICO. Vue d'ensemble.



Figure 17 - Rupture en dièdres emboîtés d'un gradin. Mine de Sar Cheshmeh, NICICO, Iran.

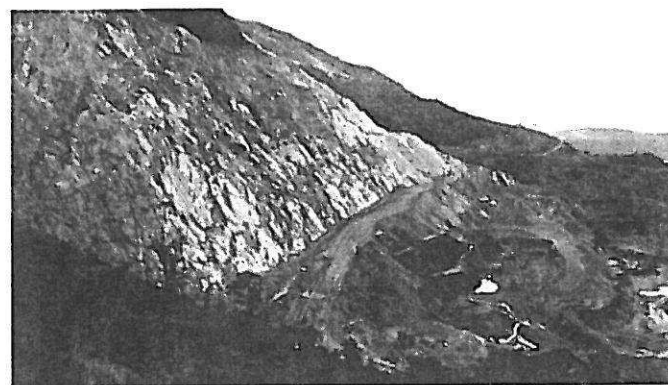


Figure 27 - Mine de Timbopeba, CVRD, Brésil. Vue d'ensemble du flanc sud (voir figure 26).



Figure 21 - Flanc ouest de la découverte de Decazeville, HBCM. Vue du glissement.

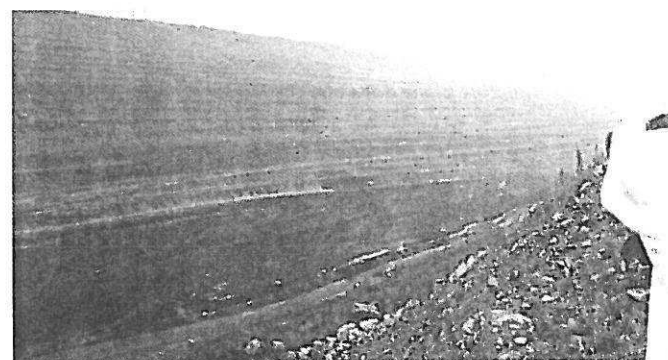


Figure 28 - Mine de charbon de Fushun (vue vers le nord), province du Liaoning, Chine.

Caractérisation géologique et géométrique de la fracturation naturelle d'une formation granitique à partir de carottes de forages

Geological and geometrical characterization of natural fractures in a granitic formation from cored boreholes

O. Fouché · R. Cojean · M. Arnould

Résumé Un site granitique non affleurant pressenti pour installer un laboratoire souterrain de recherche sur le stockage des déchets radioactifs a été échantillonné par deux forages aux carottes réorientées, l'un vertical, l'autre oblique. Ils ont permis une étude systématique de la fracturation, aspect considéré comme déterminant pour un projet de stockage. On présente ici, dans le contexte structural du site, celui du Seuil du Poitou, une description hiérarchisée des discontinuités, des failles supposées hectométriques aux fissures décimétriques. On propose un classement morphogénétique, préalable à une répartition en familles directionnelles donnant une image simplifiée mais réaliste de l'organisation structurale de la formation magmatique traversée. Afin de caractériser les classes de fractures définies, on essaie d'apprécier leur rôle hydraulique et leur extension, propriétés inconnues en forage bien qu'essentielles pour une estimation du comportement hydro-mécanique du massif.

Abstract As part of a long-term radioactive waste management consideration, the feasibility of creating a deep geological repository in a granitic formation is being studied in France. In 1994, geophysical maps led to the selection of a 225 km² study area in the Seuil du Poitou region. In this area, the granitic rocks of Variscan age overlain by a

sedimentary cover were investigated through 16 cored boreholes. In 1996, the geological and hydrogeological results indicated that a site in a 20 km² zone, away from NW-SE trending regional faults, would be sufficiently consistent in character for an underground research laboratory to be constructed. Weaknesses of the rock mass determine its hydraulic and strength properties which have a major influence on the suitability of a site.

The 20 km² site was initially explored with one vertical borehole (Cha112) and subsequently with an oblique hole (Cha212) drilled at 60° to the horizontal on a bearing 78°N, based on the statistical maximum of the fracture orientations measured in Cha112. Systematic structural and petrographical data were obtained from the cores of these boreholes.

The purpose of this paper is to outline a classification for the various discontinuities observed in the cores and to appreciate two properties that are not directly measurable – hydraulicity and size – which have to be assumed from other parameters such as filling thickness. Nearly all the fractures cross-cut by the two boreholes are sealed by hydrothermal mineral paragenesis, including epidote, quartz, chlorite, carbonates and clay minerals. Based on the occurrence of macroscopic voids or porosity and breccia filling, it appeared that only a small number of major fracture zones would be likely to be water-bearing. From a hydrogeological qualitative point of view, it was proposed that fractures with a thickness filling more than 10 mm could be significant. This medium category of fracturation can be considered statistically. After detailed observation, the smaller fracturation category was found to consist of veins, fractures (metric scale), fissures (core scale) and cracks.

A consideration of the genesis and morphology of the fractures suggested three groups: magmatic

Received: 26 June 2000 / Accepted: 30 November 2000
Published online: 30 Mai 2001
© Springer-Verlag 2001

O. Fouché · R. Cojean (✉) · M. Arnould
Centre de Géologie de l'ingénieur, ENPC-ENSMP-UMLV,
Bât. IFI, 5 Bd Descartes, Champs-sur-Marne,
77454 Marne-la-Vallée cedex 2, France
e-mail: cojean@cgi.ensmp.fr
Fax: +33-1-49329128

veins, tension fractures and faults. After observation of trace persistence in pluton outcrops similar to the site rocks, empirical relationships between filling thickness and discontinuity size were assumed. It was then considered realistic to divide the population of discontinuities in each class into directional sets, identified from stereography and cluster analysis. Cinematic data were not sufficiently clear to determine any paleostress state.

The geological and geometrical description and classification of natural discontinuities reported in this paper were required in order to define relevant rock structure models for hydro-mechanical simulations.

Mots clés Granitoïde · Carotte · Classe de fractures · Epaisseur du remplissage · Extension · Famille d'orientation

Keywords Granitoid · Cored borehole · Fracture category · Filling thickness · Discontinuity size · Orientation set

Introduction

Dans le cadre de la gestion à long terme des déchets radioactifs à vie longue, une solution étudiée en France est le stockage en formation géologique profonde. En vue de l'établissement d'un éventuel laboratoire souterrain d'étude de faisabilité d'un stockage en site granitique, un ensemble de granitoïdes situé dans le Seuil du Poitou a fait l'objet entre 1994 et 1996 d'une campagne de reconnaissance incluant seize forages carottés profonds de 300 à 600 m, dans une zone de 225 km². Il a fallu repérer un secteur suffisamment étendu (plus de 20 km²) et régulier, dont un laboratoire de dimensions limitées serait un volume représentatif. Le bilan des études géologiques, géophysiques et hydrogéologiques a permis de délimiter un secteur à l'est de la commune de La Chapelle-Bâton, où un site de laboratoire a été proposé (Lebon et Mouroux 1999). À partir des deux forages carottés sur ce site (Cha112 et Cha212), on a fait l'analyse systématique de la fracturation naturelle.

Les discontinuités d'un massif rocheux conditionnent son comportement mécanique et hydraulique, à l'échelle de l'échantillon ou de la formation géologique, aussi bien qu'à celle de l'ouvrage in situ. La fracturation est considérée comme le facteur le plus défavorable à la pérennité de l'étanchéité d'un ouvrage de stockage au sein d'une formation granitique. En effet, dans les roches plutoniques, où la perméabilité matricielle est quasi nulle, la circulation des eaux souterraines se fait essentiellement dans les vides résiduels connectés des fractures. Le relevé, la description et l'analyse, qualitatifs et quantitatifs, de la fracturation des carottes de forage, permettent d'établir en son sein une typologie, une hiérarchie, et une organisation spatiale. De plus, on essaie d'estimer les propriétés hydrauliques et

mécaniques des types de fractures reconnus. C'est l'objet de cet article, qui rapporte la première étape d'une recherche menée sur la modélisation des réseaux de discontinuités d'un socle granitique à plusieurs échelles (Fouché 1999).

Contexte géologique de l'étude

Cadre structural régional

La zone de reconnaissance (cantons de Charroux et Civray, département de la Vienne, France) est située dans le Seuil du Poitou, où le socle granitique forme un col. Il dessine, en coupe NW-SE, un détroit comblé par des sédiments du Lias-Dogger et du Tertiaire, formant une couverture puissante au maximum de 200 m, qui relie le Bassin d'Aquitaine au Bassin de Paris. En coupe NE-SW, il dessine une voûte qui représente le trait d'union varisque entre le Massif armoricain (Vendée) et le Massif central (Limousin). L'ensemble socle et couverture est recoupé par des grandes failles régionales de direction NW-SE, dont on cite les principales (Fig. 1). La faille de Parthenay-Ruffec est un cisaillement ductile dextre, dont l'échelle crustale a été soulignée par la carte aéromagnétique. La faille de Montalembert borde la zone de reconnaissance au sud, et la faille de Vasles-Availles-Limouzine, zone de cataclase intense, limite la zone au nord. Les failles d'Asnois-Ambernac et de Genouillé, situées dans la partie médiane de la zone, sont d'extension plus locale mais peuvent se poursuivre vers le sud-est par celle d'Exideuil-Rochecouart. Ces failles correspondent à des décrochements dextres majeurs tardi-hercyniens (Carbonifère) bien connus dans le socle en Vendée et en Limousin (Lerouge et Quenardel 1988).

La couverture sédimentaire ne permet pas une observation directe du socle granitique. Mais sa cartographie a permis de hiérarchiser la fracturation régionale et locale à partir des jeux de failles polyphasés dans les formations sédimentaires, et d'apprécier l'amplitude des mouvements tectoniques depuis le Lias, ce qui aurait été plus difficile dans le cas d'un socle granitique affleurant. Ont été reconnus (Gros et Genter 1997): un jeu normal au Lias, au Callovien et au Crétacé inférieur; un jeu décrochant dextre du Crétacé supérieur à l'Éocène; un jeu normal de l'Éocène terminal à l'Oligocène. La compression alpine du Miocène supérieur n'est pas caractérisée (absence de dépôts) dans cette région.

Un massif plutonique complexe

Une anomalie gravimétrique témoigne de l'existence en profondeur d'un socle granitique léger en continuité probable avec le socle couvert des cantons de Charroux et Civray, et avec le socle affleurant du Confolentais voisin au sud-est. La forme et l'orientation NW-SE de cette anomalie, ainsi que le modèle d'organisation des plutons du Confolentais, ont déterminé la maille et le nombre des forages de reconnaissance (Virlogeux et al. 1997). Ceux-ci ont montré que le socle de cette zone est constitué de granitoïdes à texture orientée de faciès variés. Chaque forage traverse principalement un type d'intrusion, tout en recoupant plusieurs injections magmatiques. Les trois associations plutoniques reconnues le long de la chaîne varisque sont représentées

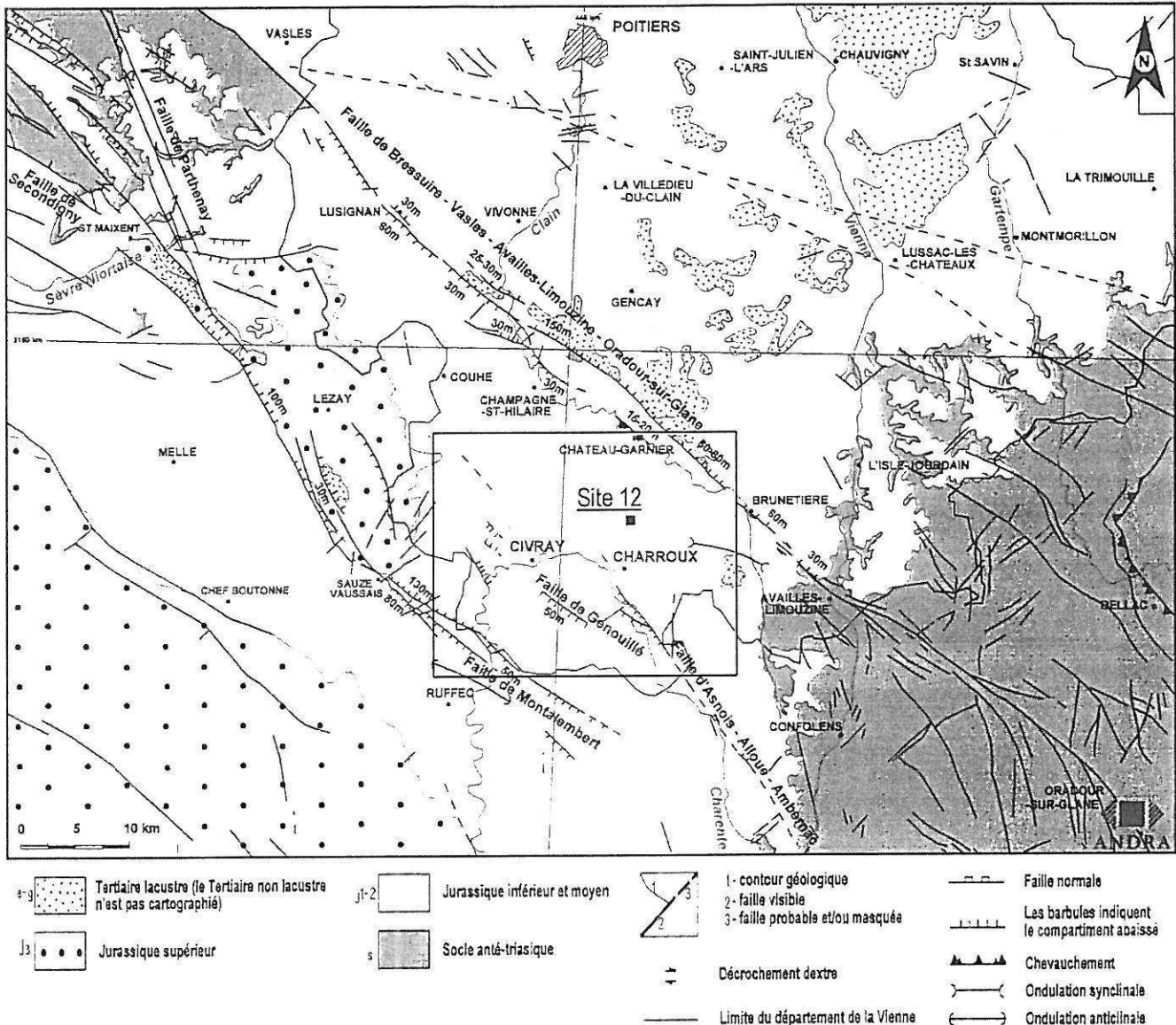


Fig. 1

Le site no. 12 de la zone de reconnaissance (cantons de Charroux et Civray) dans le cadre structural du Seuil du Poitou. (Modifié d'après Gros et Genter 1997)

(Cuney et al. 1997). La coexistence de l'association calco-alcaline (tonalites à granodiorites) et de l'association sub-alcaline Mg-K (monzogabbros à monzogranites), présente en enclaves et filons dans la précédente, traduit une mise en place synchrone de mélanges magmatiques (datée de 360 à 350 Ma par la méthode U/Pb sur zircons). Un leucogranite porphyroïde enraciné à grande profondeur représente l'association peralumineuse (datée de 310 Ma).

Les données des carottes

Une carotte de forage est un échantillon de rayon infiniment petit devant l'échelle du massif, qui peut être représentatif de l'hétérogénéité du complexe plutonique,

mais pas des rapports de volume entre les différents constituants. Moyen d'investigation linéaire, un sondage donne une image biaisée de l'anisotropie et des discontinuités du milieu rocheux. Pour compenser les biais d'échantillonnage dans l'analyse de la fracturation, il est indispensable de sonder le massif dans plusieurs directions. Sur la plateforme no. 12, un forage vertical (Cha112) a d'abord été réalisé jusqu'à 580 m de profondeur; puis un forage oblique (Cha212) à 60° de pendage vers 80°N a été implanté à côté du Cha112, jusqu'à 860 m de profondeur. La direction du Cha212 correspond au maximum statistique de fracturation mesuré dans le Cha112, et recoupe donc le plus grand nombre de fractures possible. Les deux forages rencontrent le contact entre couverture et socle vers 160 m de profondeur, où ils sont éloignés de 100 m l'un de l'autre.

Informations directes des carottes

Les carottes récupérées dans les deux forages ont apporté des informations précises dans quatre domaines, pétrographie, structuration magmatique, déformation, et altération (Cuney et al. 1997):

1. Douze types de roche ont été distingués: tonalite, granodiorite, monzogranite, diorite, hornblendite, gabbro, aplite, pegmatite, leucogranite, lamprophyre, microgranite, auxquels s'ajoutent divers xénolithes.
2. L'héritage structural de la mise en place comprend: la pétrofabrique (plans de fluidalité et linéations minérales, rubannements, enclaves, contacts lithologiques) et le cortège filonien (surtout aplites et pegmatites).
3. Les déformations ont exclusivement un caractère fragile, et leur histoire est exprimée par la fracturation, produite en traction ou en cisaillement: diaclases, fentes, failles, brèches de cataclasite et gouges argileuses.
4. Les altérations sont polyphasées; leurs témoins sont les associations minérales de colmatage des fractures et les transformations hydrothermales de la matrice rocheuse (40% du volume des carottes est plus ou moins hydrothermalisé).

Le relevé structural systématique, réalisé par ANTEA (groupe BRGM), a produit une banque de données dans laquelle chaque fracture a été définie par seize informations qui sont des caractères, qualités décrites par un code, ou des paramètres, grandeurs quantifiées avec ou sans unité:

1. Trois paramètres de position de son intersection avec le forage: le segment du forage où elle est relevée, son numéro d'ordre dans ce segment, et sa profondeur à partir du sommet du forage.
2. Trois caractères sur sa nature géologique: le type de structure, la nature du remplissage, et le nom de la roche encaissante.
3. Trois paramètres d'orientation de son plan support: la direction de l'horizontale du plan, le sens du vecteur pendage, et l'angle de pendage.
4. Trois aspects de sa morphologie: rugosité et planéité apparentes, et épaisseur du remplissage mesurée avec précision.
5. Deux indices sur sa capacité aquifère: présence de vides résiduels et appréciation de la porosité (épontes et remplissage).
6. Deux indices tectoniques: présence de stries (angle de plongement, sens du mouvement) et stade de chronologie relative.

On comprend aisément que les données sur la fracturation sont incertaines au-delà de la carotte elle-même, du point de vue de ses propriétés hydrauliques et de ses caractéristiques géométriques. On discute d'abord de l'aspect hydraulique, l'aspect géométrique étant traité plus loin.

Estimer le rôle aquifère des fractures

Le segment supérieur du forage Cha112, une quarantaine de mètres sous la discordance, traverse une zone intensément fracturée et altérée: la roche est de couleur verdâtre à blanchâtre, elle est poreuse et le remplissage des fractures est souvent décollé aux épontes; par endroits la roche est même broyée, voire pulvérisée. Son mauvais état a rendu difficile la caractérisation des fractures dans ce

segment. Jusqu'à la cote 215 m, la réorientation des structures n'a pas été possible, l'argilisation intense de la roche ayant troublé l'image du bhtv (*borehole televiwer*). D'après les tests hydrauliques entre obturateurs, la tranche supérieure du socle n'est pas beaucoup plus perméable que le massif en profondeur, ce qui est attribué au colmatage des vides par l'argilisation ou l'adularisation du sommet du socle.

En-dehors de ce segment, toutes les fractures observées dans les carottes du Cha112 et du Cha212 sont scellées par des minéralisations hydrothermales, et très peu de vides y ont été notés. L'étude hydro-mécanique des fractures s'intéresse souvent à la planéité de la surface et la rugosité des épontes, paramètres qui interviennent dans la dilata-tance sous cisaillement et dans la chenalisation des écoulements. Mais la planéité d'une fracture métrique est très difficile à quantifier sur carotte, et la rugosité perd de son importance dans des fractures cimentées par des recristallisations.

Dans des fractures scellées, l'eau ne peut circuler que par percolation à travers le remplissage, conditionnée par la texture de cristallisation, les interfaces des dépôts successifs, et leur épaisseur. En ce qui concerne les failles, la conductivité des remplissages de gouge ou de brèche dépend de la taille des particules (elle diminue avec elle) et de la nature du ciment. L'ouverture résiduelle des fractures, si elle existe, n'est pas mesurable à l'œil nu (inférieure à 10^{-4} m). La perméabilité hydraulique intrinsèque des fractures colmatées, mesurée sur carotte (*pulse test*), est du même ordre de grandeur ($\sim 10^{-20}$ m²) que la matrice du granite (Su et Ghoreychi 1999). Une étude quantitative de la porosité et de la perméabilité du remplissage et des épontes par une expérimentation in situ permettrait de préciser la conductivité de ces fractures.

En restant à l'échelle macroscopique, on a tenté une approche qualitative afin de sélectionner les fractures susceptibles de se distinguer du point de vue hydraulique. On n'est pas fondé à supposer que tous les tronçons de carotte altérés seront des lieux privilégiés de circulation de fluides à l'avenir, puisque l'activité hydrothermale ancienne a colmaté les fractures et leurs épontes. La largeur du halo d'altération peut être en revanche une caractéristique complémentaire de l'épaisseur de colmatage de la fracture, pour estimer son importance comme chemin de paléo-écoulement. Notons pourtant que les halos hydrothermaux ne témoignent pas seulement du débit des fluides mais aussi de la cinétique d'interaction eau-roche ou encore du degré de microfissuration le long des fractures. Cela peut expliquer pourquoi on n'a trouvé aucune corrélation entre l'épaisseur du remplissage et celle du halo altéré des épontes. On a ensuite envisagé que les fractures dont l'activité a été tardive dans l'histoire tectonique du massif pourraient être plus conductrices. Mais elles sont caractérisées par un remplissage argileux, qui les rendrait plutôt imperméables.

On s'est alors intéressé aux fractures qui présentent un vide résiduel ou une porosité apparente du remplissage ou des épontes: sur l'ensemble des deux forages, 5% des fractures sont concernées, qui se répartissent en un petit

nombre de passages de fractures dont l'encaissant est cataclaté ou très altéré. Ceci conduit à considérer que tous les niveaux cataclatés du forage seront susceptibles de participer à des chemins d'écoulement. La présence de vide résiduel, de porosité, ou de brèche, ne constitue donc pas un critère suffisant pour définir une population de fractures conductrices, mais souligne les passages de fracturation importants, dont la capacité aquifère est potentiellement plus élevée. Eu égard aux particularités du site, on peut mettre ces passages de fracturation au niveau des discontinuités de quatrième ordre dans la hiérarchie de Pusch (1998). Sur les 420 m du forage Cha112 dans le socle, on a recensé 18 de ces passages qui relèvent, dans une optique de modélisation, d'une approche déterministe. Comme ils incluent tous au moins une fracture d'épaisseur (remplissage ou roche broyée) supérieure ou égale à 1 cm, on a dressé la liste de toutes les fractures d'épaisseur centimétrique, qui pourraient constituer une population sensible du point de vue hydrogéologique. Cette population qui compte 59 fractures se prête à une approche statistique dans une optique de modélisation.

Échelles de fracturation

La grande fracturation

Le bilan des passages de fracturation sur les deux forages fait apparaître 34 passages faillés de puissance décimétrique à métrique, où l'épaisseur cumulée des colmatages de fractures dépasse 5 cm. Ces grandes failles auraient une extension hectométrique. La distance moyenne entre elles, mesurée le long du forage Cha112 vaut 55 m (valeurs entre 15 et 100 m) et 27 m dans le Cha212 (valeurs entre 6 et 72 m dans la même tranche de profondeur). Dans 11 de ces passages de failles, la réorientation directe des structures n'a pas été possible et l'orientation présumée est celle de la famille dominante locale des petites failles: ils sont marqués d'une étoile dans le Tableau 1, qui détaille les failles majeures du forage Cha112 à titre d'exemple. On a proposé un schéma de ces failles que l'on suppose hectométriques, dans la coupe verticale contenant les deux forages (Fig. 2). Dans le Cha212, elles s'associent en faisceaux. L'imprécision sur leur orientation étant importante, la coupe autorise plusieurs interprétations pour les failles pluri-hectométriques découpant cette zone du massif. Les mesures hydrogéologiques en forages ont détecté quelques tronçons de conductivité hydraulique notable ($\sim 10^{-9}$ m/s) interprétés comme des passages de failles découpant le massif en unités de dimensions pluri-hectométriques et de faible conductivité ($\sim 10^{-12}$ m/s).

La petite fracturation

Dans le cortège filonien, les filonnets (épaisseur allant du millimètre à quelques centimètres), sont constitués à 60% de roches acides à intermédiaires à grain fin (granodiorite et tonalite) contemporaines des intrusions principales, et à 35% d'aplo-pegmatites sécantes sur les fluidalités et les autres constituants de l'encaissant, donc de mise en place plus tardive. Une petite minorité est représentée par des

filonnets postérieurs de leucogranite, de microgranite et de lamprophyre. Bien que soudés à la roche encaissante, tous ces filonnets sont à bords francs, qui constituent des discontinuités: certains ont d'ailleurs été réutilisés ultérieurement en fractures, suivant une éponte ou parfois les deux.

Les fractures s.s., continues et planes à l'échelle du mètre, ont toutes été relevées. Leur colmatage est polyphasé (épidote, quartz, hématite, carbonates, argiles) et d'épaisseur millimétrique (Fig. 3). Leurs épontes sont affectées d'un halo rubéfié de largeur centimétrique. Du point de vue typologique, la distinction entre diaclase et fente s'est révélée difficile, et la caractérisation des cisaillements est limitée: sur les surfaces trouvées disjointes suite à un choc de manutention, on a pu observer des stries, mais il est rarement possible de déterminer le sens du rejet. On observe aussi des faisceaux et des systèmes en relais: par exemple, dix fractures entre deux failles parallèles à jeu normal espacées de 50 cm.

La fissuration

On observe ensuite des fissures, caractérisées par leur remplissage d'épidote et/ou de quartz, dont l'épaisseur est de 0,25 à 0,5 mm, donc nettement inférieure aux fractures s.s., et par un halo rubéfié millimétrique. Elles traversent les hétérogénéités de la roche (filons, enclaves). Leur continuité est d'ordre décimétrique à métrique, soit un

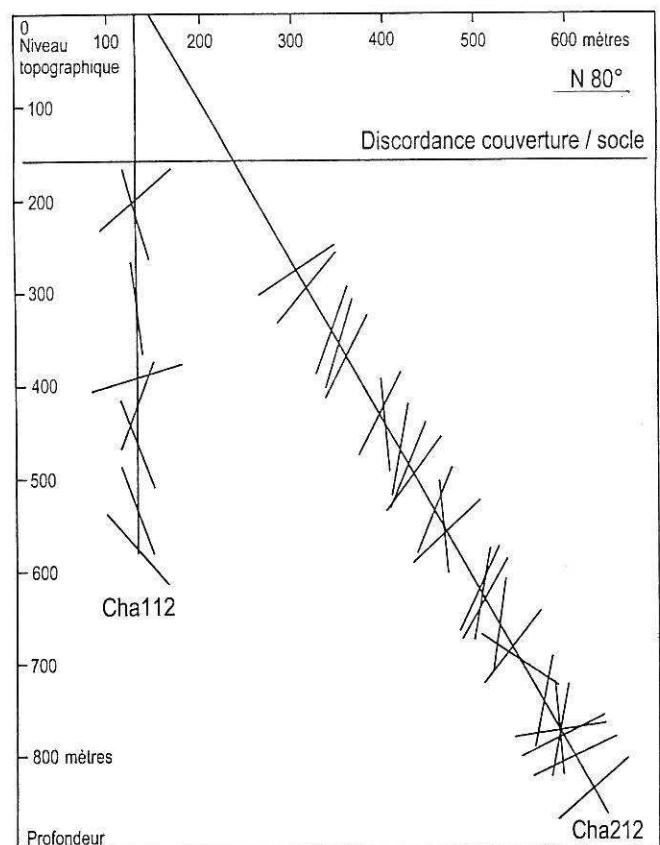


Fig. 2 Coupe 80°N contenant les deux forages du site 12, montrant les failles d'extension supposée hectométrique

Tableau 1
Forage Cha112: failles supposées hectométriques

Cotes de zone	Orientation	Cinématique
195,1–202,6	210–60*	Indéterminée
214,6	110–75*	Indéterminée
315,7–317,5	130–85	Normale
390,2–391,5	160–45	Inverse
420,8	260–70	Indéterminée
460,6–464,5	45–75	Indéterminée
531,6–535,7	95–70	Indéterminée
575–?	25–70*	Indéterminée

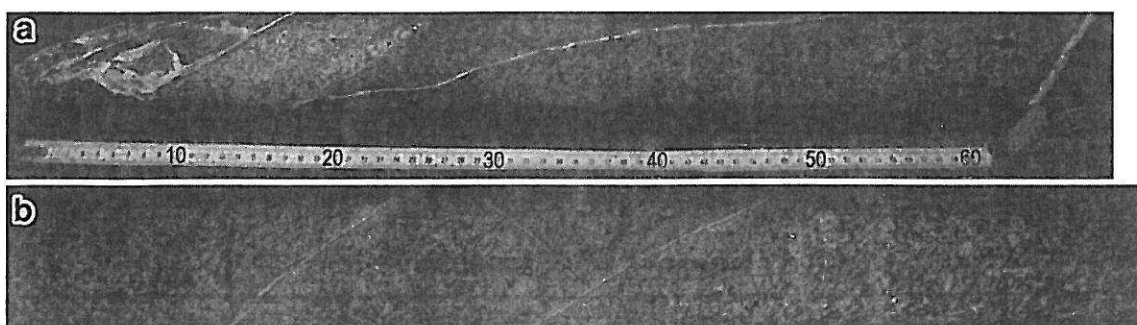
*Voir le texte

rapport sur l'épaisseur de 2,000 à 4,000. On les voit rarement onduler ou s'amortir dans la matrice. Elles peuvent se disposer en faisceaux, ou en relais (à jeu normal ou inverse parfois identifiable) formant des discontinuités complexes d'échelle supérieure mais d'orientation non déterminable en sondage. Ces fissures, qui représentent la plus petite catégorie de fracturation (transition entre les discontinuités d'ordre cinq et six, d'après Pusch 1998), ont toutes été relevées. Remarquons qu'une fissure d'épaisseur inférieure au millimètre dans la carotte pourrait être un peu plus loin en continuité avec une fente de tension non observée d'épaisseur centimétrique.

Au seuil de visibilité à l'œil nu, on observe des surfaces dont l'épaisseur de remplissage n'est pas mesurable (ordre inférieur à 10^{-4} m), signalées par une section de roche décolorée (blanche) ou rubéfiée, qui tranche sur le fond gris sombre de la roche saine. On les voit souvent s'amortir dans la matrice rocheuse. À la loupe, ces surfaces semblent constituées de chaînes orientées de joints inter-grains. À l'échelle de la carotte, elles ne sont pas planes mais plutôt ondulées, voire courbes. Ces surfaces de discontinuité jointives, transition entre les joints inter-grains et les fissures, n'ont pas été systématiquement relevées. Cette limite a été fixée par l'objectif, qui était de modéliser

Fig. 3

Photographies de carottes (échelle en centimètres). A Une grande faille: brèche parcourue de veines, et fractures satellites à colmatage de calcite (celle au centre: 2 mm d'épaisseur; celle à droite: 5 mm), bordées de halos d'altération verdâtres, dans une tonalite très hydrothermalisée. B Une petite faille: la fracture précoce fine et sombre au centre (à épidote) est décalée en jeu normal par la fracture de droite à remplissage polyphasé de chlorite, d'hématite et de calcite (idem fracture de gauche, de la même famille), qui a un halo de rubéfaction plus prononcé sur le fond gris de tonalite saine



les réseaux de discontinuités à une échelle dépassant l'échantillon.

Comportement mécanique différencié

Une étude mécanique des discontinuités de carottes en boîte de cisaillement direct sous contrainte normale (Armand et al. 1998), en distinguant les trois types décrits ci-dessus, a mis en évidence des comportements différents entre fissures (épaisseur comprise entre 0,1 et 0,3 mm) et fractures (épaisseur de 0,3 à 2 mm). Elles sont caractérisées dans un graphe $\tau_{pic}=f(\sigma_{nor})$ par leur cohésion initiale et leur angle de frottement (fissures: 3,3 Mpa et 53° ; fractures: 0,1 Mpa et 42°), mais présentent le même angle de frottement résiduel (30°). Les fractures ne montrent presque pas de pic de cisaillement au contraire des fissures (le remplissage sert d'amortisseur). Sa dilatation est postérieure à la rupture et reste inférieure à celle des fissures. La raideur des fractures n'est pas sensible à l'épaisseur de remplissage entre 1 et 3 mm (Su et Ghoreychi 1999).

Classification morphogénétique

Reconnaître l'origine mécanique d'un réseau de fractures (traction ou cisaillement) est important pour comprendre son organisation et la reconstituer. Mais sur des relevés de forage, la faible surface échantillonnée permet difficilement de déterminer le type de fracture et la cinématique associée. On synthétise la variété des dénominations en partie subjectives utilisées lors du levé dans les deux forages (joint, diaclase, fente, veine, filon, protocisaillement ou faille) en les réunissant dans trois grandes classes morphogénétiques.

Typologie génétique et épaisseur

Quel que soit le type de granitoïde, la forte anisotropie planaire (fluidalité magmatique) héritée de la mise en place semble influencer sur une fracturation précoce de petite taille, largement dominante en nombre, et exprimée dans tout le milieu rocheux. Ces fractures peu épaisses (moins de 5 mm) se sont produites en traction. Il s'agit de diaclases (ou joints), qui sont liées au retrait thermique à la fin du refroidissement des magmas, puis ont été cicatrisées par un remplissage d'épidote, de feldspath potassique, de pyrite ou de chalcopryrite. Elles paraissent indépendantes de la direction dominante des filons d'aplo-pegmatite, ce

qui signifie qu'elles se sont formées après la mise en place des liquides magmatiques résiduels. Plus tard, elles ont pu se développer en fentes de tension sous l'effet de nouvelles contraintes tectoniques, fentes qui se sont colmatées au cours d'événements hydrothermaux successifs, les recristallisations en calcite dominant.

Un grand nombre de ces diaclases ou de ces fentes portent des indices de mouvement des deux épontes, ce qui implique qu'elles ont été reprises en cisaillement. Cela concerne 25% de l'ensemble des fractures des deux forages du site no. 12, contre 15% en moyenne sur l'ensemble des 11 premiers forages. Notons que la fracturation du Cha112 et du Cha212 a une épaisseur moyenne plus importante que les autres forages. En outre, les faibles surfaces d'observation disponibles ne permettent pas une identification exhaustive des fractures portant des traces de cisaillement (stries, décalages d'objets). Enfin, l'absence des dépôts hydrothermaux les plus anciens, ou la présence d'argiles, peuvent caractériser une autre catégorie de fractures, celles qui se sont ouvertes plus tardivement.

L'épaisseur du colmatage est un paramètre de forme mesuré systématiquement avec assez de précision pour servir de critère de classement morphologique des différents types de fractures recensés dans les forages (Fig. 4). L'histogramme de l'épaisseur des filonnets (ou veines) et filons montre une décroissance de fréquence par intervalles de 1 cm, sans pic notable au sein du premier intervalle divisé en millimètres. Il caractérise la classe I, celle des fractures précoces à remplissage magmatique. Les histogrammes de l'épaisseur des diaclases (ou joints), fentes de tension et fentes en échelons se ressemblent, présentant une décroissance de fréquence par intervalles de 1 mm: leur histogramme commun caractérise la classe II, des fractures produites en traction et sans trace de cisaillement. L'histogramme commun des failles et cisaillements diffère du précédent par sa fréquence modérée dans l'intervalle d'épaisseur inférieure à 2 mm. Il caractérise la classe III, des fractures ayant un rejet ou des stries. Noter que la plupart des fractures non filoniennes au-delà de 2 mm d'épaisseur sont des failles, ce qui implique un rapport entre types et échelles de discontinuités.

Estimer l'extension des fractures

La description morphologique d'une fracture en forage manque de deux données importantes: la forme géométrique de la surface, matérialisée par les limites de la discontinuité, et l'extension de cette surface. La forme est définie par l'ensemble des points où la fracture s'amortit dans la matrice, ou bien bute sur une autre discontinuité. On ne peut s'en faire une idée que par l'analyse des traces des fractures à l'affleurement, et par le relevé systématique du type de terminaison des fractures. Une estimation de la forme des blocs rocheux d'après des données de forage passe par une simulation 3D des discontinuités en leur supposant une forme géométrique simple à traiter. L'extension est définie par un élément géométrique caractéristique de cette forme (ainsi, pour un disque, le diamètre). Le type de distribution statistique des valeurs de l'extension est difficile à définir, même à partir de la distribution des longueurs de traces mesurées à l'affle-

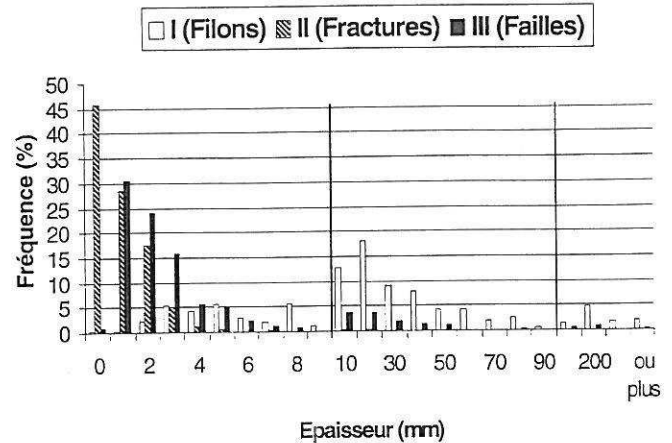


Fig. 4 Histogrammes d'épaisseur du remplissage pour les trois classes morphogénétiques de fractures

urement. On n'utilise pas les données sur la fissuration pour en déduire une distribution extrapolée à l'échelle métrique ou plus. En effet, les fissures à l'échelle des grains et les fractures à l'échelle des hétérogénéités magmatiques n'ont aucune raison d'obéir aux mêmes lois, du moment qu'elles ne participent pas à un même objet structural de grande échelle. Ne disposant que de carottes de forage, il est nécessaire de rechercher une relation entre l'extension et les autres paramètres. Ainsi, la genèse des fractures peut conduire à certaines relations entre leur extension et leur orientation ou leur épaisseur de remplissage.

On appréhende le paramètre extension (E) en établissant une relation approximative avec l'épaisseur (e). Pour les fractures de longueur de trace (l) faible ou moyenne (métrique à décimétrique) observées sur des affleurements, une grossière proportionnalité a été constatée avec l'épaisseur. D'après nos relevés à l'affleurement (carrières dans le Confolentais), la longueur de trace d'une fracture est de l'ordre de 1,000 à 5,000 fois son épaisseur de colmatage maximale. Il faut cependant se rappeler que les relations empiriques établies en surface pour les fractures déca- à hecto-métriques sont faussées par les limites du champ d'observation.

À partir des ordres de grandeur reconnus dans la littérature pour les deux paramètres, et suivant la typologie des fractures, on a délimité deux champs sur un graphique bilogarithmique: le champ des diaclases contient les fissures (épaisseur de quelques 10^{-4} m) d'extension métrique, et les fractures (4 mm d'épaisseur maximum) d'extension décimétrique; le champ des fentes rassemble les fractures plus épaisses (jusqu'à 10 cm) et plus étendues (Fig. 5).

On caractérise chaque classe morphogénétique au moyen d'une fonction $E=f(e)$ empirique simple que l'on ébauche en tenant compte des champs et des différences d'échelle entre les classes. Comme on ne possède pas d'argument définitif quant à la croissance ou la décroissance du rapport l/e , on a supposé que la relation entre E et e est proportionnelle (les fonctions sont des droites de pente 1). La droite des fractures traverse évidemment les deux champs. Quant aux filons et aux failles, ils réutilisent

couramment des fractures préexistantes, parmi les plus longues, formées précocement comme les diaclases, ou plus tardivement comme les fentes. Hors des champs délimités en pointillés, qui représentent le domaine de validité, les droites tracées sont spéculatives.

Les structures faillées ayant une épaisseur minimum de remplissage de 2 cm sont supposées d'extension hectométrique. Pour une longueur de trace plus grande, l'épaisseur des zones de failles devient très variable, de 10 cm à plusieurs mètres, et on n'est donc plus capable d'estimer la relation $E=f(e)$.

Les filons d'aplo-pegmatite, de monzogranite ou de granodiorite, témoins de fractures précoces qui ont été le siège d'injections magmatiques à l'échelle des plutons, sont supposés avoir une extension très supérieure. Leur épaisseur maximale est moins variable, de l'ordre du mètre (le filon le plus épais, trouvé dans le forage Cha112, est une aplite puissante de 1,1 m).

Dans la population de fractures d'un forage ou d'un ou plusieurs de ses segments (Tableau 2), chaque classe morphogénétique est donc caractérisée par: (1) les associations minérales de remplissage: l'examen de ce critère sort du cadre de cet article; (2) l'histogramme des épaisseurs du remplissage; (3) un rapport supposé entre épaisseur et extension; et (4) une répartition en familles directionnelles.

Familles directionnelles

Analyse de l'orientation

La distribution et l'orientation des fractures dans un massif rocheux ne sont pas arbitraires, mais liées aux conditions de formation et à l'histoire tectonique. En répartissant la population de fractures en familles directionnelles, on souhaite schématiser la structure actuelle du massif, mais on espère aussi mieux comprendre son histoire. Une famille de fractures englobe toutes les discon-

tinuités qui se regroupent avec une certaine dispersion autour d'une même orientation moyenne, et qui présentent des caractéristiques morphologiques et cinématiques semblables. Notons cependant que la forme et le mouvement enregistré par une famille de fractures lors de sa naissance ont pu être modifiés au cours de l'histoire du massif.

La procédure d'orientation des carottes et des structures a conduit à un log orienté partiel. On a vérifié la représentativité de l'échantillon des orientations vis-à-vis des types de structures dans les deux forages. Toutes les orientations mesurées dans le Cha112 sont prises en compte pour identifier les familles, ce qui peut conduire à une compensation des erreurs de mesure et à une valeur moyenne plus précise. La correction du biais directionnel de sondage a été réalisée (Fouché 1999). Il faut garder à l'esprit que les valeurs moyennes de pendage des familles sont sous-estimées par un sondage vertical. Le sondage oblique occulte les familles minoritaires mais est utile pour déterminer la fréquence des familles principales de fractures. Son apport principal a consisté à démontrer l'existence abondante de fractures verticales au sein de ces familles.

On a utilisé deux méthodes: la stéréographie des pôles et la classification automatique en grappes des vecteurs pendages. Les fractures d'épaisseur au moins centimétrique qui nous ont intéressé pour leur rôle aquifère potentiel (cf. supra) sont quasiment toutes des failles: on préfère présenter ici la distribution des failles de toute taille, d'après Cha112, afin d'identifier les familles à partir d'un plus grand nombre d'éléments (Tableau 3 et Fig. 6).

Caractérisation cinématique

La distribution de l'orientation des failles du Cha112 et du Cha212 présente les mêmes traits principaux que l'ensemble de la fracturation, qui comprend en majorité des fractures précoces. Ceci signifie que les états de contrainte successifs qui se sont exercés sur cette partie du socle n'ont pas créé de nouvelles familles mais ont réutilisé en cisaillement des fractures antérieures (Blès et Gros 1986). Les failles à jeu normal ont une grande dispersion, et les stries γ sont tous azimuts: ces données disparates ne permettent pas d'identifier les contraintes associées aux épisodes de distension superposés. Les failles à jeu inverse sont aussi très dispersées, mais leurs stries sont plus groupées et signent des phases de compression N-S à NW-SE ou NE-SW. On trouve peu de failles identifiées comme décrochantes dextres sur le site no. 12. Elles sont présentes dans deux autres forages, à quelques kilomètres

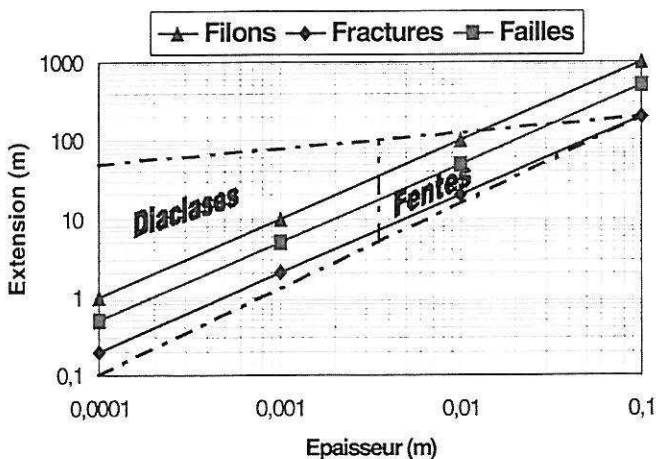


Fig. 5

Rapport empirique extension/épaisseur pour les trois classes morphogénétiques de fractures

Tableau 2

Répartition de la fracturation relevée dans les forages Cha112 et Cha212 entre les trois classes: une case indique le nombre d'éléments orientés sur le nombre total

	Classe I Filons	Classe II Fractures	Classe III Failles	Fracturation complète
Cha112	139/277	650/1.055	236/381	1.116/1.713
Cha212	174/229	2.487/3.256	677/1.010	3.338/4.495

du secteur étudié (Cha103 et Cha106): les directions principales, W-E, NW-SE et N-S, peuvent refléter la succession de trois phases de compression, WNW-ESE, N-S à NNE-SSW, puis WSW-ENE.

La surface d'observation des fractures est réduite (ordre du dm^2), la précision des mesures d'orientation est faible (5 à 10°), et les critères de chronologie relative sont rares: la caractérisation cinématique est donc difficile, et ne permet pas le calcul d'un tenseur de contrainte. Les familles directionnelles de failles sont délicates à interpréter en termes d'histoire tectonique. Le colmatage des fractures peut fournir des éléments de chronologie utiles pour distinguer des phases entre les familles. Le schéma obtenu est une image statique actuelle permettant de prévoir les mouvements qui seraient provoqués par un nouvel état de contrainte à l'avenir.

Conclusion

La validation d'un site en vue d'un laboratoire souterrain nécessite une modélisation du comportement thermo-hydro-mécanique de la formation rocheuse. Cet objectif essentiel se heurte à la capacité limitée des logiciels à intégrer les discontinuités. La difficulté conduit, sur le plan méthodologique, soit à simplifier le réseau de fractures (approche explicite discrète), soit à paramétrer un milieu équivalent (approche implicite continue exigeant une échelle d'homogénéité). Dans cet article, on a rapporté un travail de schématisation géologique et géométrique prenant en compte tous les aspects observables du réseau de fractures réel. Ce travail est un préliminaire indispensable pour assurer la validité d'un modèle quelle qu'en soit l'approche.

D'une part, la discussion du rôle hydraulique possible des fractures, en-dehors de sollicitations mécaniques, a contribué à distinguer les passages de fracturation importants et un seuil d'épaisseur caractéristique. Deux échelles de fracturation, la grande (hectométrique) et la moyenne (décamétrique), ont ainsi été distinguées, entre lesquelles on fait passer la limite entre représentation déterministe et statistique, limite importante dans une approche continue équivalente.

On a discuté d'autre part les paramètres à retenir dans une modélisation par approche discrète: la forme des surfaces de fractures est totalement inconnue et doit faire l'objet

d'une hypothèse simple; l'extension est estimée à partir des longueurs de traces à l'affleurement et de l'épaisseur de remplissage, mais avec une grande incertitude; l'orientation des fractures est mesurée sur les tronçons de forage orientés, avec une précision suffisante.

Avec un point de vue naturaliste et descriptif, on a classé les fractures en trois groupes: filons, fractures en traction, et failles. Ces classes ont été identifiées par l'analyse de la typologie et de la hiérarchie d'échelle de la fracturation, en raisonnant en particulier sur le paramètre épaisseur du remplissage. Le traitement statistique du paramètre orientation, qui a permis de définir des familles, inclut une correction du biais directionnel. La synthèse des deux aspects précédents est nécessaire pour définir les réseaux de fracturation dans l'espace, en faisant appel à des dispositifs structuraux connus, et en examinant les relations avec la structuration (fluidalité, mélanges synmagmatiques).

La distance importante entre les deux forages n'a pas permis de corréliser les passages de failles hectométriques. L'objectif des recherches sur la qualification du site, qui est de délimiter des volumes rocheux peu perméables, a priori

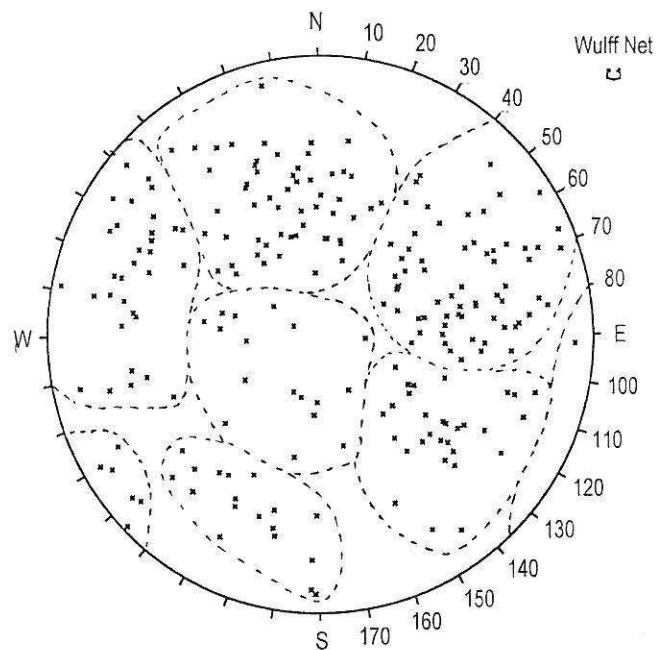


Fig. 6

Répartition en familles directionnelles des failles relevées dans le forage Cha112, classification automatique

Tableau 3

Paramètres d'orientation des six familles identifiées par classification automatique de la population de failles du forage Cha112

Numéro famille	Nombre données	Azimut de pôle	Plongement de pôle	Direction de plan	Sens du pendage	Azimut de pendage	Pendage de plan
1	17	9	40	99	NE	50	23
2	74	57	34	147	W	248	62
3	36	103	22	13	NW	307	59
4	57	145	23	55	S	166	52
5	18	312	35	42	NE	23	70
6	34	258	24	168	E	107	74

d'échelle hectométrique, aux limites desquels peuvent exister des écoulements (selon l'état de contrainte du massif), devrait donc être poursuivi à l'aide de forages complémentaires qui permettraient d'identifier plus précisément les failles plurihectométriques.

Remerciements Les auteurs expriment leur reconnaissance à D. Virlogeux, Y. Leutsch et B. Mouroux pour leurs conseils, et l'ANDRA (Agence Nationale pour la Gestion des Déchets Radioactifs) pour son soutien financier et pour l'accès donné aux carottes et aux levés.

Références

- Armand G, Boulon M, Hoteit N, Cannic S (1998) Mechanical behaviour of natural joints of granodiorite under high normal stress. In: Rossmann HP (1998) Mechanics of jointed and faulted rock. AA Balkema, Rotterdam, pp 217-222
- Blès J-L, Gros Y (1986) Genèse des failles dans les granites: postériorité des grandes failles par rapport à la petite fracturation. C R Acad Sci Paris 303(2):1381-1386
- Cuney M, Brouand M, Stussi J-M, Gagny C (1997) Le massif de Charroux-Civray, un exemple caractéristique des premières manifestations plutoniques de la chaîne hercynienne. In: Étude du massif de Charroux-Civray. Actes des journées scientifiques CNRS et ANDRA, 13-14 Oct, Poitiers, EDP Sciences 1999, pp 63-104
- Fouché O (1999) Caractérisation géologique et géo-métrique, et modélisation 3D, des réseaux de discontinuités d'un massif granitique reconnu par forages carottés, massif de Charroux-Civray (Vienne, France). Thèse de doctorat en Géologie de l'Ingénieur, ENPC-ENSMP
- Gros Y, Genter A (1997) Évolution de la fracturation dans le socle du Seuil du Poitou, caractérisation structurale et organisation spatiale multi-échelle. In: Étude du massif de Charroux-Civray. Actes des journées scientifiques CNRS et ANDRA, 13-14 Oct, Poitiers, EDP Sciences 1999, pp 105-143
- Lebon P, Mouroux B (1999) Knowledge of the three French underground laboratory sites. Eng Geol Spec Issue: Nuclear Waste Management and the Earth Sciences, 52(3-4):251-256
- Lerouge G, Quenardel J-M (1988) Les zones de cisaillement carbonifères dans les plutons vendéens et leurs prolongations dans le NW du Massif Central Français. Bull Soc Géol Fr (8), 4(5):831-838
- Pusch R (1998) Categorization of discontinuities for conceptual description of rock hosting repositories for hazardous waste. Eng Geol Spec Issue: Int Worksh on Computational Methods in Rock Mechanics, Lund, 49(3-4):177-183
- Su K, Ghoreychi M (1999) Étude expérimentale du comportement hydro-mécanique de fractures colmatées dans un granite. In: C R 9^e Congr Int de Mécanique des Roches, Paris, vol 2. AA Balkema, Rotterdam, pp 781-786
- Virlogeux D, Roux J, Guillemot D (1997) Apport de la géophysique à la connaissance géologique du massif de Charroux-Civray et du socle poitevin. In: Étude du massif de Charroux-Civray. Actes des journées scientifiques CNRS et ANDRA, 13-14 Oct, Poitiers, EDP Sciences 1999, pp 33-61

Simulation tridimensionnelle de la blocométrie naturelle de massifs rocheux

Three dimensional simulation of block size distribution of rock masses

J. XU, R. COJEAN, M. ARNOULD

CGI, Ecole des Mines de Paris*

Rev. Franç. Géotech. n° 58, pp. 31-40 (janvier 1992)

Résumé

Cet article présente un modèle général de simulation à trois dimensions de la blocométrie naturelle des massifs rocheux. Il est constitué de quatre parties : 1. analyse statistique et simulation à trois dimensions des discontinuités ; 2. analyse de la connectivité des discontinuités simulées ; 3. identification des blocs discrets intersectés par des discontinuités connectées ; 4. caractérisation de la blocométrie de massifs rocheux. Trois types de représentation (distribution de taille, distribution de taille pondérée, distribution de l'orientation des blocs) sont utilisés. Les résultats des exemples réels sont donnés dans les sections correspondantes de l'article.

Abstract

This paper presents a general model for simulating three dimensional natural rock mass granulometry. It consists of four parts : 1. statistic analysis and three dimensional simulation of rock mass fractures ; 2. connectivity study of simulated fractures ; 3. identification of distinct blocks intersected by the fractures ; 4. characterization of rock mass granulometry. Three representative methods, such as size distribution, weighted size distribution and orientation distribution of blocks, are used. The results of some real examples are given in the correspondent sections of the paper.

* 60, bd Saint-Michel, 75272 Paris, Cedex 06.

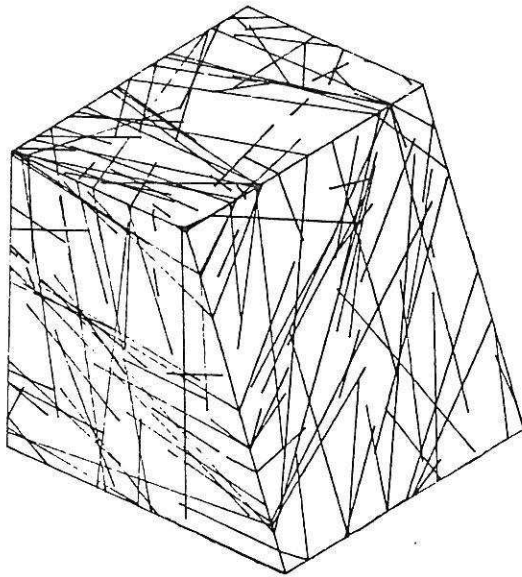


Fig. 2. — Configuration des discontinuités simulées.
Fig. 2. — Simulated discontinuities.

continuités. Par exemple, pour un problème de blocométrie, elle doit intersecter au moins trois autres discontinuités ou les limites du domaine et les traces des intersections doivent se connecter mutuellement sur la discontinuité. Donc l'étude de la connectivité se base sur l'identification des intersections entre les discontinuités ou les limites du domaine.

L'intersection entre le disque d'une discontinuité F_i et le disque d'une discontinuité F_j peut être identifiée par les trois étapes suivantes : 1. déterminer la ligne d'intersection entre deux plans contenant F_i et F_j ; 2. calculer la distance entre la ligne d'intersection et les centres de F_i et F_j . Si la condition de l'extension n'est pas satisfaite, les deux discontinuités ne s'intersectent pas ; 3. déterminer la partie commune d'intersection

de F_i et F_j . Si elles ne sont pas décalées, il existe une partie commune et les deux discontinuités s'intersectent. Les limites du domaine de simulation peuvent être interprétées comme des polygones convexes, leurs intersections avec des discontinuités peuvent être identifiées par une méthode semblable à celle présentée ci-dessus. Quand cette procédure est appliquée à toutes les discontinuités dont l'ensemble est noté par \mathbb{F} , alors toutes les intersections auront été identifiées et l'ensemble d'intersections est noté par \mathbb{I} .

En effet, un système de discontinuité et ses relations d'intersections peuvent être décrits par un graphe, si nous considérons une discontinuité comme un sommet, et une intersection comme une arête du graphe. Cela s'applique à un système à trois dimensions ainsi qu'à deux dimensions. La figure 3 montre un exemple simplifié bidimensionnel.

Le degré de connectivité d'un système de discontinuités peut être défini comme le nombre minimum d'intersections qu'une discontinuité possède dans le système. Dans la figure 2, il existe certaines discontinuités isolées qui n'intersectent aucune autre, le degré de connectivité du système est donc zéro. Un système de faible degré de connectivité peut devenir un système de degré plus fort par l'élimination des discontinuités qui ne possèdent pas assez d'intersections afin d'établir des modèles géométriques pour certaines applications pratiques (écoulement des fluides, blocométrie). Si nous notons l'ensemble de discontinuités intersectant la discontinuité F_i par $\Gamma(F_i)$ et l'ensemble d'intersections sur F_i par $\Gamma(I_i)$, alors pour le degré n , l'algorithme d'élimination d'une discontinuité F_i intersectant moins que n autres et des intersections associées à F_i s'écrit :

$$\begin{aligned} \mathbb{F} &- \mathbb{F} - F_i \\ \mathbb{I} &- \mathbb{I} - \Gamma(I_i) \\ \Gamma(F_j) &- \Gamma(F_j) - F_i, F_j \in \Gamma(F_i) \\ \Gamma(F_i) &- \phi \\ \Gamma(I_j) &- \Gamma(I_j) - i_k, i_k \in \Gamma(I_i) \cap \Gamma(I_j) \\ \Gamma(I_i) &- \phi \end{aligned} \quad (4)$$

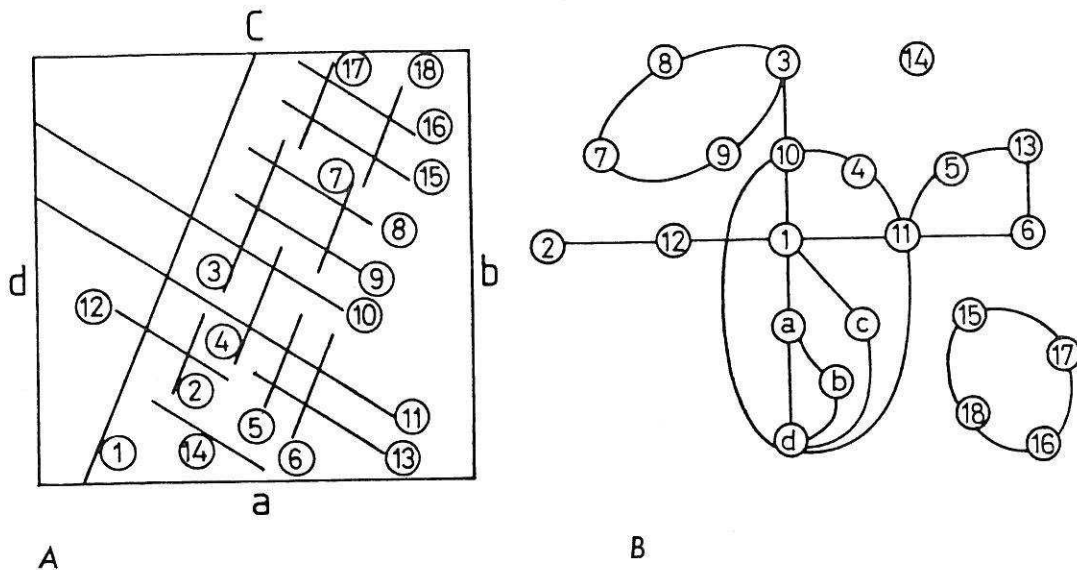


Fig. 3. — A. Un exemple de système de discontinuités à deux dimensions.
B. Représentation en graphe des relations d'intersection.
Fig. 3. — A. An example of two dimensional discontinuity system.
B. Graph representation of intersection relationships.

L'algorithme (4) doit être appliqué à toutes les discontinuités du système et répété jusqu'à ce que chaque discontinuité possède au moins n intersections. La figure 4 montre le résultat de degré 2 du système dans la figure 2.

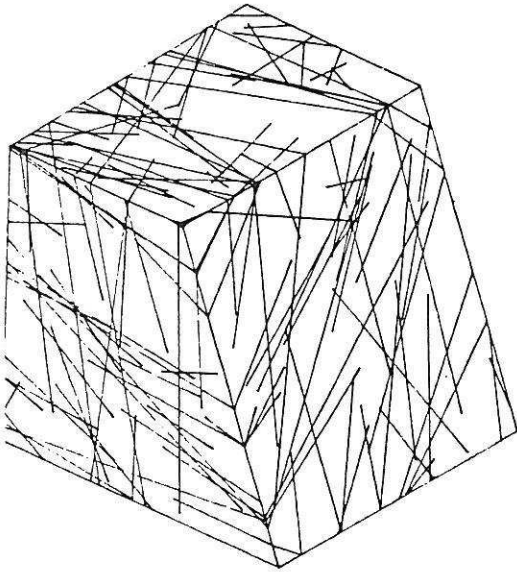


Fig. 4. — Réseau des discontinuités de degré 2 de connectivité.
Fig. 4. — Discontinuity network with two degree connectivity.

L'étude de la connectivité pour la blocométrie de massifs rocheux consiste en une étude des traces des intersections sur chaque discontinuité et est réalisée dans un système local de coordonnées installé sur chaque discontinuité. La procédure est semblable à celle expliquée ci-dessus si une discontinuité est considérée comme un segment d'intersection et une trace d'intersection comme un point d'intersection. Une discontinuité sur laquelle il n'existe pas un réseau de traces d'intersection doit être éliminée par l'algorithme (4). Le résultat de cette étude pour le système de discontinuités de la figure 2 est montré dans la figure 5.

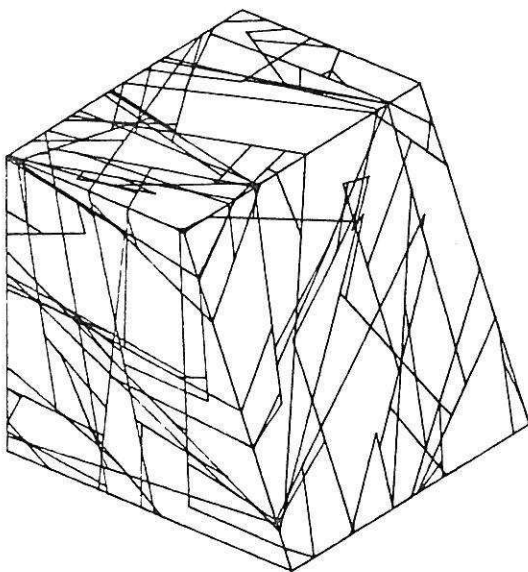


Fig. 5. — Réseau des discontinuités pour la blocométrie.
Fig. 5. — Discontinuity network for block size analysis.

L'algorithme (4) concerne l'étude de la connectivité de discontinuités individuelles, mais ne concerne pas celle de réseaux de discontinuités. Dans un système de fissures, il existe souvent des réseaux isolés (locaux) par rapport au réseau global connecté à la limite du domaine intéressé. Par exemple dans la figure 3, le réseau de fissures N° 15, 16, 17, 18 est un réseau local. Au terme de la théorie de graphes, il concerne la connexité d'un graphe et le nombre de réseaux correspond au nombre de composantes connexes d'un graphe. Dans un réseau individuel, il peut exister des fissures (N° 10, etc dans la figure 3) et des intersections dont la suppression génère des nouveaux réseaux. Ils correspondent aux points d'articulation et aux isthmes dans la théorie de graphes. La recherche du réseau global, des points d'articulation et des isthmes peut être réalisée selon les algorithmes standards.

3. IDENTIFICATION GLOBALE DE SOMMETS, D'ARÊTES ET DE FACETTES

L'identification globale des sommets, des arêtes et des facettes est réalisée premièrement dans un système local de coordonnées installé sur chaque discontinuité. La figure 6A. montre une discontinuité circulaire et les traces des intersections avec d'autres discontinuités. Un sommet V est un point d'intersection entre deux traces et donc est un point d'intersection entre trois discontinuités F_i, F_j, F_k qui définissent l'association du sommet V , notée :

$$\Gamma(V) = (F_i, F_j, F_k) \quad (5)$$

Une arête E est un segment entre deux sommets V_i et V_m qui définissent l'association de l'arête E , notée :

$$\Gamma(E) = (V_i, V_m) \quad (6)$$

C'est donc un segment sur la ligne d'intersection entre deux discontinuités. Une facette est définie comme un cycle élémentaire orienté dont la frontière est constituée d'arêtes orientées (fig. 6B.).

Du fait qu'un sommet global est une intersection entre trois discontinuités, il peut apparaître dans différentes discontinuités. De même, du fait qu'une arête globale est une intersection entre deux discontinuités, elle peut aussi apparaître dans différentes discontinuités. La transformation vers le système global doit considérer ce phénomène, le même sommet ou la même arête doit avoir un même numéro global unique quand il est transféré de différents systèmes locaux.

Si nous notons \mathbb{V} l'ensemble des sommets obtenus dans la procédure d'identification des sommets globaux et $\Gamma(\mathbb{V})$ l'ensemble des associations de sommets identifiés, alors pour un sommet V , s'il est déjà identifié dans le système local sur l'une de ses trois fissures, $\Gamma(V)$ est déjà contenu dans $\Gamma(\mathbb{V})$:

$$\Gamma(\mathbb{V}) \cap \Gamma(V) = \Gamma(V) \quad (7)$$

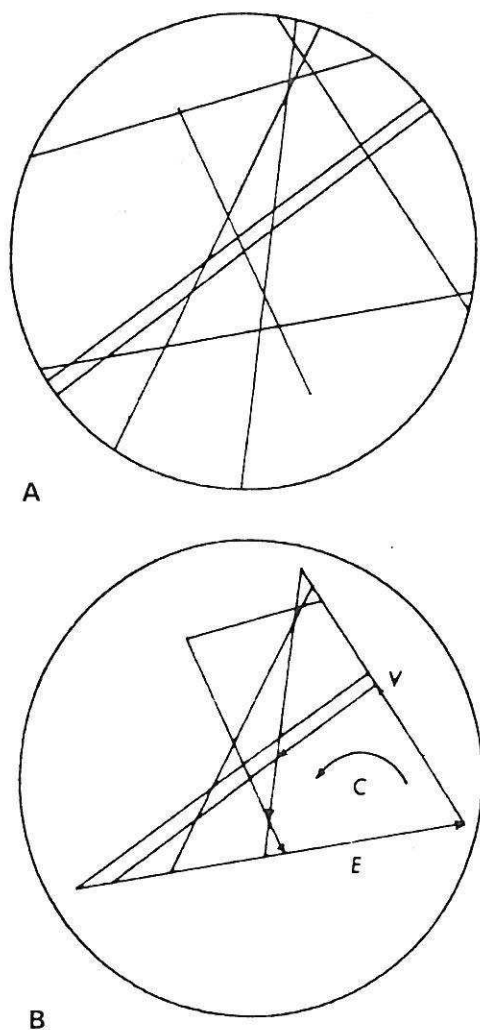


Fig. 6. — A. Traces des intersections sur une discontinuité de type disque.

B. Sommets, arêtes et cycles sur la discontinuité.

Fig. 6. A. Intersection traces on a dice shaped discontinuity.

B. Vertices, edges and cycles on a discontinuity.

S'il est nouveau, on a :

$$\Gamma(W) \cap \Gamma(V) = \phi \quad (8)$$

et on doit l'ajouter dans Ψ

$$\begin{aligned} \Psi &= \Psi \cup V \\ \Gamma(\Psi) &= \Gamma(\Psi) \cup \Gamma(V) \end{aligned} \quad (9)$$

De la même façon, si nous notons $\mathbb{I}E$ l'ensemble des arêtes identifiées et $\Gamma(\mathbb{I}E)$ l'ensemble des associations des arêtes identifiées, alors pour une arête E , si elle est déjà identifiée, $\Gamma(E)$ est déjà contenu dans $\Gamma(\mathbb{I}E)$:

$$\Gamma(\mathbb{I}E) \cap \Gamma(E) = \Gamma(E) \quad (10)$$

Si elle est nouvelle, on a :

$$\Gamma(\mathbb{I}E) \cap \Gamma(E) = \phi \quad (11)$$

et on doit l'ajouter dans $\mathbb{I}E$

$$\begin{aligned} \mathbb{I}E &= \mathbb{I}E \cup E \\ \Gamma(\mathbb{I}E) &= \Gamma(\mathbb{I}E) \cup \Gamma(E) \end{aligned} \quad (12)$$

Une facette, notée C , étant présente sur une seule discontinuité, le problème précédent n'existe pas. La méthode d'identification d'un cycle élémentaire est identique à celle d'identification d'un bloc bidimensionnel.

4. IDENTIFICATION DES BLOCS DISCRETS

L'algorithme pour identifier un bloc discret intersecté par des discontinuités se base sur l'homomorphisme du bloc. Un bloc polyédrique est homomorphique ou identique au sens topologique à une sphère s'il peut s'identifier à celle-ci par une déformation continue, (LIN D. et al., 1987). Le nombre de sommets, d'arêtes et de facettes de cette classe de blocs suit la formule d'EULER

$$V - E + C = 2$$

et notre étude se limite à cette classe de blocs.

Du point de vue de la connexion du domaine, les facettes d'un bloc homomorphique engendrent un domaine de simple connexion. Si nous notons la normale extérieure à la surface du bloc par \vec{n} , selon la formule géométrique, l'intégrale de \vec{n} suivant la surface fermée du bloc est nulle,

$$\iint_S \vec{n} \, ds = \sum_{k=1}^{Nc} S_k \cdot \vec{n}_k = \vec{0} \quad (13)$$

avec Nc nombre de facettes d'un bloc

\vec{n}_k normale extérieure à la facette k

S_k surface de la facette k

$\vec{0}$ vecteur nul.

Une facette d'un bloc peut être représentée par un polygone dans l'espace dont la surface orientée $S \cdot \vec{n}$ peut être évaluée pour calculer le moment du polygone, l'équation (13) peut être écrite :

$$\frac{1}{2} \sum_{k=1}^{Nc} \sum_{i=k}^{mk} \vec{r}^{io} \times \vec{E}_i = \vec{0} \quad (14)$$

avec mk nombre d'arêtes de la facette k

\vec{E}_i arête orientée i

\vec{r}^{io} un point de référence sur l'arête i
 \times symbole de produit vectoriel.

Pour un polyèdre, une arête correspond à deux facettes voisines, si nous notons les orientations d'une arête sur deux facettes voisines j et k par \vec{E}^j et \vec{E}^k , l'équation (14) est identique à l'équation suivante :

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{Na} [(\vec{r}^{io} \times \vec{E}^j) + (\vec{r}^{io} \times \vec{E}^k)] \\ & = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{Na} [\vec{r}^{io} \times (\vec{E}^j + \vec{E}^k)] = \vec{0} \end{aligned} \quad (15)$$

avec Na nombre d'arêtes d'un bloc.

Du fait que Na points de référence \vec{r}^{io} sont non nuls et indépendants, on peut en déduire la relation suivante :

$$\vec{E}^j + \vec{E}^k = \vec{0} \quad (16)$$

L'équation (16) montre qu'une arête commune à deux facettes d'un bloc y présente des orientations opposées (fig. 7). C'est une propriété géométrique importante d'un bloc pour l'orienter et l'identifier et elle constitue la base de l'algorithme informatique de notre étude.

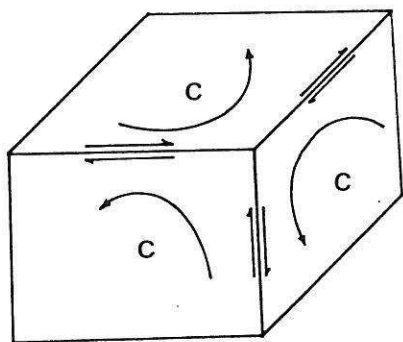


Fig. 7. — Orientation de l'arête commune à deux facettes.
Fig. 7. — Orientation of an edge common to two faces.

Du fait qu'une arête possède une orientation opposée sur deux facettes voisines, elle s'élimine sur celles-ci. Une arête n'appartient toujours qu'à deux facettes voisines sur un bloc, donc toutes les arêtes d'un bloc s'éliminent. En terme topologique, cela signifie que la frontière topologique de la surface d'un bloc est vide (LIN et al., 1987). Si nous notons l'ensemble des arêtes d'une facette par \mathbb{C} , alors nous pouvons définir un ensemble d'arêtes de k facettes comme :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbb{D}k = [\mathbb{D}k-1 - (\mathbb{C}k \cap \bigcup_{i=1}^{k-1} \mathbb{C}i)] \\ \cup (\mathbb{C}k - \bigcup_{i=1}^{k-1} \mathbb{C}i) ; k \geq 2 \\ \mathbb{D}1 = \mathbb{C}1 \end{array} \right. \quad (17)$$

Quand l'équation (17) est appliquée à toutes les facettes, i.e. quand $k = Nf$ (nombre de facettes d'un bloc), $\mathbb{D}k$ sera un ensemble vide, car toutes les arêtes se sont éliminées. L'équation (17) est écrite sous la forme itérative pour la réalisation informatique et elle sert comme un critère de la fermeture du bloc. Au cours d'identification d'un bloc, si nous sommes arrivés à une facette k telle que $\mathbb{D}k = \phi$, alors le bloc est identifié et la valeur de k donne le nombre de facettes du bloc.

En se basant sur les équations (16) et (17), l'identification d'un bloc tridimensionnel commence par une facette. Une facette intérieure peut constituer la facette commune à deux blocs voisins correspondant à deux normales opposées (fig. 8). Par contre, une facette sur la surface du domaine ne correspond qu'à un bloc réel, l'autre est un bloc virtuel constitué par toutes les facettes sur la surface. La différence entre eux est que

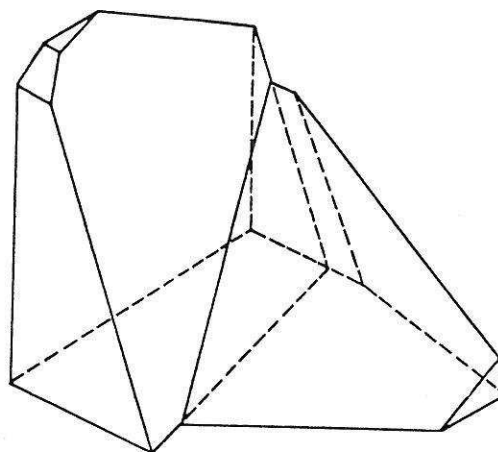


Fig. 8. — Deux blocs voisins correspondant à une facette intérieure.

Fig. 8. — Two neighbour blocks corresponding to an interior face.

le bloc virtuel a un volume négatif et ne sera pas compté dans la blocométrie.

Dans le processus d'identification, une facette est orientée pour que la normale à la facette soit toujours vers l'extérieur du bloc. Ceci peut être réalisé en considérant la propriété de l'équation (16). Suivant l'équation (16), nous pouvons orienter une facette candidate en vérifiant l'orientation de ses arêtes par rapport à l'orientation des arêtes des facettes adjacentes identifiées. Par exemple, dans la figure 9, supposons que la facette en cours est $\mathbb{C}k$, la normale à cette facette est $\vec{n}k$, nous voulons identifier la facette suivante du bloc liée à l'arête $\mathbb{E}i$. Il existe peut-être plusieurs facettes candidates, leurs orientations doivent être vérifiées et modifiées si nécessaire suivant leurs relations par rapport à celle de l'arête sur $\mathbb{C}k$.

Soit M facettes candidates, nous notons les vecteurs normalisés de moments de ces facettes par $\vec{m}i$ ($i=1, M$). Pour identifier la facette suivante, il convient d'établir un système de coordonnées $O(\xi\eta\zeta)$ installé sur l'arête \vec{E}_ℓ de la facette $\mathbb{C}k$. Les vecteurs de base $(\vec{e}_\xi, \vec{e}_\eta, \vec{e}_\zeta)$ du système suivent les conditions suivantes :

$$\vec{e}_\xi \times \vec{e}_\eta = \vec{e}_\zeta \quad (18)$$

$$\vec{e}_\zeta \cdot \vec{E}_\ell = |\vec{E}_\ell|$$

Le problème de déterminer la facette suivante devient celui de la détermination du vecteur $\vec{m}i$ le plus à gauche par rapport à $\vec{n}k$ dans le plan $(\xi\eta)$ du système comme il est montré dans la figure 9 C et l'étude suivante se limite dans ce plan, c'est-à-dire, les vecteurs \vec{m} et \vec{n} sont considérés comme bidimensionnels.

Nous notons le nombre de facettes candidates à gauche du vecteur en cours $\vec{n}k$ par Ml , alors nous avons

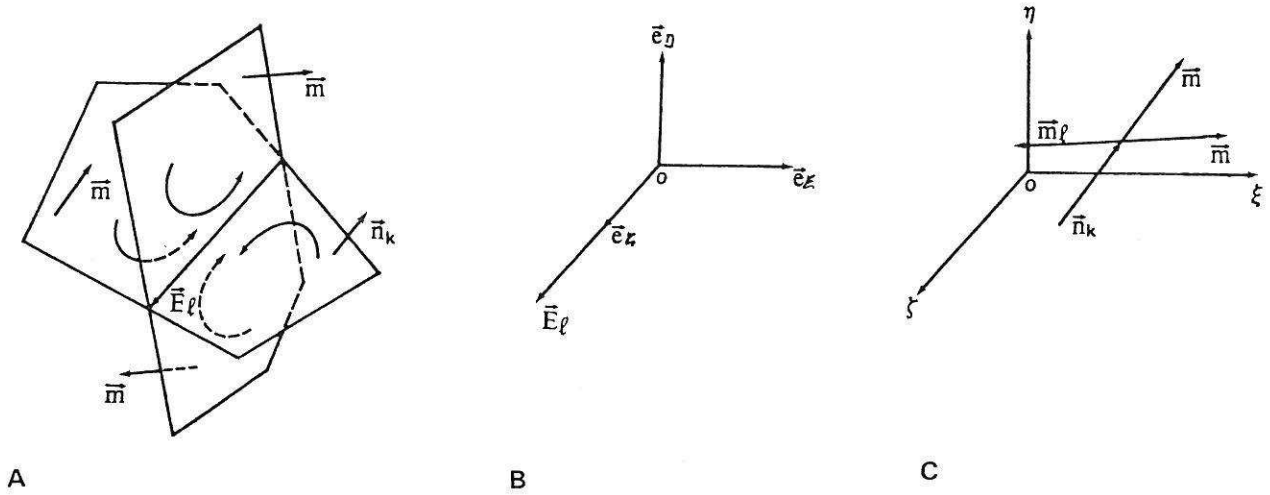


Fig. 9. — Identification de la facette la plus à gauche.

A. Facettes liées à une arête. - B. Système de coordonnées $O(\xi\eta\zeta)$. - C. Normales transformées dans le système $O(\xi\eta\zeta)$.

Fig. 9. — Identification of the most on the left face.

A. Faces linked with an edge. - B. Coordinate system $O(\xi\eta\zeta)$. - C. Normals transformed to the system $O(\xi\eta\zeta)$.

$M_l \leq M$. Si $M_l > 0$, le vecteur le plus à gauche \bar{m}_l sera déterminé par :

$$|\bar{n}_k - \bar{m}_l| = \max \{ |\bar{n}_k - \bar{m}_l|, i = 1, M \} \quad (19)$$

Si $M_l = 0$, alors \bar{m}_l sera déterminé par :

$$|\bar{n}_k - \bar{m}_l| = \min \{ |\bar{n}_k - \bar{m}_l|, i = 1, M \} \quad (20)$$

Une fois que \bar{m}_l est identifié, nous sommes arrivés à une nouvelle facette. Le problème suivant est de vérifier la fermeture du bloc pour décider s'il faut continuer d'identifier les facettes suivantes ou non. Cela peut être réalisé par l'équation (17). Si l'ensemble \mathbb{D} est vide, le bloc est identifié, si non, nous choisissons une arête dans \mathbb{D} , normalement la première, comme l'arête en cours, nous cherchons les facettes candidates liées à cette arête et nous répétons les procédures ci-dessus.

La surface d'un cycle orienté (facette) peut être évaluée pour calculer son moment et est égale à la moitié de celui-ci. Supposons qu'un cycle soit constitué de m arêtes et également de m sommets. Si une facette est identifiée par la méthode présentée, l'orientation des arêtes est définie dans le sens trigonométrique, la surface de l'arête s'écrit :

$$S = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^m \bar{r}^{i0} \times \bar{E}_i \quad (21)$$

où \bar{E}_i est une arête orientée, \bar{r}^{i0} est un point de référence et peut être choisi comme un point quelconque sur la ligne de l'arête \bar{E}_i .

Le volume d'un bloc de n facettes peut être calculé par la surface de ses facettes et la normale extérieure à chaque facette.

$$V = (1/3) \sum_{i=1}^n (\bar{r}^{i0} \cdot \bar{n}_i) \cdot S_i \quad (22)$$

avec \bar{n}_i normale à la facette i

S_i surface de la facette i

\bar{r}^{i0} point de référence sur facette i

Le point de référence peut être choisi comme un point quelconque sur le plan de la facette i , par exemple un de ses sommets.

La méthode présentée ci-dessus pour identifier un bloc ne fait pas l'hypothèse de la convexité du bloc. Un bloc concave peut être identifié de la même manière qu'un bloc convexe, mais nous avons supposé que les blocs sont homomorphiques en terme de topologie. Cela sera généralement satisfait si une étude de la connectivité des discontinuités et des traces des intersections sur chaque discontinuité est faite et si les réseaux locaux de discontinuités sont éliminés.

5. BLOCOMÉTRIE DE MASSIFS ROCHEUX

Nous allons discuter la distribution de taille de blocs d'un massif rocheux. La taille d'un bloc peut être représentée par son volume ou plus simplement par son diamètre équivalent. Dans ce texte, nous utilisons la racine cubique du volume pour présenter la taille moyenne d'un bloc. Pour un massif rocheux, la distribution de taille de blocs $F(x)$ présente certains caractères de la structure. Par exemple, on peut mesurer le pourcentage de nombre de blocs trouvés dans un intervalle de taille donnée. La figure 10 montre la distribution de taille et l'histogramme de fréquence du système de blocs dans la figure 5.

L'inconvénient de la présentation de $F(x)$ est qu'elle insiste seulement sur l'importance en nombre, et ne montre pas clairement l'importance de la taille elle-même. Dans un massif rocheux, l'intersection entre

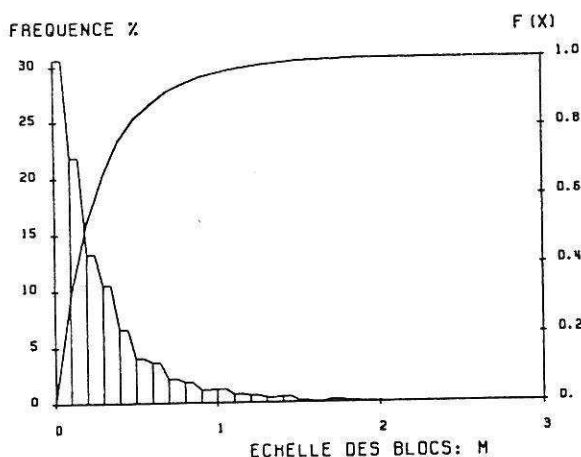


Fig. 10. — Distribution de taille des blocs.
Fig. 10. — Block size distribution.

des discontinuités aléatoires peut engendrer un très grand nombre de blocs de petite taille, le volume de ces petits blocs pouvant être très faible. Leur influence sur la stabilité ou la fragmentation d'un massif rocheux ne sera pas aussi importante qu'on pourrait le penser au vu de leur pourcentage en nombre. Ainsi nous utilisons une autre méthode de représentation de la blocométrie, appelée distribution de taille pondérée $G(x)$ définie comme le pourcentage du volume des blocs de diamètre inférieur à une valeur x , sur le volume total des blocs du système.

$$G(x) = \frac{1}{\int_0^{\infty} u^3 f(u) du} \int_0^x u^3 f(u) du \quad (23)$$

Cette distribution et l'histogramme de fréquence du système des blocs de la figure 5 sont présentés dans la figure 11. On peut voir la différence importante avec la figure 10.

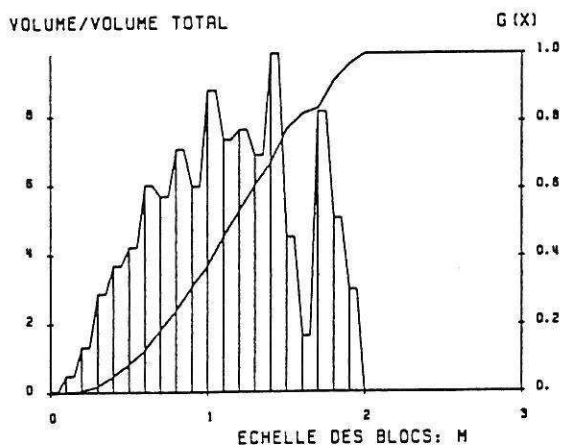
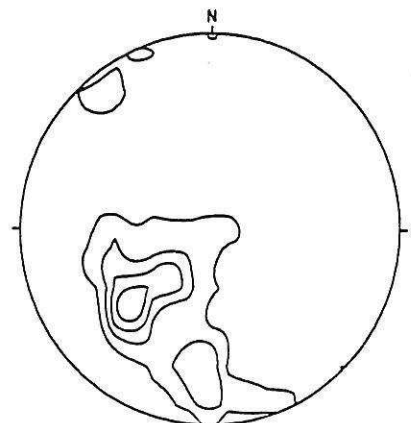


Fig. 11. — Distribution de taille pondérée.
Fig. 11. — Weighted block size distribution.

Une autre propriété géométrique importante des blocs pour l'analyse de la stabilité et l'évaluation de la fragmentation est la distribution de l'orientation des blocs. L'orientation d'un bloc est définie dans cet article par

celle de l'axe principal maximum. La distribution sphérique de l'orientation des blocs peut être présentée par la projection stéréographique et le résultat du système de blocs de la figure 5 est présenté dans la figure 12.



STEREO DE L'AXE MAX. DES BLOCS

Fig. 12. — Projection stéréographique de l'orientation des blocs.

Fig. 12. — Stereographic projection of block orientations.

CONCLUSION

La méthode présentée dans l'article pour identifier un bloc discret intersecté par des discontinuités utilise les méthodes simples de la géométrie, et ne se base pas sur l'hypothèse de la convexité des blocs. Les blocs concaves peuvent être identifiés de la même façon que les blocs convexes. Les études de la connectivité des discontinuités nous permettent de fournir les modèles géométriques nécessaires à l'analyse des écoulements, à l'analyse mécanique ou à l'analyse couplée hydromécanique. L'évaluation granulométrique donne certaines informations sur la structure d'un massif rocheux et peut être appliquée à l'analyse de la stabilité et l'étude de la fragmentation.

BIBLIOGRAPHIE

- ANDERSSON J., DVERSTORP B. (1987), *Conditional simulation of fluid flow in three dimensional networks of discrete fractures*. Water Resources Research, vol. 23, n° 10, 1876-1886.
- BAECKER G.B. (1983), *Statistical analysis of rock mass fracturing*. Mathe. Geol., vol. 15 (2), 329-348.
- BILLAUX D. (1989), *Three dimensional statistical modelling of a fractured rock mass. An example from the Fanay Augères Mine*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., vol. 26, n° 3/4, pp. 281-299.
- CUNDALL P.A. (1971), *A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems*. Proc. Int. Symp. Rock Fracture, ISRM, Nancy.
- CUNDALL P.A. (1988), *Formulation of a three dimensional distinct element model*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., vol. 25, 107-125.

- LIN D., FAIRHURST C., STARFIELD A.M. (1987), *Geometrical identification of three dimensional rock block systems using topological techniques*. Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., vol. 24, 331-338.
- LONG J.C.S., GILMOUR P., WITHERSPOON P.A. (1985), *A model for steady fluid flow in random three dimensional networks of disc-shaped fractures*. Water resources research, vol. 21, n° 8, pp. 1105-1115.
- MAHTAB M.A. (1972), *Analysis of fracture orientations for input to structural models of discontinuous rock*. Bureau of Mines Report of Investigations, US Department of the Interior.
- PAHL P.J. (1981), *Estimating the mean length of discontinuity traces*. Inter. Jour. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., vol. 18, pp. 229-234.
- PRIEST S.D., HUDSON J.A. (1981), *Estimation of discontinuity spacing and trace length using scan-line surveys*. Inter. Jour. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., vol. 18, pp. 183-187.
- VINCHES M. (1988), *Application combinée de l'analyse structurale, de la géostatistique et de la théorie des blocs clés à l'étude des problèmes de stabilité et de confortement des travaux miniers*. Rev. Franç. Géotech., n° 45, pp. 59-70.
- WARBURTON P.M. (1980), *A stereological interpretation of joint trace data*. Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., vol. 17, 181-190.

A numerical model for fluid flow in the block interface network of three dimensional rock block system

Xu Jixian & R.Cojean
CGI, Ecole des Mines de Paris, France

ABSTRACT: This paper presents a numerical model for fluid flow in the block interface network of 3D rock block system. The pre-defined 3D block system results from the simulation of rock mass fractures and the identification of discrete blocks intersected by the simulated fractures. The flow problem in a single interface (defined by a polygon) was resolved by the boundary element method and the relationship between the node pressure and the node flux was established. The mass conservation condition on each node was used to establish the global system equation. The probability characteristics of fracture hydraulic conductivity can be treated. This model was developed especially for the coupled hydromechanical analysis of rock block systems. Some calculated examples for different types of fractured rock masses were presented in the paper.

1 Introduction

In the recent topics of rock mechanics, much attention is paid on the analysis of block mechanics. The developments in the numerical simulation of rock mass fractures and in the techniques of the identification of rock blocks intersected by the fractures have given the appropriate three dimensional geometrical models for this analysis and some computer programs have been developed (Lin et al, 1987; Xu et al, 1989). Although many works of mechanical analysis have been done, the fluid flow problem in the 3D block system, especially the flow pressure and its mechanical actions, has not been sufficiently studied. The existing numerical models for fluid flow in fractured rock masses are based directly on the simulated fracture networks (Long et al, 1985; Andersson et al, 1987). In these models, a fracture is considered as a fundamental flow element, the flow problem in it can be resolved by analytical method or by boundary element method. But in the block system, a fracture can constitute one or several block interfaces, and the fracture network is replaced by the interface network. In this case, an interface should be considered as the fundamental flow element. Because the difference between the geometrical models for block mechanics and that commonly used for fluid flow, we

can not use directly the existing flow analysis models.

This paper illustrates the numerical methods used in the program EFRISB for the analysis of fluid flow in the block interface network of 3D rock block systems. The pre-defined 3D block system results from the simulation of rock mass fractures and the identification of discrete blocks intersected by the simulated fractures, and is realised by the program SIMBLOC. To analyse the fluid flow, especially the pressure distribution and its mechanical action, in the interface network, we consider each interface (defined by a polygon) as a fundamental flow element. The flow problem in the polygonal domain is resolved by the boundary integral equation method and the relation between the node pressure and the node flux was established for each interface. The mass conservation condition on each vertex of the block system was used to establish the global system equation. The probability characteristics of fracture hydraulic conductivity have been considered in the model.

2 Geometrical model of 3D rock block system

The three dimensional block system was realized by the program SIMBLOC (XU et al, 1989), which can treat the convex or

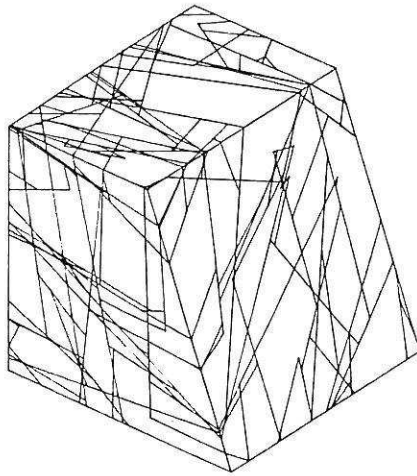


Fig 1 Simulated block system in a rock slope

concave blocks intersected by the finite or infinite fractures. In this program, a fracture is modeled as a plane circular disc with radius r and orientation (a,b) . These geometric parameters are stochastic and are characterised by some distribution functions for each of fracture sets. Apart from the simulated 3D fracture configuration, a study of fracture connectivity is made firstly to remove the non connected fractures and to give a geometric model for commonly used fluid flow analysis. This study is based on the identification of intersections between the fractures. Then, the global vertices, edges and faces are identified. And finally, some topological boundary properties of a polyhedron block were used to identify and to orientate the distinct blocks and to form the block system. In this system, all faces of the blocks constitute an interface network and give us a geometric model for the analysis of fluid flow. Figure 1 shows an example of simulated block system in a rock slope and Figure 2 shows the interfaces on a circular fracture.

3 Steady state flow in an interface

Geometrically, an interface of two blocks can be represented by a polygon of m vertices or m edges, fig 3. The steady state flow in this polygonal domain can be described by two dimensional LAPLACE equation in the local system installed in the fracture plane:

$$\partial^2 \phi / \partial x_i \partial x_i = 0, \quad i=1,2 \quad \text{in } R \quad (1)$$

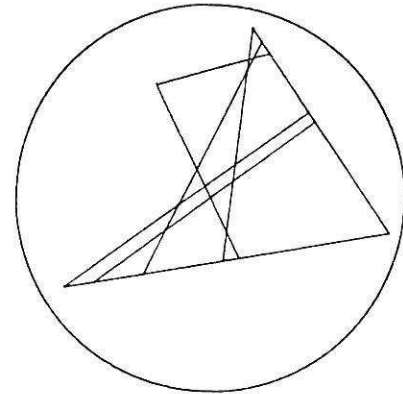


Fig 2 Interfaces on a circular fracture

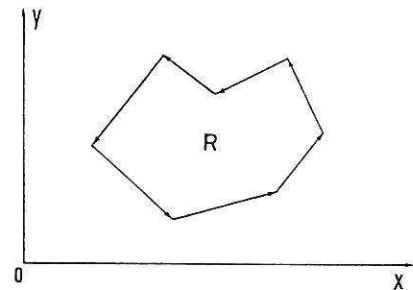


Fig 3 An interface of two blocks represented by a polygon

of which the boundary conditions are described by:

$$\begin{aligned} \phi &= H && \text{on } S_1 \\ \frac{\partial \phi}{\partial n} &= -\frac{q}{kb} && \text{on } S_2 \end{aligned} \quad (2)$$

in which the function ϕ corresponds to the hydraulic head, q is the flux per unit length along the boundary and it is assumed that the hydraulic conductivity kb is constant and S_1 and S_2 are segments of the boundary enclosing the region R .

For the problem of simple and regular boundary conditions, this equation can be resolved by the classical method of GREEN functions. In our case, because the presence of the stochastic characters of the interface forms, we can not find an analytical solution applicable to all interfaces, a numerical model should be used.

If ψ is selected to be the fundamental solution and the fixed point p is placed on the boundary of the region, according

to the GREEN's second identity, the boundary integral equation of the equation (1) is written as:

$$\int_S \left(\phi \frac{\partial \psi}{\partial n} - \psi \frac{\partial \phi}{\partial n} \right) ds = 0 \quad (3)$$

where ψ is fundamental solution given by:

$$\psi = \frac{1}{2\pi} \ln(r) \quad (4)$$

For a well posed problem, either ϕ or its normal derivative $\partial\phi/\partial n$ is prescribed along any given boundary segment. The above equation can be used to obtain the missing boundary data. In other words, this equation serves as an equation for ϕ if $\partial\phi/\partial n$ is known and as an equation for $\partial\phi/\partial n$ if ϕ is known.

To solve for the unknown values of ϕ and $\partial\phi/\partial n$, we now proceed to discretize the boundary into a number of interconnected elements. For a polygonal domain, we use naturally its edges as discretized elements. Figure 3 shows a polygon of m linear elements (edges), each element possesses two nodes placed on its two extremities.

The contour integral in Eq.(3) is now represented by the summation of integrals over individual elements. For a particular fixed point i on the boundary, we use the fundamental solution in Eq.(4) to expand Eq.(3) to give:

$$\sum_{e=1}^m \int_{s_e} \left[\phi \frac{\partial}{\partial n} (\ln r_i) - \ln r_i \frac{\partial \phi}{\partial n} \right] ds = 0 \quad (5)$$

where r is the radial distance measured from the fixed point i to a variable point on the boundary and s_e the boundary of element e . Equation (5) represents a system of discretized equations. Its solution enables us to determine the missing boundary data. Once the complete information on the boundary has been obtained, we can use GREEN's third identity to determine the interior values of ϕ in the domain. In the form of matrix, Eq.(5) can be written as:

$$[G]\langle\phi\rangle + [H]\langle\partial\phi/\partial n\rangle = 0 \quad (6)$$

where $[G]$, $[H]$ are coefficient matrixes. According to the relation:

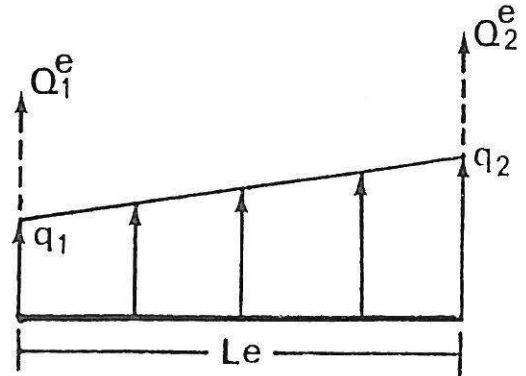


Fig 4 Equivalent node flux on an element.

$$q = -kb \frac{\partial \phi}{\partial n} \quad (7)$$

and from Eq.(6), we have:

$$\langle q \rangle = kb [H]^{-1} [G] \langle \phi \rangle \quad (8)$$

By using the equivalent node fluxes Q_1^e and Q_2^e , for an element e , Fig 4,, we have:

$$\begin{Bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \end{Bmatrix}^e = \begin{bmatrix} D_{11} & 0 \\ 0 & D_{22} \end{bmatrix}^e \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \end{Bmatrix}^e \quad (9)$$

The total equivalent flux on a node is the sum of the contributions of all associated elements. Summing up Eq.(9) for all elements and replacing the local node numbers by the global ones, we have:

$$\langle Q \rangle = [D] \langle q \rangle \quad (10)$$

From Eq.(8), we have:

$$\langle Q \rangle = kb [D][H]^{-1} [G] \langle \phi \rangle \quad (11)$$

This equation can be considered as the constitutive equation of fluid flow in a polygonal domain, in which $[D]$, $[H]$ and $[G]$ are geometric parameters, kb is the hydraulic conductivity, and for the coupled hydro-mechanical problems, it is a function of the stresses on the interface.

4 Global mass balance equations

Equation (11) is written for each interface. The boundary of an interface

corresponds to some edges in the global block system. The flow condition on an edge can be written by using the mass conservation law:

$$\sum_{i=1}^{n_e} k_i b_i \frac{\partial \phi}{\partial n_i} = 0 \quad (12)$$

where n_e is the number of the interfaces associated to the edge e , n_i means external normal to the edge e on the interface i . By using the equivalent node flux, and replacing the node numbers on the interfaces in Eq.(11) by the global numbers of the vertices in the block system, the global mass conservation equation can be written as:

$$\sum_{k=1}^{N_f} \langle Q \rangle^k = \quad (13)$$

$$\sum_{k=1}^{N_f} (kb) \langle D \rangle^k \{ [H]^{-1} \}^k [G] \langle \phi \rangle^k = \langle f \rangle$$

in which, $\langle f \rangle = (f_1, f_2, \dots, f_{N_v})$, corresponding to the source strength on the vertices, N_f is the total number of the interfaces, and N_v is the total number of the vertices of the system. In the form of the global matrix, Eq.(13) can be written as:

$$[K] \langle \phi \rangle = \langle f \rangle \quad (14)$$

where $\langle \phi \rangle = (\phi_1, \phi_2, \dots, \phi_{N_v})$, corresponding to the hydraulic heads on the vertices. Because the coefficient matrix $[H]$ and $[G]$ are not symmetrical, the matrix $[K]$ is not symmetrical, but is sparse and the band width can be minimized by an appropriate vertices numbering. The solution of Eq.(14) allows calculation of hydraulic heads $\langle \phi \rangle$, which in turn allows calculation of vertices fluxes $\langle f \rangle$.

When all values of ϕ are resolved, the pressure values on all vertices can be calculated by:

$$\langle p \rangle = \gamma_w [\langle \phi \rangle - \langle z \rangle] \quad (15)$$

where γ_w is the specific weight of fluid and $\langle z \rangle$ is the elevation of the vertices.

5 Boundary conditions

If an interface is on the boundary of the domain, the vertices on it are called the boundary vertices. In this case, we can assign a constant hydraulic head $\bar{\phi}$ to a

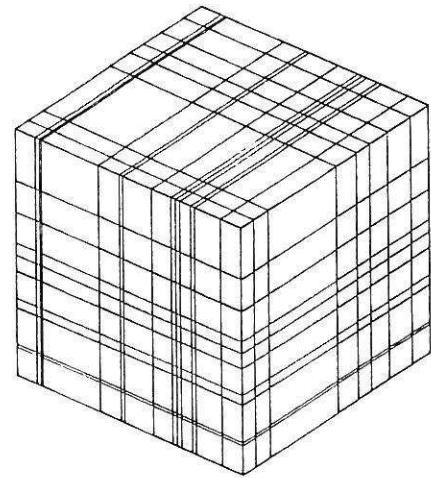


Fig 5 Regular block system

vertex by substituting Eq.(14) by the following equation

$$\phi_i = \bar{\phi}_i \quad (16)$$

Constant flux boundaries can be accommodated directly by assigning the constant values

$$f_i = \bar{f}_i \quad (17)$$

to the equation (14). When all the boundary conditions are introduced, equation (14) can be resolved by the method of decomposition.

6 Simulation examples

6.1 Validation of the program for a system of three orthogonal families of continuous fractures

Firstly, we use a simple example of three orthogonal families of infinite fractures, Fig.5, to test the validity of the program. In this case, the blocks are regular rectangles. In figure 5, the dimension of the simulation cube is $5 \times 5 \times 5$ m, there are 1650 vertices, 4136 interfaces and 1260 blocks in it. The fracture aperture is taken to be constant.

To resolve the flow equation in this system, we impose a hydraulic head $\phi = 5$ m on the north face (opposite to the front face in Fig.5), and $\phi = 0$ m on the front face, the values of ϕ on other faces are calculated by linear interpolation. Under this boundary condition, the values of ϕ on each interior vertex is calculated. We

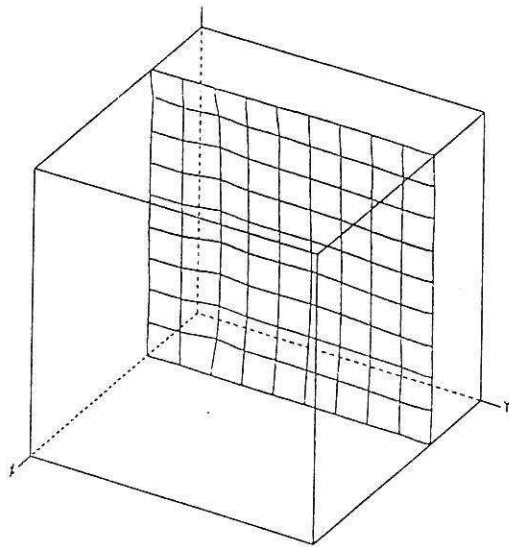


Fig 6 Equipotential surface

use the equipotential surfaces to represent the distribution of ϕ in the space, an example of $\phi=3.5$ m is shown in Fig.6. From it, we note that the surface is almost plane, it shows a regular and homogeneous distribution of ϕ . The results of this example is similar to the results of homogeneous porous medium under the same boundary condition.

6.2 Block system of random fractures

Figure 7 is the result of the simulation of a real example of granite rock mass. There are 5 families of fractures. The simulation domain is still $5 \times 5 \times 5$ m. There are 621 vertices, 1055 interfaces and 244 blocks in it. The fracture aperture in this case is taken to be random and has a normal distribution for each family.

The boundary conditions for this example are exactly the same as for the precedent one. Figure 8 is the representation of the equipotential surface of the same value of $\phi=3.5$ m for this example. We note that the surface is no more plane. It reflects the heterogeneity of the rock mass structure determined by the block size distribution, and at the same time the heterogeneity of the interface conductivity determined by the fracture aperture. In the place where the density of interface is larger, i.e. the concentration of small blocks, the lost of hydraulic head is less important, and vice versa.

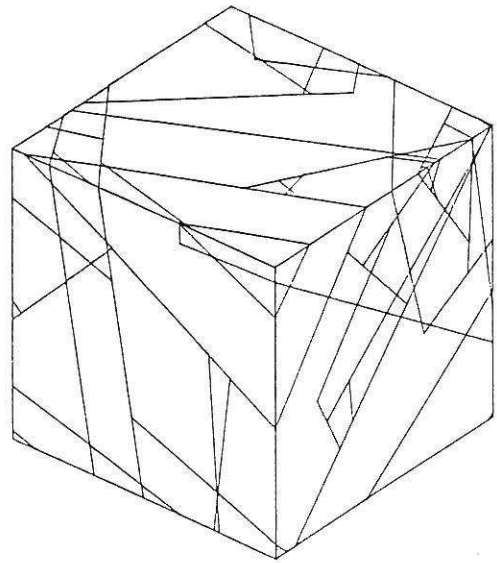


Fig 7 Block system of a granit rock mass

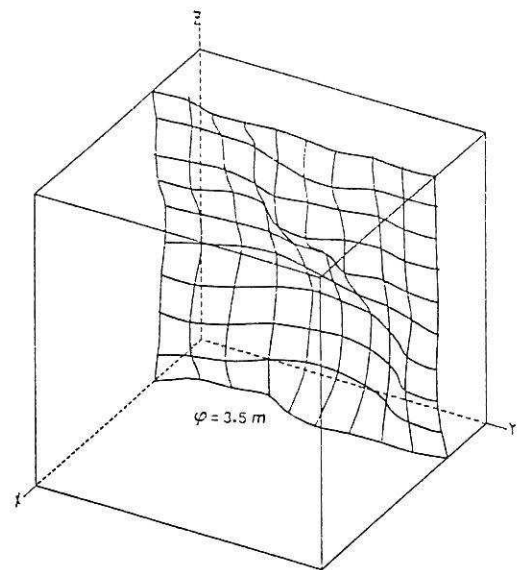


Fig 8 Equipotential surface

6.3 Free surface flow

In the analysis of rock slope stability, we encounter often the free surface flow problem. In the theory of porous medium, this problem is resolved by the method of iteration. We use this method also in this paper. For the same example of the figure 7, we impose a constant hydraulic head of

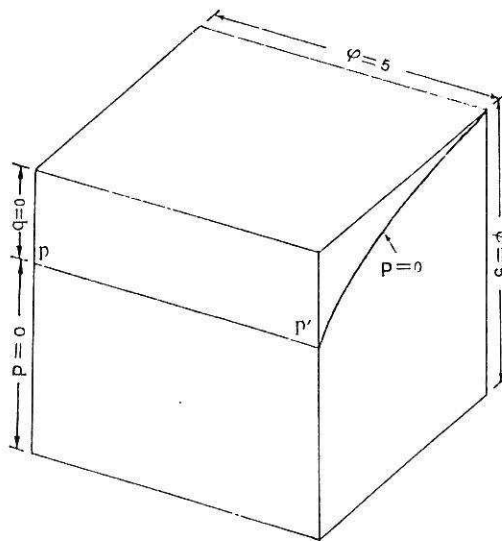


Fig 9 Boundary condition of free surface flow

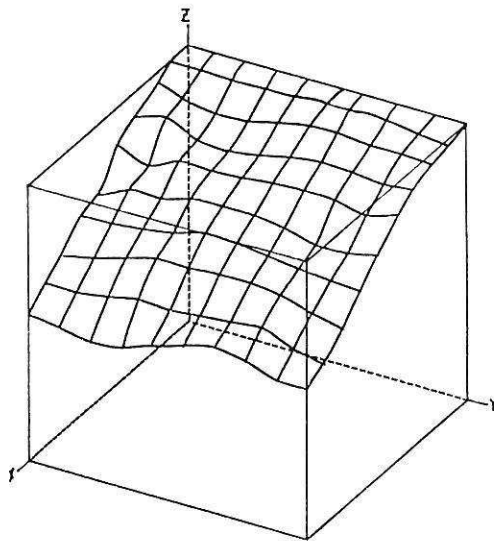


Fig 10 Free surface

$\phi=5.0$ m to the north face of the cube, the front face is the seepage face. All the lateral faces are impermeable. The seepage line on front face is unknown, we should suppose its position, for example, the line pp' in figure 9. The vertices below the line pp' are seepage points, the boundary condition is $\phi=z$. The boundary condition for the vertices above the line pp' is $q=0$.

The resolution of flow equation for these specified boundary conditions allow the determination of calculated free surface (equipressure surface of $p=0$). We compare the position of supposed seepage line and that of calculated one. If they are not sufficiently near to each other, we take the calculated one as the new seepage line, and repeat the calculation. This iteration procedure is done until the seepage lines of two successive calculations are sufficiently near to each other. The result of this calculation for the example of figure 7 is shown in figure 10.

7 Conclusion and future developments

An efficient numerical model for the analysis of fluid flow in the interface network of 3D rock block system has been developed. It enables us to calculate the flow pressure distribution and its mechanical actions in the interface network and to do the coupled hydromechanical analysis. This work is envisioned. Geometrically, two dimensional heterogeneous regions can be considered as the particular case in our program when each of the subregions is considered as a polygonal interface and can be treated efficiently. Three dimensional free surface flow is resolved also, and it is important for the stability analysis of fractured rock slopes.

The equivalent permeability study of fractured rock mass is an important subject in recent publications. This model can be used also for this study. By calculating the flow into and out of the corresponding faces of the simulating domain, we can calculate the equivalent permeability in different directions. This work can be done for different scales to study the scale effects on rock mass permeability.

In this paper, the fracture hydraulic properties are assumed to be isotopic and constant in each fracture. Recent studies have shown the channeling of flow in a single fracture, especially under the action of stresses. The behaviour of fluid flow in a fractured rock mass can be probably influenced by the fracture network which determines the interface network of the block system, and the channeling within a fracture. But channeling can be viewed as a submodel of the interface network model and its consideration in the numerical calculation can be taken as the future studies.

References

- Andersson, J. and B. Dverstorp, 1987, Conditional simulations of fluid flow in three-dimensional networks of discrete fractures, *Water Resources Research*, Vol.23, No.10, 1876-1886.
- Banerjee, P. K., and R. Butterfield, 1981, *Boundary Element Methods in Engineering Science*, McGraw-Hill Book Company Limited.
- Huyakorn, P. S. and G. F. Pinder, 1983, *Computational Methods in Subsurface Flow*, Academic Press.
- Lin D., C. Fairhurst and A. M. Starfield, 1987, Geometrical identification of three dimensional rock block systems using topological techniques. *Int. J. Rock. Mech.Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol.24., 331-338.
- Long, J. C. S., P. Gilmour, and P. A. Witherspoon, 1985, A model for steady fluid flow in random three-dimensional networks of disc-shaped fractures, *Water Resources Research*, Vol.21, No.8, 1105-1115.
- Xu Jixian, 1987, *Déscription Statistique et Simulation des Discontinuités de Massifs Rocheux*. Mémoire de DEA, CGI, Ecole des Mines de Paris.
- Xu Jixian and R. Cojean, 1989, Three dimensional simulation of natural rock mass granulometry, Internal report, CGI, Ecole des Mines de Paris.

**MODELISATION DES MASSIFS ROCHEUX FISSURES PAR LA METHODE
DES ELEMENTS DISTINCTS.**

**MODELISATION OF FISSURED ROCK MASSES BY THE DISTINCT
ELEMENT METHOD.**

A. TAHIRI*, R. COJEAN*, J.A. FLEURISSON*,
S.M. TIJANI**, M. ARNOULD*

* Centre de Géologie de l'Ingénieur (CGI), Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris (ENSMP) - FRANCE.

** Centre de Géotechnique et Exploitation du Sous-sol, ENSMP.

RESUME : Le code numérique BRIG3D que nous avons développé permet de modéliser le comportement mécanique des massifs rocheux fissurés en trois dimensions. Basé sur la méthode des éléments distincts, ce code modélise les milieux rocheux fissurés par un assemblage de blocs et calcule les interactions réciproques qui se transmettent à travers leurs joints communs. Les blocs sont supposés rigides et seuls les joints sont déformables selon des comportements mécaniques non-linéaires.

ABSTRACT : We have developed a numerical model called BRIG3D which allows simulation of rock mass mechanical behaviour in 3 dimensions. Based on the distinct element method, the model assimilates fissured rock masses into a system of distinct blocks and calculates their interactions along the joints that define them. The blocks themselves are assumed to rigid while the joints undergo non-linear deformation.

1. INTRODUCTION

Le calcul dans les milieux rocheux fissurés considère souvent ces derniers comme des milieux continus ou continus équivalents présentant éventuellement un nombre limité de discontinuités. Cette approximation peut être vraie pour certaines échelles, mais elle est exagérée pour d'autres. La méthode des éléments distincts semble bien la méthode de calcul la plus adaptée à ce type de milieux qui sont considérés comme des ensembles de solides rigides (blocs) interagissant entre eux à travers leurs contacts communs (joints).

La méthode des éléments distincts nécessite une modélisation géométrique du milieu rocheux au moyen de blocs et une modélisation mécanique de l'interaction entre ces blocs.

Le problème mécanique est résolu en transformations quasi-statiques à trois dimensions en prenant en compte les lois de comportement (non-linéaires) des joints, les contraintes initiales, les forces extérieures et les conditions aux limites de déplacement (du type liaisons). Les deux procédés d'ancrages, actif et passif, sont aussi pris en compte dans cette modélisation.

Ce problème est abordé dans sa formulation variationnelle (minimisation de l'énergie potentielle totale) par un procédé classique incrémental-itératif. Les forces extérieures sont appliquées progressivement et pour chaque étape (incrément) les équations algébriques sont résolues par un processus itératif de type mixte : méthode de la rigidité variable pour la linéarisation des lois des joints et méthode de la contrainte initiale en ce qui concerne le comportement élastoplastique des ancrages.

2. LA MODELISATION GEOMETRIQUE

La modélisation géométrique consiste à déterminer tous les blocs qui sont dus à l'intersection des fissures. Sur ce point nous nous appuyons sur le logiciel SIMBLOC qui a été développé au CGI (J. XU 1991).

SIMBLOC permet de faire, dans le milieu d'étude, des simulations probabilistes ou déterministes de fissures avec leur extension réelle. Les fissures sont représentées sous forme de disque (modèle de Long, 1985), cette représentation très idéaliste permet un traitement mathématique facile. Ensuite il élimine par une étude de connectivité toutes les fissures qui ne permettent pas de délimiter des blocs et enfin il identifie les blocs du milieu rocheux résultant de l'intersection des fissures restantes (fig.1).

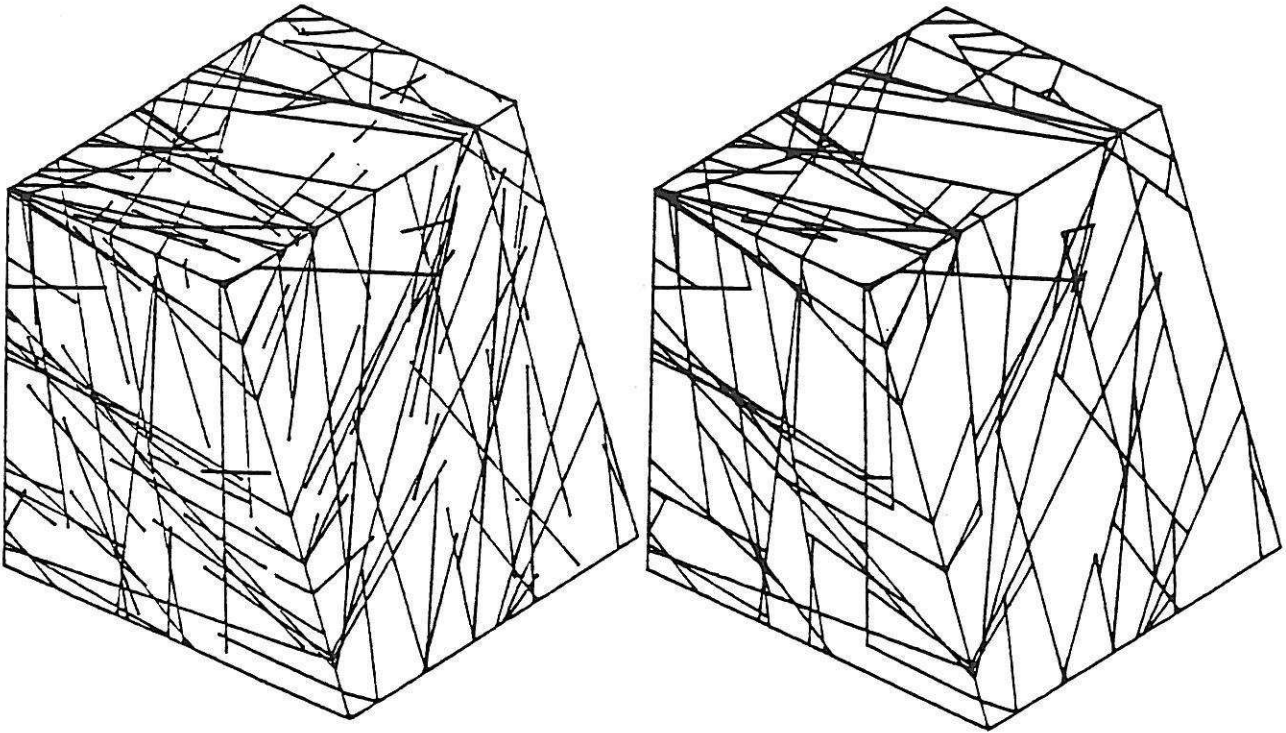


Fig.1 - Discontinuités simulées avant et après l'étude de connectivité. (SIMBLOC, J.XU 1991)
 Fig.1 - Simulated discontinuities before and after connectivity analysis. (SIMBLOC, J.XU 1991)

3. LA MODELISATION MECANIQUE

La modélisation mécanique consiste à calculer l'interaction réciproque entre les blocs qui se transmet à travers leurs joints communs. Les blocs sont supposés rigides par rapport aux joints, du fait que les fissures sont beaucoup plus déformables que la matrice rocheuse.

Les lois de comportement mécanique que nous avons adoptées sont les suivantes (fig.2) :

- un comportement normal non-linéaire (du type hyperbolique) avec un critère de rupture en traction (α) et une limite de fermeture de joint (u_{\max}). L'effort est pris positif en traction et négatif en compression, la déformation est prise positive en allongement et négative en raccourcissement.
- un comportement tangentiel élastique linéaire parfaitement plastique avec un critère de rupture en glissement (τ_{\max}) du type Barton, qui prend en compte l'altération des épontes des fissures et leur rugosité. Les joints sont supposés non dilatants.

L'interaction entre blocs se fait dans l'épaisseur du joint par mise en compression et cisaillement. Ce phénomène physique est représenté dans notre modèle de calcul par une interpénétration fictive des blocs. La zone d'interpénétration est définie par les points du joint qui ont des déformations normales négatives.

3.1. DEFORMATION ET CONTRAINTE DANS UN JOINT

Les déformations des joints résultent des sollicitations imposées au milieu. Ces déformations sont liées aux déplacements des blocs. Soit alors un joint ij formé par les blocs B_i et B_j (fig.3).

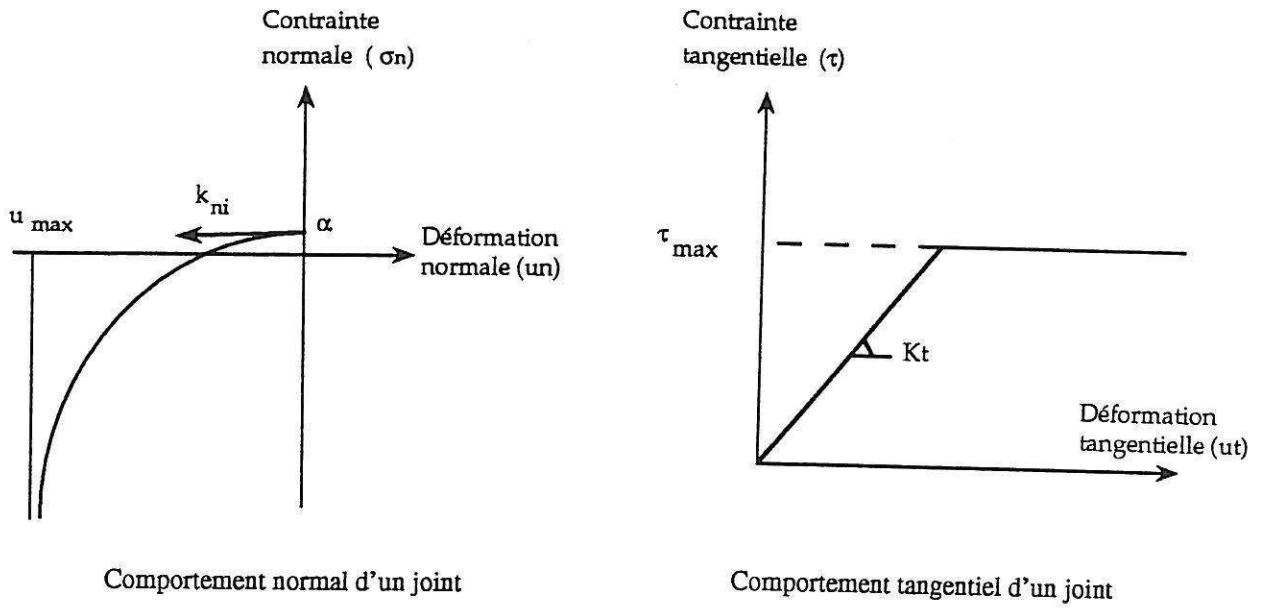


Fig.2 - Comportement normal et tangentiel d'un joint.
 Fig.2 - Normal and tangential joint behaviour.

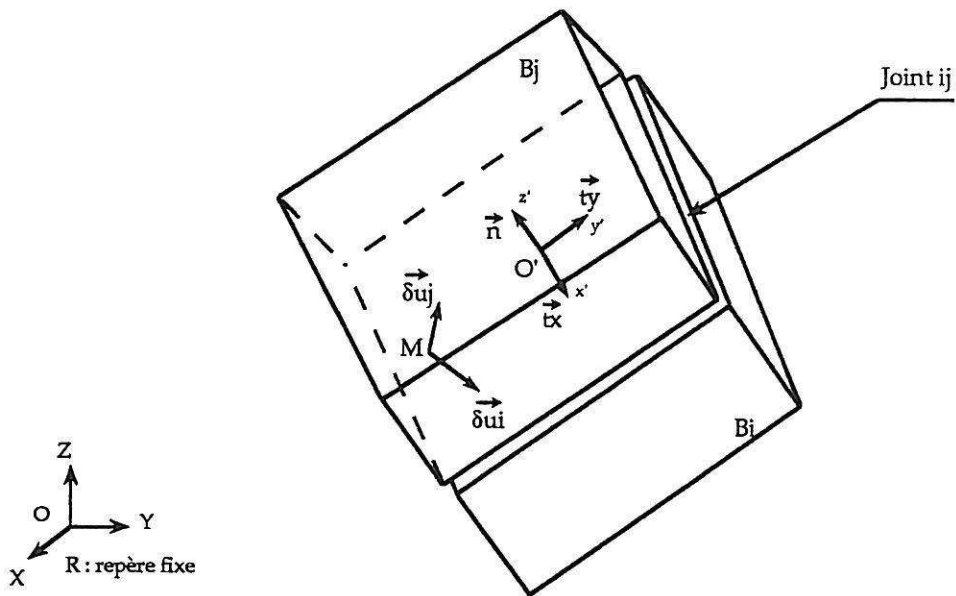


Fig.3 - Déformation des joints.
 Fig.3 - joint strain.

Sous l'influence du chargement, les blocs B_i et B_j subissent des déplacements qui se traduisent au point M , du joint ij , par les deux vecteurs suivants :

$\vec{\delta u}_i(M)$: déplacement du point M lié au bloc B_i

$\vec{\delta u}_j(M)$: déplacement du point M lié au bloc B_j

On définit un déplacement relatif au point M égal à la différence entre ces deux vecteurs :

$$\vec{du}_{ij}(M) = \vec{\delta u}_j(M) - \vec{\delta u}_i(M)$$

Pour un incrément de force, on définit une matrice de rigidité qui permet de lier contrainte et déplacement du joint au point M . Cette matrice de rigidité est composée de la rigidité normale K_n et la rigidité tangentielle K_t du joint.

$$d\vec{\sigma}_{ij}(M) = [K_{ij}] \cdot d\vec{u}_{ij}(M)$$

$$[K_{ij}] = \begin{bmatrix} K_n & 0 & 0 \\ 0 & K_t & 0 \\ 0 & 0 & K_t \end{bmatrix}$$

Les contraintes et déplacements peuvent être exprimés en fonction des déplacements des centres de gravité des blocs B_i et B_j qui forment le joint. La minimisation de l'énergie potentielle totale permet de donner un système d'équations où sont liées les forces extérieures aux déplacements des blocs par une matrice de rigidité (non-linéaire) qui dépend des rigidités des joints et des rigidités des ancrages. La résolution de ce système non-linéaire, d'une manière itérative, permet de calculer les déplacements des blocs pour chaque incrément de forces.

3.2. CRITERE DE RUPTURE OU CHUTE DE BLOCS

Il arrive que certains blocs présentent des grands déplacements dus à la rupture en traction ou en cisaillement des joints qui les délimitent. Ceci n'entraîne pas la minimisation de l'énergie potentielle. Ces blocs sont tout simplement éliminés du calcul, on dit qu'il y a chute de blocs. Le critère d'élimination de ces blocs est défini par un seuil de déplacement à ne pas dépasser. Ce seuil peut être fixe ou bien peut dépendre de la taille moyenne de chaque bloc. Par exemple, chaque bloc dépassant un déplacement égal à 10% de sa taille moyenne sera éliminé.

4. EXEMPLES D'APPLICATION

Les exemples présentés illustrent la simplicité de l'utilisation de BRIG3D, couplé à SIMBLOC, qui ne nécessite, comme données, que les fissures du milieu, les caractéristiques mécaniques des joints et les sollicitations externes. L'utilisateur ne se préoccupe pas de déterminer les blocs, leurs faces et sommets ainsi que les joints du milieu.

1^{er} Exemple : rupture en dièdre.

Le domaine représente un talus de pendage égal à 70° et de hauteur 15 m, avec une base carrée de $15 \times 15 \text{ m}^2$. Ce domaine est limité à sa base et sur les côtés par des blocs fixes. Le milieu est constitué de deux familles de fissures dont les vecteurs pendages ont les orientations suivantes : $30N40$ et $310N35$. L'utilisation de SIMBLOC, qui ne nécessite que la géométrie du domaine et l'emplacement des fissures, a permis d'identifier 20 blocs et 54 joints (fig.4). L'utilisation de BRIG3D ne nécessite de connaître que les caractéristiques mécaniques des joints et le système de forces appliquées sur le milieu. Cet exemple est traité avec les données suivantes :

$$\begin{aligned} K_t &= 100 \text{ MPa/m} \\ K_{ni} &= 0.5 \text{ MPa/m} \\ u_{\max} &= 1 \text{ cm} \\ \varnothing &= 20^\circ \text{ (angle de frottement).} \\ \delta &= 20 \text{ kN/m}^3 \text{ (poids volumique).} \end{aligned}$$

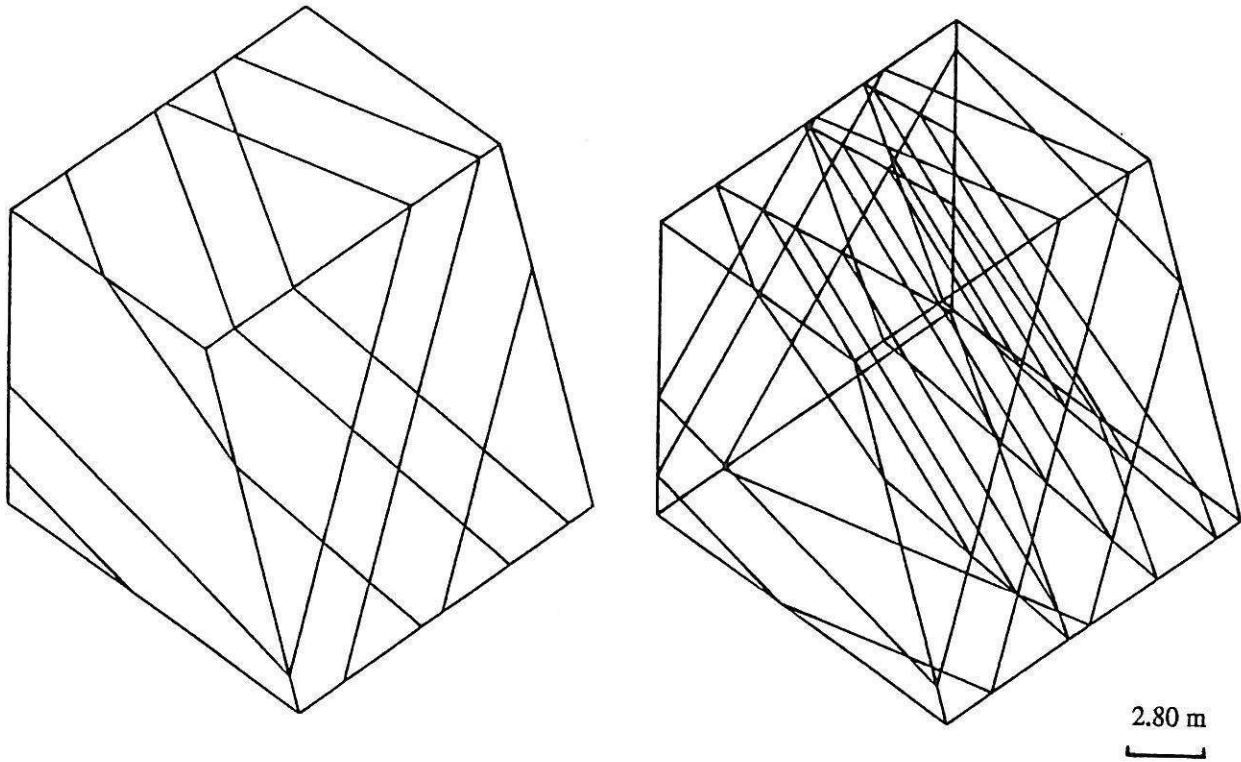


Fig.4 - Simulation des fissures dans le domaine d'étude. (SIMBLOC)

Fig.4 - Discontinuity simulation within the volume studied. (SIMBLOC)

Une analyse par la méthode de calcul à la rupture montre que ce talus est a priori stable quand les joints ont un angle de frottement ϕ égale à 20° (avec un coefficient de sécurité égal à 1.06). Le calcul par BRIG3D montre que ce talus accuse des déplacements non négligeables au sommet qui sont de l'ordre de 15 cm (fig.5 : représentation des vecteurs déplacements des sommets des blocs).

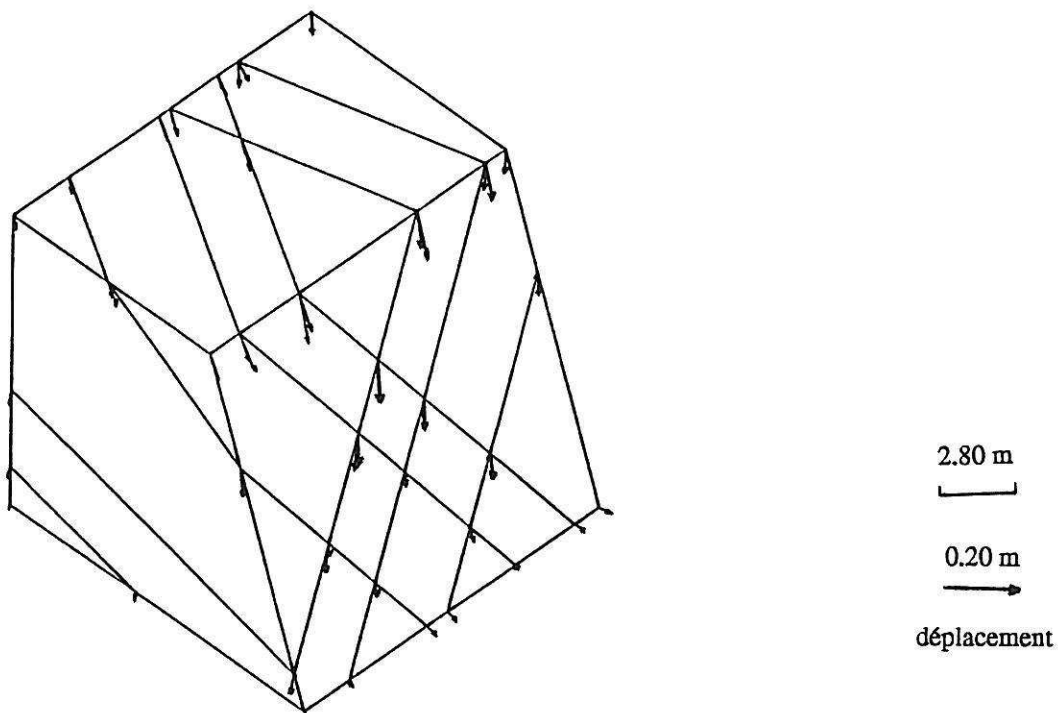


Fig.5 - Rupture en dièdre, vecteurs déplacements des sommets des blocs du talus. (BRIG3D)

Fig.5 - Wedge failure, displacement vector of vertices of blocks in a slope. (BRIG3D)

2^{ème} Exemple :

Le domaine représente le coin de jonction de deux talus de pente égal à 70° , de hauteur 15m avec une base de $15 \times 15 \text{ m}^2$. Il est limité à sa base et sur ses côtés arrière par des blocs fixes. La fissuration est représentée par 3 familles : 90N90, 0N90 et 45N20. Celles-ci discrétisent le milieu en 106 blocs et 311 joints (fig.6.a). Les joints ont les mêmes caractéristiques mécaniques que dans l'exemple précédent.

A priori si les joints ont un angle de frottement égal à 20° (égale au pendage de la troisième famille) le talus est stable, mais l'utilisation de BRIG3D (avec $\phi=20.5^\circ$) montre un déplacement des blocs supérieur à 10 cm dans la partie supérieure du talus (ce qui signifie pour le logiciel une rupture des blocs de sommet de talus (fig.6.b)).

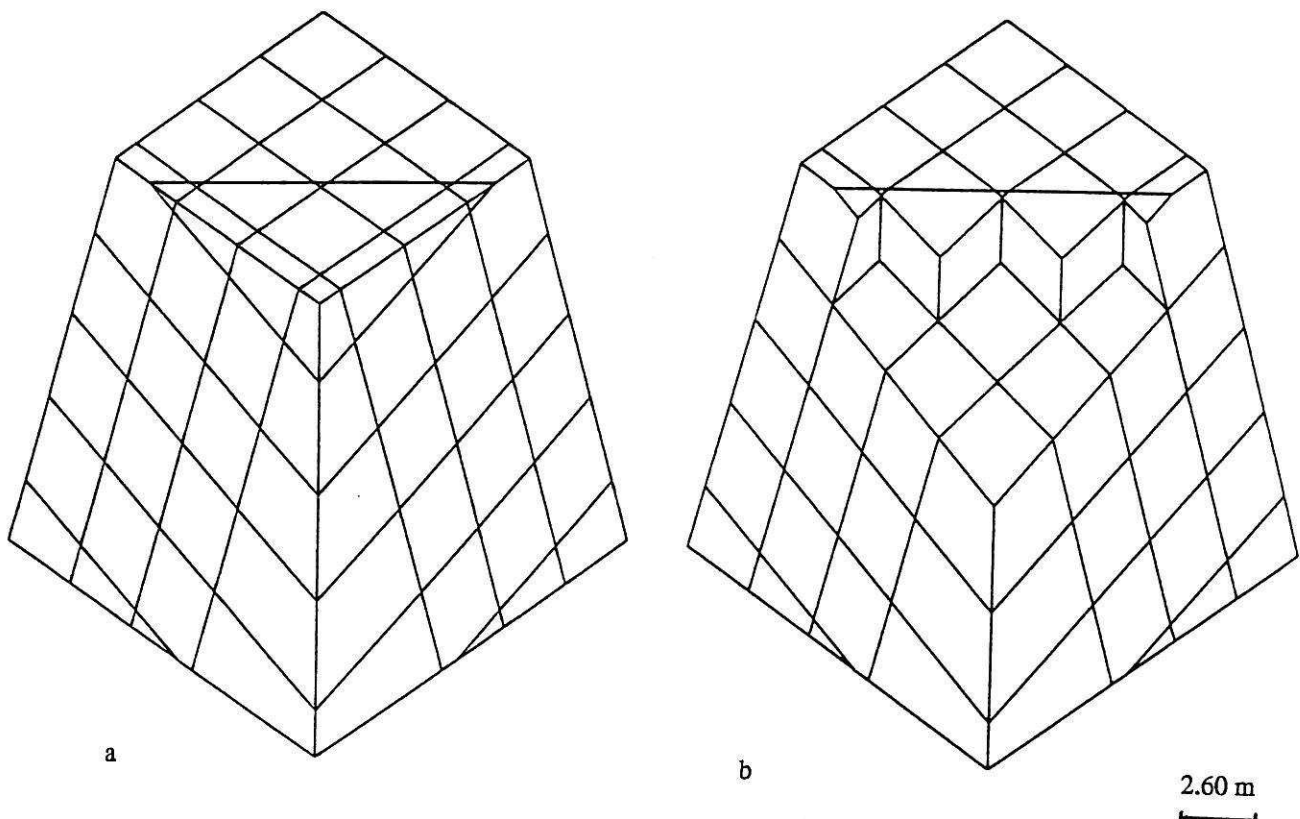


Fig.6 - Etat initial et état déformé. (BRIG3D)
Fig.6 - Initial state and deformed state. (BRIG3D)

3^{ème} Exemple : Distribution des efforts dans un milieu fissuré.

La distribution des efforts induits dans les milieux rocheux fissurés est totalement différente de celle qui se réalise dans les milieux continus. Suivant l'orientation des discontinuités, les contraintes peuvent se transmettre et s'acheminer uniquement vers quelques zones du massif. Des chaînons de contraintes peuvent apparaître, en analogie avec les milieux granulaires par nature discontinus, faussant ainsi toutes prévisions réalisées à partir de modèles continus.

Dans cet exemple le domaine d'étude est constitué d'un assemblage de blocs cubiques (1 m d'arête), disposés en quinconce, formés par des fissures continues et discontinues perpendiculaires. Ceci est étudié pour trois pendages des fissures continues 0° , 45° et 90° . Les joints ont les mêmes caractéristiques mécaniques que dans l'exemple précédent avec $\phi=35^\circ$. Ce domaine est sollicité par une force ponctuelle $F=50 \text{ kN}$. Les résultats de BRIG3D sont montrés dans la figure 7, ou sont représentés les efforts dans les joints. Goodman et Gaziev (1980) ont trouvé des résultats analogues par des méthodes analytiques sur des milieux continus équivalents et par expérience sur des modèles physiques.

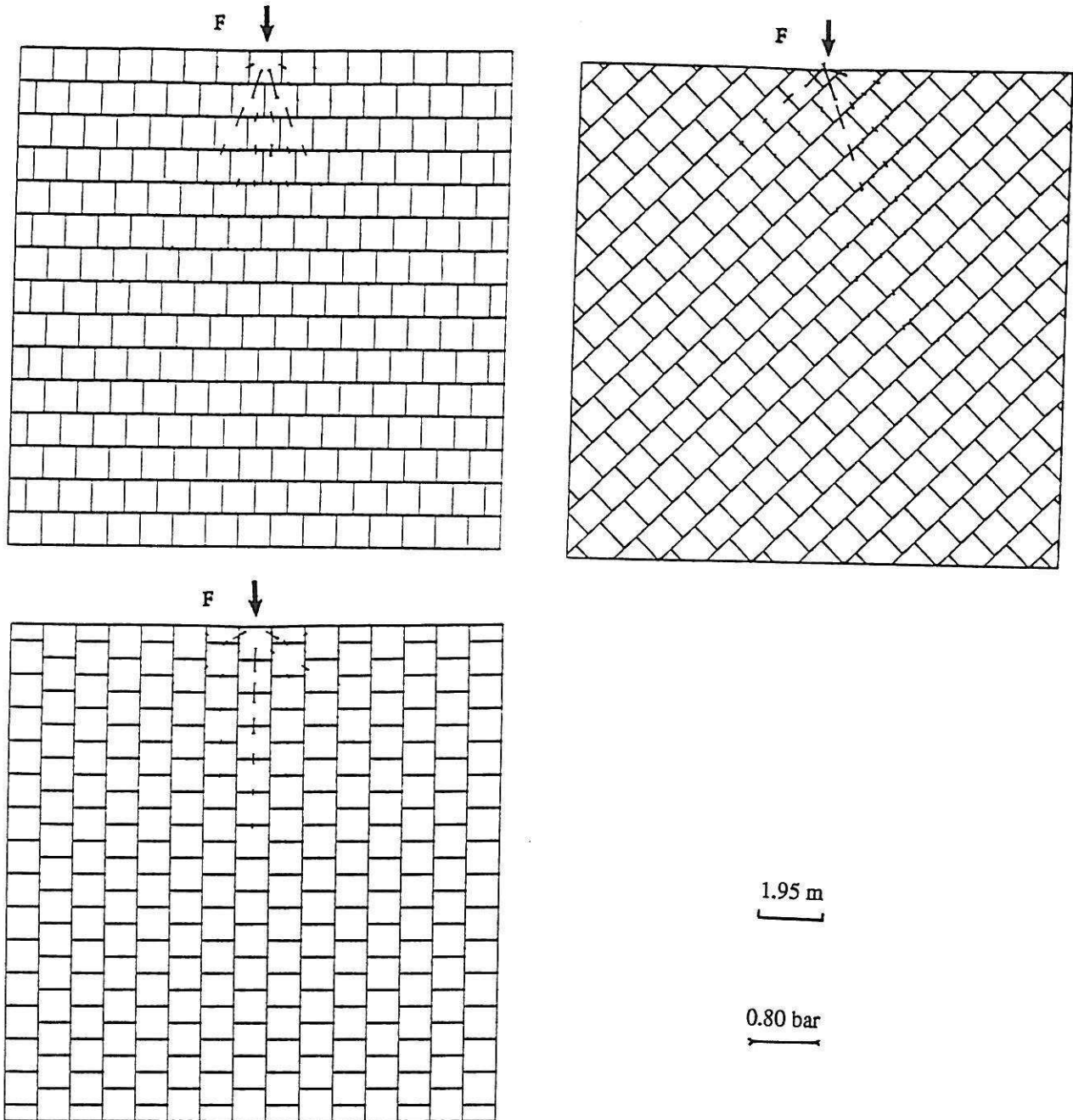


Fig.7 - Distribution des contraintes dans un milieu fissuré. (BRIG3D)
 Fig.7 - Stress distribution in fissured volume. (BRIG3D)

Le cas de la figure 8 représente un essai de compression sur le même domaine d'étude que précédemment, où les fissures continues ont un pendage de 70° . La sollicitation est réalisée sur toute la largeur du domaine et prend les valeurs 150 kN et 1500 kN. La figure 8 représente les efforts induits dans les joints. On constate qu'ils sont distribués suivant deux axes principaux et qu'ils se développent en simulant des chaînons de contraintes.

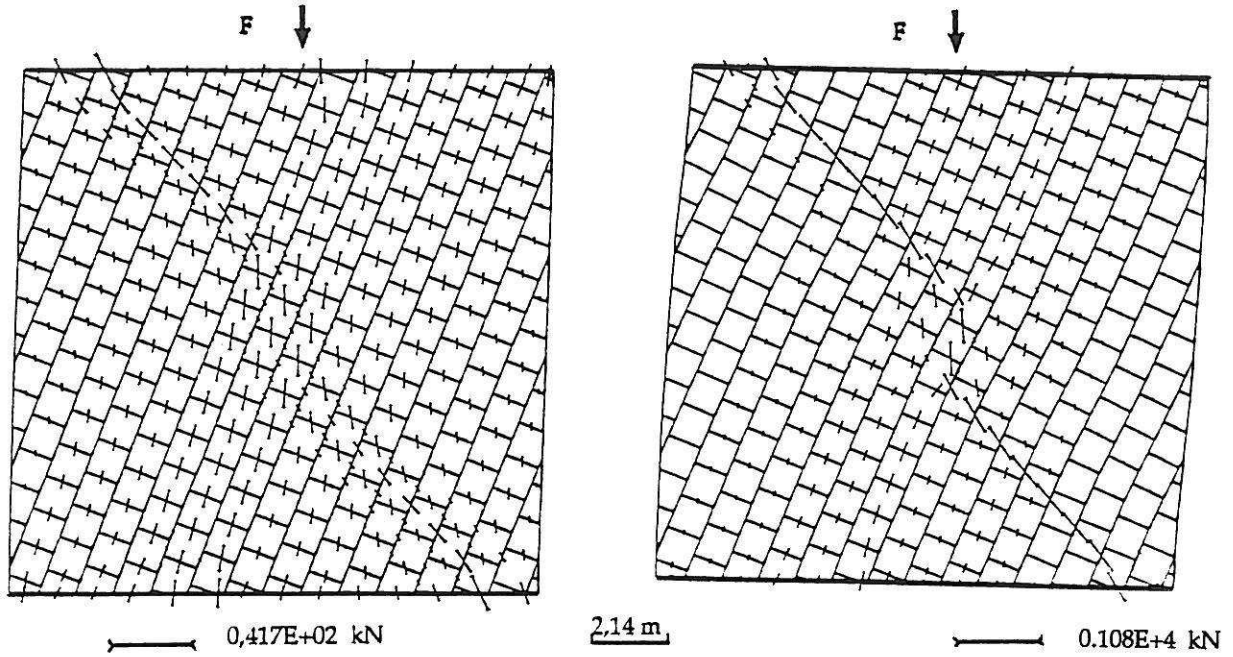
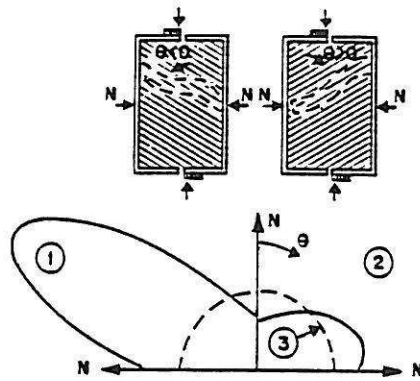


Fig.8 - Essai de compression dans un milieu fissuré. (BRIG3D)
 Fig.8 - Compression test in fissured rock mass. (BRIG3D)



a Anisotropie de dilatance (force N) développée au cours du cisaillement à déplacement normal empêché. (Hayashi 1966)

- (1) Système de joints négatif
- (2) Système de joints positif
- (3) Corps homogène

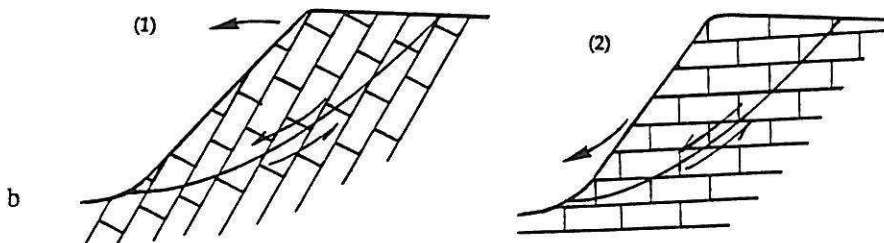


Fig.9 - Comportement dilatant des massifs rocheux fissurés.
 Fig.9 - Dilatant behaviour in fissured rock masses.

4^{ème} Exemple : Comportement dilatant des massifs rocheux.

Cet exemple traite du comportement dilatant dans certains massifs rocheux. Hayashi (1966) a mis en évidence ce type de comportement qui dépend de l'orientation du cisaillement par rapport aux discontinuités (fig.9.a). Un système à fissuration opposée à la direction de cisaillement présente une dilatance plus marquée par rapport à un système à fissuration de même sens que celui du cisaillement. On a pu observer en réponse à ce phénomène, des talus rocheux se déformant par basculement de la crête avec dilatance, et des talus rocheux se déformant par affaissement de la crête sans dilatance (fig.9.b).

Pour mettre en évidence ce type de comportement, nous avons réalisé grâce à BRIG3D des simulations reproduisant un essai analogue à celui d'Hayashi. Le domaine d'étude est le même que dans le cas précédent, les fissures continues ont des pentages égaux à 20° et 70° . La moitié inférieure du domaine est bloquée latéralement et à sa base. L'effort de cisaillement ($F=50$ kN) est appliqué sur la moitié supérieure du domaine dans le même sens que les fissures continues et en sens contraire (fig.10). Les joints ont les mêmes caractéristiques mécaniques que dans l'exemple précédent.

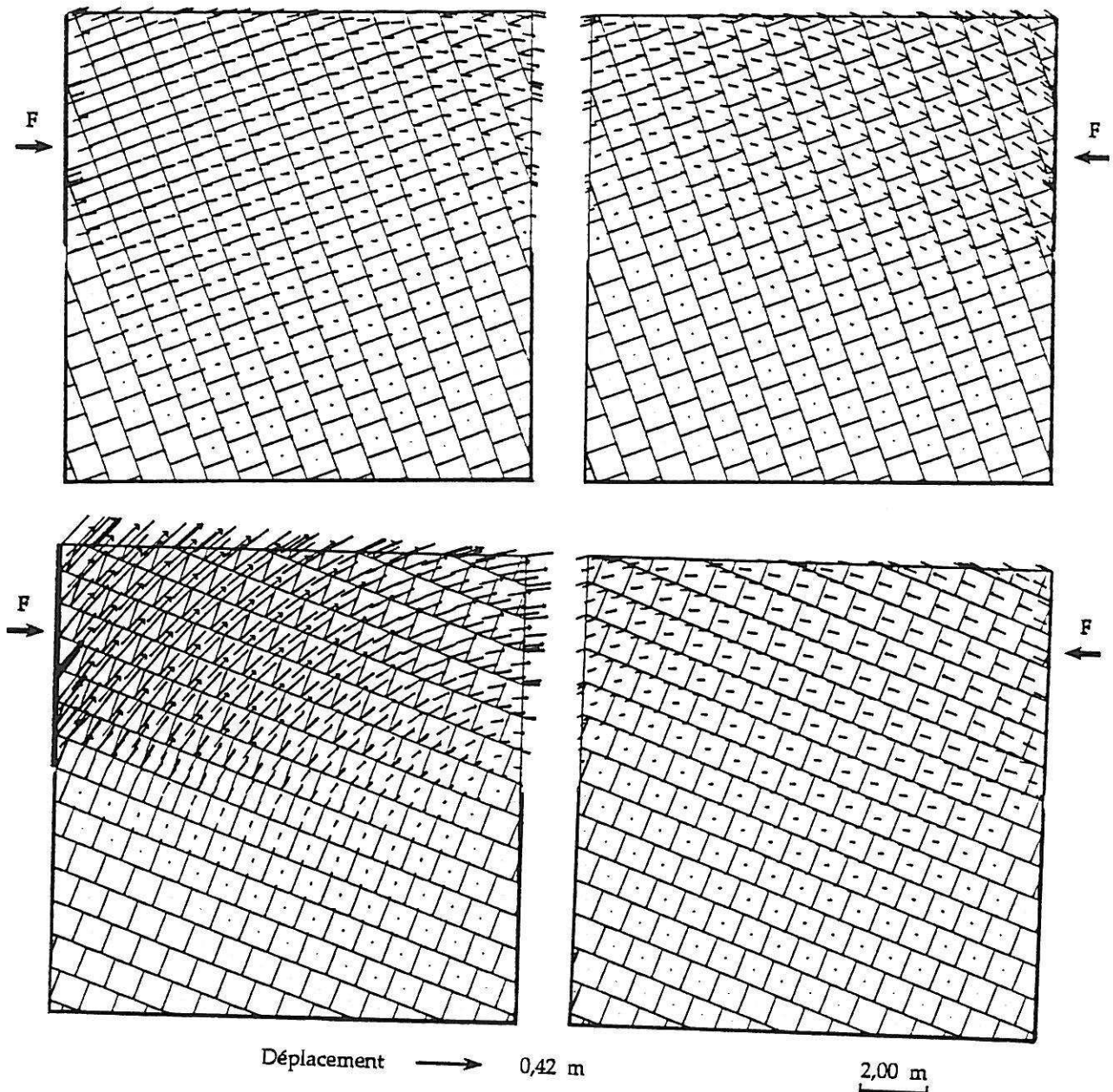


Fig.10 - Essai d'explication du comportement dilatant. (BRIG3D)
 Fig.10 - An explanation of dilatant behaviour. (BRIG3D)

Les résultats montrent que lorsque l'angle formé par la direction de cisaillement et la direction des fissures continues est grand, la dilatance est semblable pour les deux sens de cisaillement. Par contre quand cet angle devient faible, suivant le sens du cisaillement on observe une différence importante. Ce résultat est tout à fait cohérent avec ceux d'Hayashi.

5. CONCLUSION

La fissuration joue un rôle très important sur la distribution des efforts au sein des massifs rocheux. On observe des orientations des efforts suivant une direction dans un cas et des transmissions de ceux-ci suivant des chaînons de contraintes dans d'autres cas.

La méthode des éléments distincts, qui comporte certaines analogies avec la méthodes des éléments finis, a l'avantage de représenter les milieux fissurés dans leur réalité discontinue. Elle permet de prendre en compte leur déformabilité et leur état de contrainte initiale. A travers les exemples traités précédemment, on peut très bien apprécier l'utilité et la nécessité de cette méthode pour l'analyse des comportements mécaniques des milieux fissurés.

Le code numérique BRIG3D est en mesure de résoudre plusieurs problèmes, notamment, la distribution des efforts dans des massifs à fissuration donnée, la stabilité des talus rocheux fissurés en mines à ciel ouvert et des galeries en mines souterraines,...

REFERENCES

BELYTSCHKO T. et al. (1984). - "A computer method for stability analysis of caverns in jointed rock". Int. J. for Num. and Anal. Methods in Geomechanics. Vol. 8, pp 473-492.

COJEAN R. (1991). - "Stabilité des versants et talus rocheux". 79p. Cours de l'ENSMP.

GOODMAN R.E. (1980). - "Introduction to the Rock Mechanics". John Wiley & Sons. U.S.A.

HAYASHI M. (1966). - "Strength dilatancy of brittle jointed mass". Premier Congrès International de Mécanique des Roches. Rapport 3.12. Lisbonne 1966.

KORINI T. (1988). - "Modélisation tridimensionnelle par assemblage de blocs rigides du comportement mécanique d'un massif rocheux à fissuration individualisée en vue de l'analyse de la stabilité d'ouvrages miniers". Thèse de l'ENSMP.

LONG J. C. S. et al. (1985). - "A model steady fluid flow in random three dimensional networks of disc-shaped fractures". Water resources research. Vol 21, N° 8, pp 1105-1115.

TAHIRI A. (1992). - "Modélisation des massifs rocheux fissurés par la méthodes des éléments distincts". Thèse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

TIJANI S.M. (1984). - "La méthode des éléments finis". Cours de l'ENSMP.

XU J. (1991). - "Simulation statistique de discontinuités et évaluation de la blocométrie de massifs rocheux". Thèse de l'ENSMP.

Contribution of a 3D model to the analysis of the hydromechanical behaviour of a jointed rock mass dam foundation

H. Bargui

TOTAL Scientific and Technical Center, Saint-Remy-Les-Chevreuse, France (Formerly: Centre de Géologie de l'Ingénieur)

J. Billiotte & R. Cojean

Centre de Géologie de l'Ingénieur, Ecole des Mines de Paris & Ecole National des Ponts et Chaussées, Paris, France

ABSTRACT: The paper describes numerical analyses of hydromechanical behaviour of a fissured rock mass dam foundation. It shows that the dam load induces a highly compressed area, in which hydraulic conductivity and flow lines are modified. This modification may affect the stability of the dam foundation. The numerical analyses are carried out by using a 3D coupled mechanical-hydraulic model, called BRIG3D.

INTRODUCTION

It is well known that a dam loading may seriously affect the distribution of the natural stress within the rock mass surrounding the dam. Some highly compressed zones can appear and modify the in situ hydraulic parameters. These modifications may endanger the stability of the dam foundation and abutments.

The location of these highly compressed areas depends on the geological site conditions. It is mainly related to the direction of the applied dam force with respect to the orientation of existing sets of discontinuities such as faults, bedding planes, foliations and other planes of weakness. These discontinuities introduce a further anisotropic behaviour of a rock mass which imposes severe complications for the design of the dam foundations. Numerical models based on the distinct element method (Cundall, 1971, Kawai *et al.*, 1981, Belytschko *et al.*, 1984) seem to be an adequate tool to analyse the hydromechanical response of such a medium.

This paper describes analyses of hydromechanical behaviour of a jointed rock mass dam foundation. These analyses are performed by using a computational model, called BRIG3D (Tahiri, 1992, Bargui, 1997), which is a coupling of a 3D static distinct element model and a hydraulic model. The latter involves flow through connected planes of discontinuity which is solved by mean of a boundary element approach.

PRINCIPLE OF THE MECHANICAL MODEL

The developed distinct element model simulates a fissured rock mass as a set of rigid blocks interacting mechanically at their interfaces. These blocks are assumed to be rigid and only interface deformation can occur. The movement of each block i is characterised by a translation vector \vec{U}_i and a rotation vector \vec{W}_i , with respect to its centroid.

For analysing the deformation of a jointed rock mass, the mechanical approach introduced in this model uses the principle of the minimum potential energy. This energy, denoted \mathcal{E} , is given by the sum of the joint deformation energy and the external load work, since it is assumed that blocks are rigid. \mathcal{E} is expressed as a function of blocks centroid displacement. In order to take the nonlinearities due to blocks movement and joints behaviour laws into consideration, the energy minimisation is performed by using incremental procedures.

For any given calculation step, the deformation energy of any interface or joint J common to the blocks i and j by way of their respective faces F_i and F_j , is given by:

$$E(J) = \int_S \left(\frac{1}{2} \delta \vec{\epsilon} \cdot \delta \vec{\sigma} + \delta \vec{\epsilon} \cdot \vec{\sigma}_0 \right) ds$$

where S is the joint surface, $\delta \vec{\epsilon}$ is the incremental deformation of the joint J , $\delta \vec{\sigma}$ is the incremental stress and $\vec{\sigma}_0$ is a cumulative stress vector due to previous steps.

The incremental deformation $\delta\vec{\epsilon}$ is given by the incremental relative displacement between the faces F_i and F_j . To be evaluated, first the displacement $\delta\vec{u}_p$ of any material point within the face F_p ($p=i$ or j) is approximated by:

$$\delta\vec{u}_p = \delta\vec{U}'_p + B_p \delta\vec{\Pi}'_p \quad (1)$$

where $\delta\vec{U}'_p$ is the incremental displacement of the block p and $\delta\vec{\Pi}'_p$ its incremental rotation vector. These two vectors are expressed with respect to a local cartesian frame $(\vec{t}_x, \vec{t}_y, \vec{n})$ where \vec{n} is the unit normal to the joint plane pointing towards the block j .

In the equation (1), B_p is a matrix given by:

$$B_p = \begin{bmatrix} 0 & z - z_p & -(y - y_p) \\ -(z - z_p) & 0 & x - x_p \\ y - y_p & -(x - x_p) & 0 \end{bmatrix}$$

where (x, y, z) and (x_p, y_p, z_p) are respectively the co-ordinates of the considered material point and the block centroid, with respect to the local frame. The deformation $\delta\vec{\epsilon}$, equal to $(\delta\vec{u}_j - \delta\vec{u}_i)$, can therefore be expressed in a matrix form as:

$$\delta\vec{\epsilon} = [B_{ij}] \delta\vec{U}'_{ij} \quad (2)$$

where

$$[B_{ij}] = [-[B_i], [B_j]] = [B]$$

and

$$\delta\vec{U}'_{ij} = \begin{bmatrix} \delta\vec{U}'_i \\ \delta\vec{U}'_j \end{bmatrix}$$

By introducing the joint normal and shear stiffness K_n and K_t , the incremental stress vector can be expressed as:

$$\delta\vec{\sigma} = [K] \delta\vec{\epsilon} \quad (3)$$

where

$$[K] = \begin{bmatrix} K_t & 0 & 0 \\ 0 & K_t & 0 \\ 0 & 0 & K_n \end{bmatrix}$$

is the joint stiffness matrix.

By using the transformation matrix $[T]$, from the global to the local co-ordinate frames, the displacement vector $\delta\vec{U}'_{ij}$ can be calculated as follows:

$$\delta\vec{U}'_{ij} = [T] \delta\vec{U}_{ij} \quad (4)$$

where $\delta\vec{U}_{ij}$ is the displacement vector with respect to the fixed global frame.

Substituting equation (4) into equations (2) and (3) leads to:

$$\delta\vec{\epsilon} = [B] [T] \delta\vec{U}_{ij}$$

and

$$\delta\vec{\sigma} = [K] [B] [T] \delta\vec{U}_{ij}$$

The joint deformation energy can be written as:

$$E(J) = \frac{1}{2} \delta\vec{U}_{ij}^t [K_J] \delta\vec{U}_{ij} + \delta\vec{U}_{ij}^t \vec{f}_0$$

where

$$[K_J] = \int_S [T]^t [B]^t [K] [B] [T] ds$$

$$\vec{f}_0 = \int_S [T]^t [B]^t \vec{\sigma}_0 ds$$

With regard to all existing joints, the potential energy of the studied field can be expressed as follows:

$$\mathcal{E} = \frac{1}{2} \delta\vec{U}^t [\mathcal{K}] \delta\vec{U} + \delta\vec{U}^t \vec{\mathcal{F}}_0 - \delta\vec{U}^t \vec{F}_{ext}$$

where $[\mathcal{K}]$ is the global stiffness matrix, $\delta\vec{U}$ is the blocks displacement vector, \vec{F}_{ext} is the external load and $\vec{\mathcal{F}}_0$ is the initial contact effort. The external and the contact efforts (\vec{F}_{ext} and $\vec{\mathcal{F}}_0$) are expressed with respect to the blocks centroid.

The principle of the minimum potential energy leads to a system of linear equations:

$$[\mathcal{K}] \delta\vec{U} = \vec{F}_{ext} - \vec{\mathcal{F}}_0$$

The displacement vector $\delta\vec{U}$ constitutes the main unknown variable and must satisfy both blocks static equilibrium and boundary conditions. To include the non-linearities, an iterative procedure is used until small residual efforts (non-equilibrated forces and moments at blocks centroid) are obtained.

PRINCIPLE OF THE HYDRAULIC MODEL

This model simulates fluid flow through the blocks interface network. Flow through each interface is assumed to be steady and planar with a uniform hydraulic conductivity. It is therefore governed by the Laplace equation which is solved here by using a boundary element method (Huyakorn & Pinder, 1983). To ensure the hydraulic connection between all interfaces, fluid mass equilibrium is written at their intersection lines.

The model uses a cubic law to relate the hydraulic conductivity of any interface to its hydraulic aperture. Along the interface, this aperture is consid-

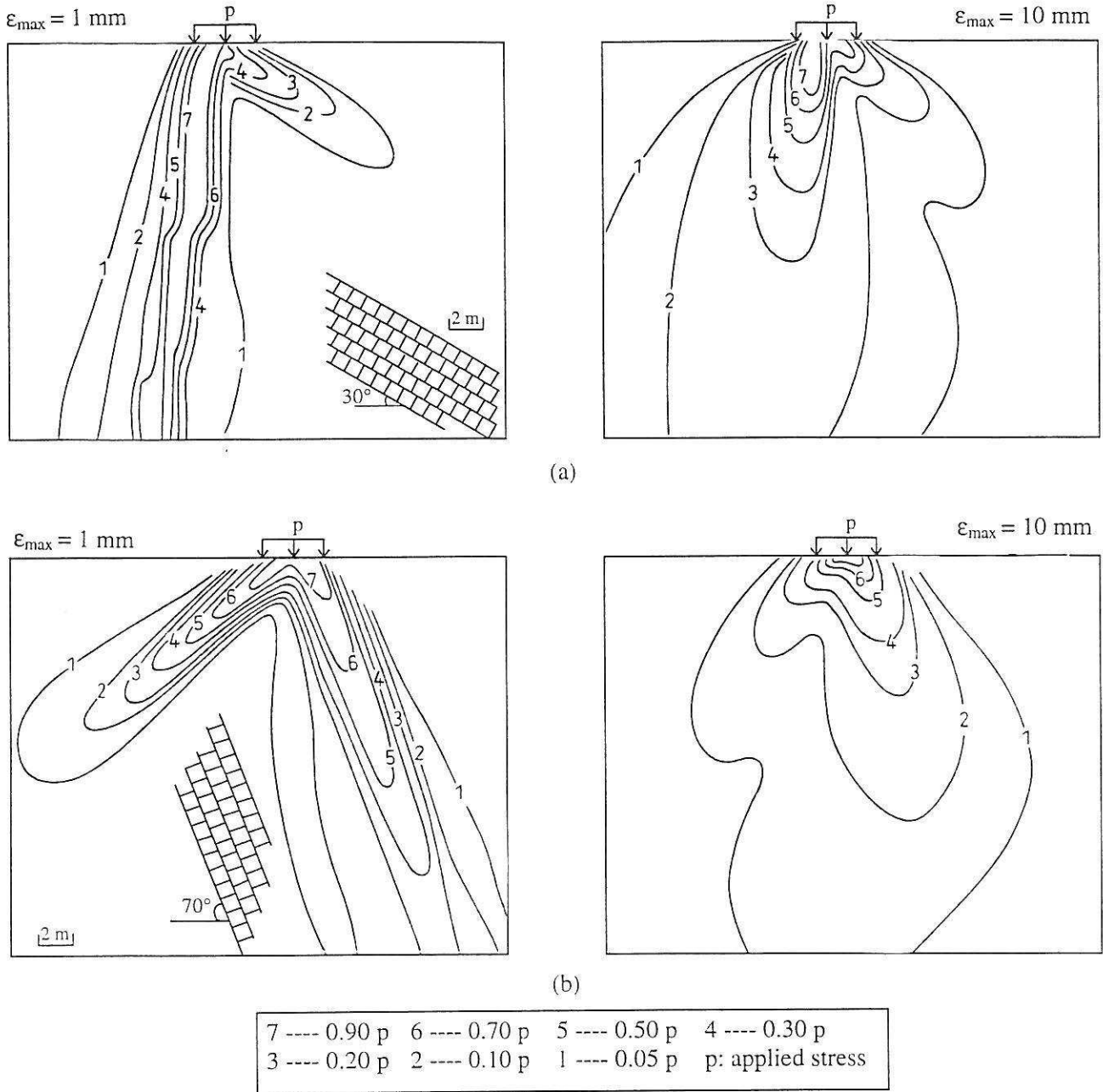


Figure 1: Normal stress contour (bulbs of pressure): (a) Infinite joint inclination of 30 degrees (b) Infinite joint inclination of 70 degrees (no gravity).

ered to be uniform but depending on the blocks relative movement, which closes or opens the interface.

The hydraulic aperture of an interface, being subject to an average normal deformation $\bar{\epsilon}_n$, is assumed to be equal to:

$$e_h = e_0 \left(1 - \frac{\bar{\epsilon}_n}{\epsilon_{max}}\right) + e_{res} \quad (5)$$

where e_0 and e_{res} denote respectively the initial and the residual hydraulic aperture of the interface (e_{res} may be equal to zero) and ϵ_{max} is its maximum mechanical closure.

Hence the hydraulic conductivity can be expressed by:

$$K_h = \frac{\rho g}{12 \nu} \epsilon_h^3 \quad (6)$$

where ρ is the fluid density, ν is the fluid viscosity and g is the gravity.

The equations (5) and (6) are used to couple this hydraulic model to the mechanical model introduced above. The reverse coupling is established by evaluating first the flow pressure resultant relative to blocks centroid, and then adding it to the external blocks loading.

NUMERICAL APPLICATION

The numerical model BRIG3D is applied to examine the effect of a dam, founded on a jointed rock mass, on the behaviour of this rock mass medium. Two orthogonal sets of joints are assumed to exist at the rock foundation (Fig. 1), one being finite, the other infinite. Normal behaviour of joints is controlled by the hyperbolic law introduced by Bandis *et al.* (1983) with a maximum mechanical closure ϵ_{max} and an initial stiffness K_{ni} . The normal stiffness K_n of each joint depends therefore on its normal deformation. This stiffness increases when the assigned maximum closure decreases. Shear behaviour of these joints is described by an elastic perfectly plastic law with a Mohr-Coulomb slip criteria. The shear stiffness is denoted K_t and the friction angle is denoted ϕ (cohesion is equal to zero).

To locate the area which is highly compressed due to the dam loading, first only a surface loading is considered. Two infinite fracture dippings are used (30 and 70 degrees). For each case, joints are supposed to all have the same mechanical properties (see table 1). The distributions of resulting compressive stress are presented in figure 1. In accordance with existing experimental and theoretical models (Gaziev & Erlikhman, 1971, Goodman, 1980), these results confirm the anisotropic character of the fractured rock media in relation with their structural characteristics. In fact, the induced compressive stress in the discontinua studied here is mainly concentrated in two directions. As shown by the equal normal stress contour (Fig. 1), the influenced zones become deeper and narrower when the maximum closure decreases. As confirmed by Bargui (1997), this is due to the increase of the joints stiffness ratio (normal stiffness over shear stiffness) rather than to the increase of only normal stiffness.

The coupled hydromechanical behaviour of the foundation is conducted by using a downstream dip angle of 70 degrees of the infinite fracture. This configuration is in accordance with the struc-

Table 1: Joint input parameters in both studied cases (30 and 70 degrees inclination angle). For each case, two maximum closure values are considered.

Shear stiffness K_t (MPa)	100
Initial normal stiffness K_{ni} (MPa)	0.5
Maximum closure ϵ_{max} (mm)	10 and 1
Friction angle ϕ (degrees)	25
Cohesion (MPa)	0

tural setting of the rock mass foundation of the Malpasset dam in France.

The mechanical and hydraulic conditions are given in figure 2. To prevent high pressure downstream, and thus blocks uplifting, a low water level is considered (10 m). In fact, the relatively low fracture spacing leads to small blocks unable to resist by their weight to any high pressure level.

The joints have the same maximum mechanical closure (0.001 m) and, initially, they all have the same conductivity which corresponds to a hydraulic aperture of 0.002 m. A residual aperture of 0.001 m is assigned to each joint.

At hydromechanical equilibrium, the joints conductivity is presented in figure 3 by a joint line width proportional to its new hydraulic conductivity. In this figure, the highly compressed joints are not drawn. Hence, the finite joints, highly compressed at great depth under blocks weight, are not plotted. The downstream fracture located at zone a_1 corresponds to the highly compressed area due to reservoir pressure. This downstream area behaves as a quasi impermeable screen which is subject to the total hydraulic head as shown by the equipotential lines presented in figure 4. The upstream zone a_2 corresponds to a decompressed area (fracture opening) due to the dam thrust. In addition, as illustrated in figure 4, high hydraulic gradients, and thus high water pressures, are produced downstream and lead to an opening of some fractures located near the surface (zone a_3 in Fig. 3). This is a critical zone because blocks could be lifted up due to the highly upward gradient.

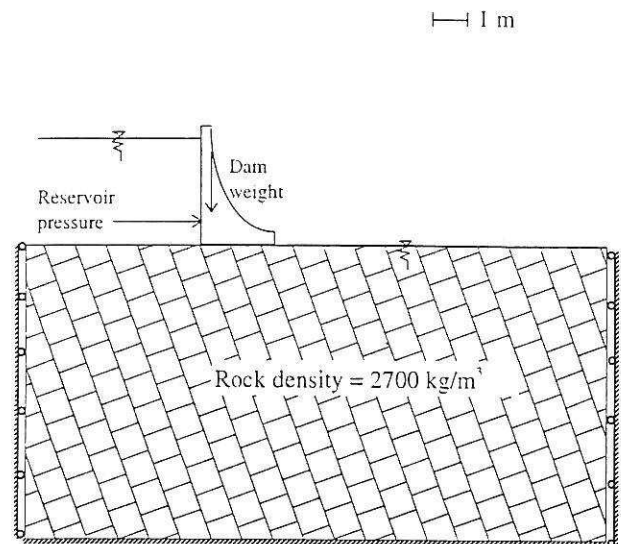


Figure 2: Mechanical and hydraulic boundary conditions. The boundary limits are supposed to be impermeable.

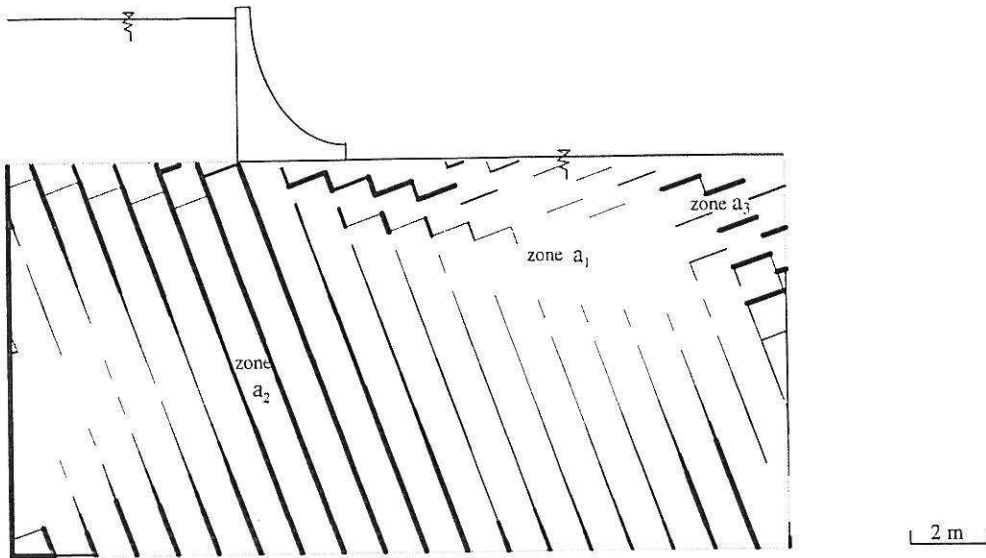


Figure 3: Distribution of the joints hydraulic conductivity at the hydromechanical equilibrium (for the 10 meters water level). The hydraulic conductivity is given by the joint line width (the minimum width corresponds to a conductivity equal to $2K_{res}$, where K_{res} is the residual conductivity).

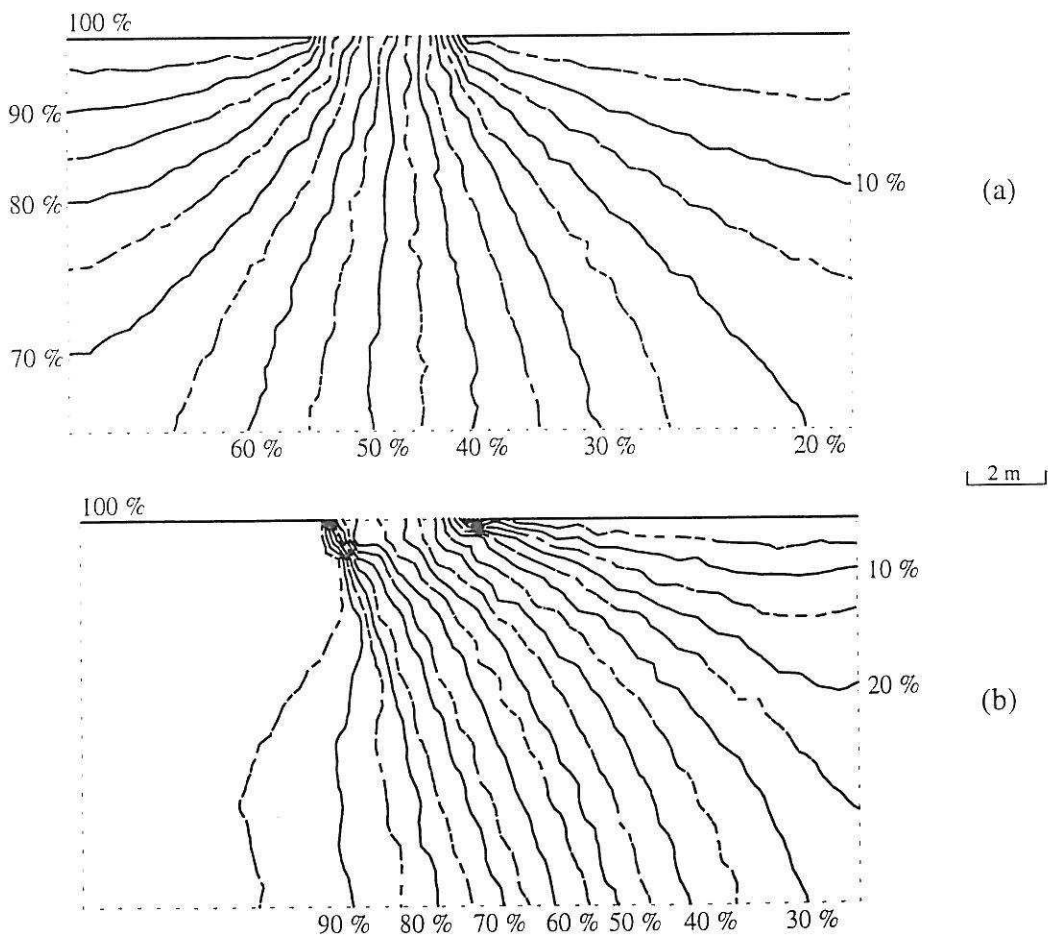


Figure 4: Equipotential contours: (a) The existing joints have all the same hydraulic conductivity (initial state) (b) At hydromechanical equilibrium (joint conductivity is modified under blocks movement) for the 10 meters water level.

CONCLUSION

The fissured rock mass has a complex behaviour strongly related to its discontinuities distribution as well as their mechanical properties. The model BRIG3D allows a complete 3D analysis of such a medium including a fully hydromechanical coupling. Through the application presented here, it is demonstrated that BRIG3D simulates well the influence of a dam loading on its rock mass foundation. In particular, it shows that the dam thrust compresses the downstream area and decompresses the upstream area under the dam. This modifies dangerously the flow lines and pressure as suggested by Bernaix (1967) when studying the Malpasset dam failure.

REFERENCES

- Bandis S.C., Lumsden A.C. & Barton N.R. 1983. Fundamentals of the rock joint deformation. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 20(6), pp 249-268.
- Bargui H. 1997. *Modélisation des comportements mécaniques et hydrauliques de massifs rocheux simulés par des assemblages de blocs rigides. Introduction d'un couplage hydro-mécanique*. Ph.D thesis. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France.
- Belytschko T., Plesha M. & Dowding C.H. 1984. A computer method for stability analysis of caverns in jointed rock. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 8, pp 473-492.
- Bernaix J.B. 1967. *Etude géotechnique de la roche de Malpasset*. Dunod, Paris.
- Cundall P.A. 1971. A computer model for simulating progressive, large-scale movements in blocky rock systems. *Proceedings of the Symposium of the International Society of Rock Mechanics*, Nancy, France, Vol. 1, paper II-8.
- Gaziev E.G. & Erlikhman S.A. 1971. Stresses and strains in anisotropic rock foundation. *Symposium International de Mécanique des Roches*, Nancy, France.
- Goodman R.E. 1980. *Introduction to rock mechanics*. John Wiley & Sons, USA.
- Huyakorn P.S. & Pinder G.F. 1983. *Computational methods in subsurface flow*. Academic Press, USA.
- Kawai T., Takeuchi N. & Kumeta T. 1981. New discrete models and their application to rock mechanics. *Proceedings of the International Symposium on Weak Rock*, Tokyo, pp 725-730.
- Tahiri A. 1992. *Modélisation des massifs rocheux fissurés par la méthode des éléments distincts*, Ph.D thesis. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France.

Mechanical reinforcement and geotechnical design of open pit mine using DEGRES program

J.A. Fleurisson, J.Alonso-Garcia & R.Cojean

Centre de Géologie de l'Ingénieur, École des Mines de Paris, Paris, France

ABSTRACT : The DEGRES program is a computational tool to help with decisions about geometrical design and geotechnical studies in open pit mining and quarrying. Firstly, it automatically provides a geometrical model of a pit from a basic contour plane. Secondly, a haul road can be inserted into the geometrical model. Finally, in association with geological and geotechnical models of the ore body, various basic failure mechanisms are analyzed for the total or partial height of each pit side. Regarding the calculated safety factors and volumes of unstable rock masses, mechanical reinforcement with tensioned anchors can be studied.

1 INTRODUCTION

The DEGRES program has been designed by the Centre de Géologie de l'Ingénieur of Paris School of Mines in close collaboration with Institut National de l'Environnement Industriel et des Risques (INERIS, previously CERCHAR) and Houillères de Bassin du Centre et du Midi (HBCM from Charbonnages de France) in the framework of the Carmaux coal mine project. Designed in the aim of a best integration of geotechnical studies in mine planning, this program is an interactive computational tool which automatically provides a geometrical model of the considered pit. In association with geological and geotechnical models, risks of instability related to various failure mechanisms are analyzed for each side of the pit.

Used since 1988 to design Carmaux open pit, this program has been improved to insert haul road in the geometrical model and to take into account mechanical reinforcement.

2 GEOMETRICAL DESIGN OF OPEN PIT WITH HAUL ROAD

The DEGRES program is an interactive

computational tool written in FORTRAN 77 (Tanays, 1989 and Tanays & al. 1992) using the GDT data files structure (Jacquemin, Mallet & Royer 1985).

2.1 Input parameters

Geological and geotechnical data

According to the amount of available data, three models stored in various GDT data files can be built up:

1. The ore seams, layers or deposits model as a regular grid the nodes of which are informed by the elevation of the layers (hanging wall and foot wall surfaces).
2. The major faults model: it results from a digitization of the major tectonics accidents on cross sections according to a series of polygons.
3. The discontinuities set model: each set of discontinuities (fractures, joints) is represented by its strike, dip angle, persistence, spacing, cohesion and friction angle. The number of sets and their respective geometrical and mechanical characteristics result from statistical treatments of field data.

Geometrical data

The following data are required for the

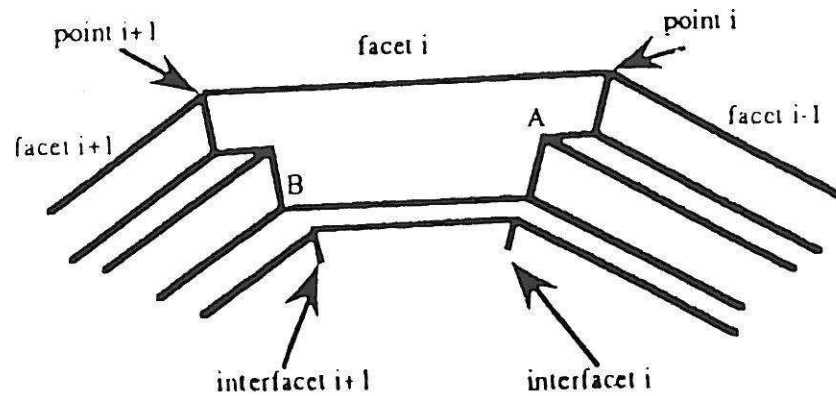


Figure 1. Geometrical relationship between contiguous interfacet lines and facets (from Tanays et al. 1992)

construction of the geometrical model:

1. A basic contour line : it represents the crest line or the foot line of the pit. This contour is assumed to be horizontal and is completely defined by the coordinates of the points which constitute it.

2. Sectors of constant geometry: each sector is defined by the point of the basic contour which begins with it. For each one, either the average slope angle, the height and the slope angle of bench faces (or the bench width), or the spacing of contour lines which will materialize the unbent walls of the pit, are specified.

3. The total depth of the pit.

2.2 Automatic construction of the geometrical pit model

Each straight line of the basic contour defines a facet. The intersection between two adjacent facets is called an interfacet line.

From each point of the basic contour, the interfacet line is calculated, using a set of translations which are totally determined by the geometrical parameters of both contiguous facets (figure 1).

Two interfacet lines may intersect involving a facet disappearing. From the point of intersection, a new interfacet line is then calculated, considering the geometrical parameters of the two facets on both sides of the disappeared one (figure 2). This

phenomenon reflects the physical reality which occurs when the pit wall curvature radius is low.

All the points of the interfacet lines are stored as a set of contours in a GDT data file. Countered plans can be drawn in agreement with the usual drawings of land surveyors in planning department (figure 3).

2.3 Haul road insertion

The insertion of haul road in a pit model results in modifications of the geometry (modification of the average slope angle, decrease of the foot pit area or increase of the crest pit area) and of the stability (due to modification of the average slope angle, and change in relative location of the geological features with regard to the topography).

A haul road can be inserted in the geometrical model which has then to be modified (Alonso-Garcia 1992 and Fleurisson & al.1992). Starting from the geometrical model without any road, the insertion of a haul road is carried out using the following assumptions:

1. Design with virtual filling up of the open pit under the haul road : therefore, the mining materials volume will decrease as well as the foot pit area. Both facets under and above the road have the same slope angle as the primary one. The external side of the road is supported by the plane which

contains all the foot lines of the benches of the considered facet. The internal side of the road is obtained by a fitting translation according to the width of the road. The part of the facet below the road is modified so that the internal side of the road is supported by the plane which contains all the bench crest lines of the new facet to be generated.

2. Drawing up section by section : it allows to change the geometrical parameters of the road.

3. The construction of the bend is a difficult problem which is solved by horizontal bends without any banking.

The initial geometrical model where the road is inserted has to be generated in a previous stage.

Each section of the road is defined by a starting point, a direction of rotation, a slope angle, a width and an elevation to be reached.

The external and internal sides of the road are designed for each facet with respect to the above hypothesis until the final road elevation is reached. Then, the whole intersection points between the sides of the road and the foot and crest lines of the benches are calculated. The new interfacet under the road is then generated.

All these points are inserted, contour by contour, in the GDT data file of the initial geometrical model (figure 4).

3 SLOPE STABILITY ANALYSIS

First of all, the geometrical model is divided into a series of sectors resulting from a facet, the boundaries of which are interfacet lines or edges of the haul road. In each sector, the strike and dip angles of the various geometrical features (average plan of sector, slope face of bench) are calculated.

The detection of slope instability may be carried out depending on the two following phases.

The purpose of the first phase is to identify the kinematic probability of occurrence of various failure mechanisms : plane failure, wedge failure, step failure, toppling failure and bi-planar failure (figure 5). This is done according to the rules established by Hoek and Bray (1981).

This operation is repeated for various associations of discontinuities such as faults, bedding planes, joints and small fractures.

The numerical results give, for each sector and for each failure mechanism, the discontinuities set number involved in kinematic instabilities. These results can also be plotted on a plan of the sectorized pit showing the failure mechanisms detected in each sector (figure 6).

In the second phase, computations of safety factors are undertaken for each failure mechanism identified at the previous stage and for a bench, a set of benches or the whole pit wall. Using limiting equilibrium methods, the geometry of failure surfaces is modeled taking into account that, on one hand, the locations of faults and bedding planes are completely known, and on the other hand, the joints and small fractures are not located in the space. The latter are simulated in the analyzed volume according to their persistence and spacing. The safety factors of so created potentially unstable volumes are then calculated.

The results give, for each sector and for each failure mechanism, the minimal safety factors with their associated volumes of failed masses and the maximal volumes of failed masses with their associated safety factors.

4 MECHANICAL REINFORCEMENT

The stability analysis of the pit can lead to install mechanical reinforcement, either at the mine design stage or as a result of the updating of geological and geotechnical data at various operating stages. The program has been improved to take into account mechanical supports with tensioned anchors. The term of anchor is used for rock bolt as well as cable.

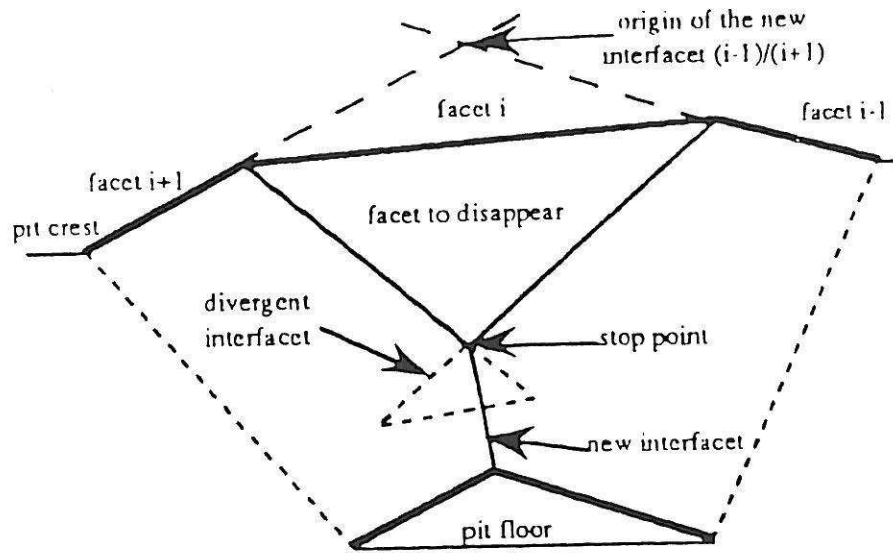


Figure 2. Qualitative description of facet disappearing (from Tanays et al. 1992)

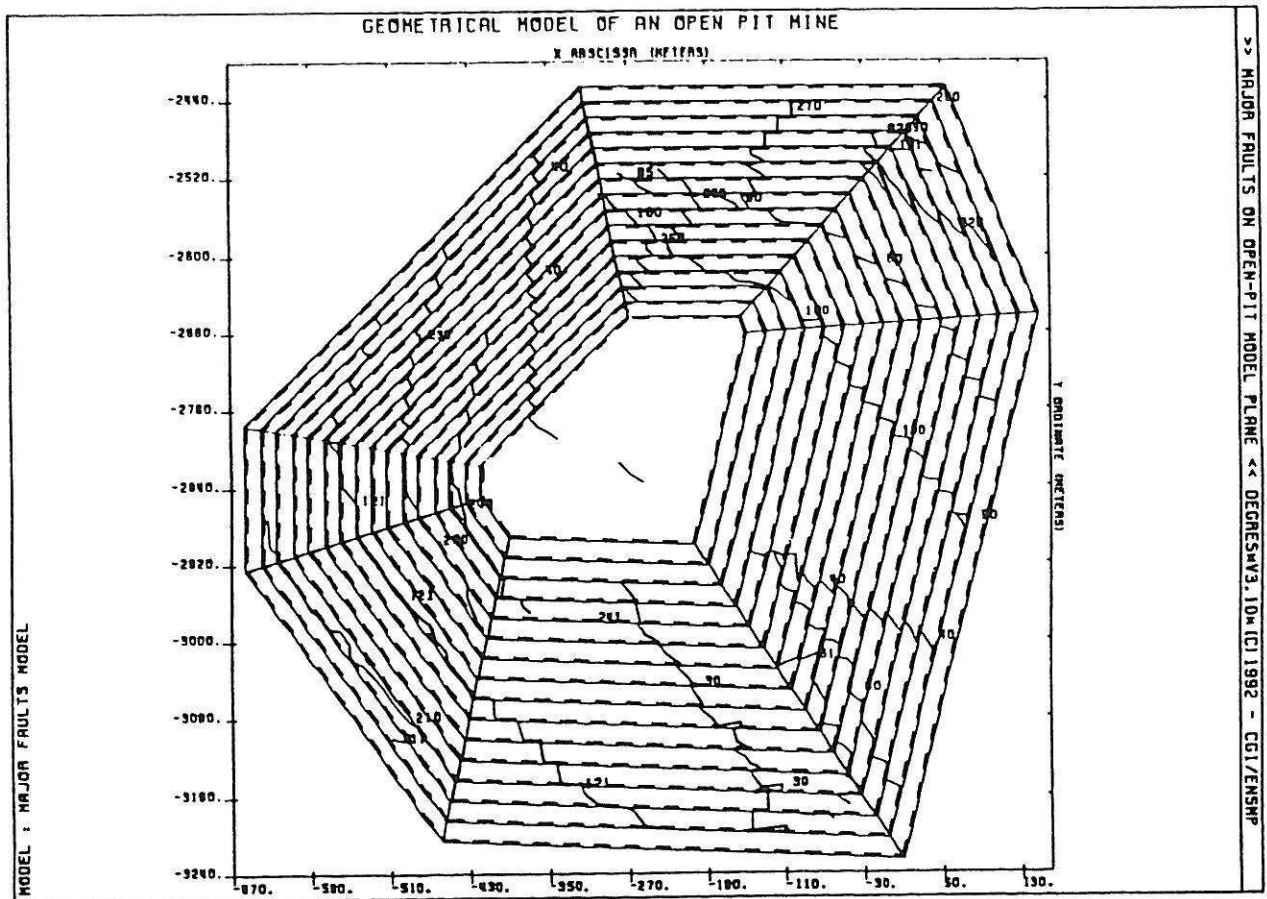


Figure 3. Intersections between major faults and open pit geometry (DEGRES program)

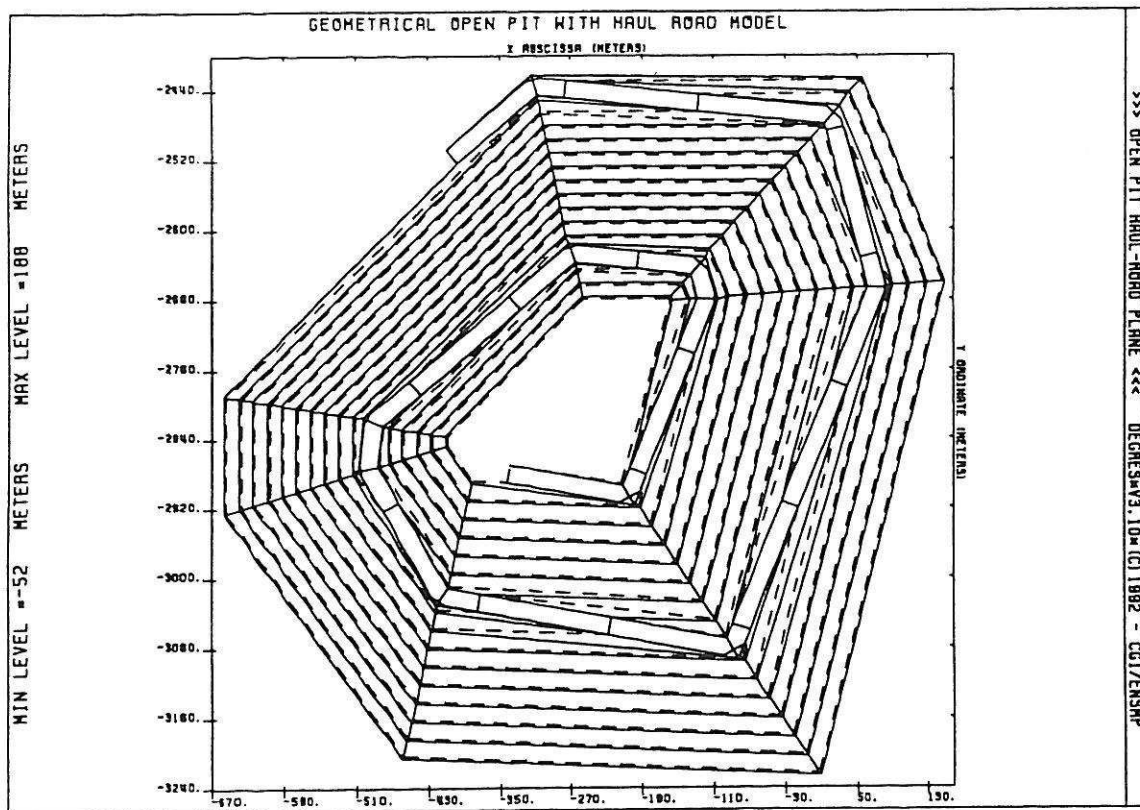


Figure 4. Plan of an open pit geometry with haul road (DEGRES program)

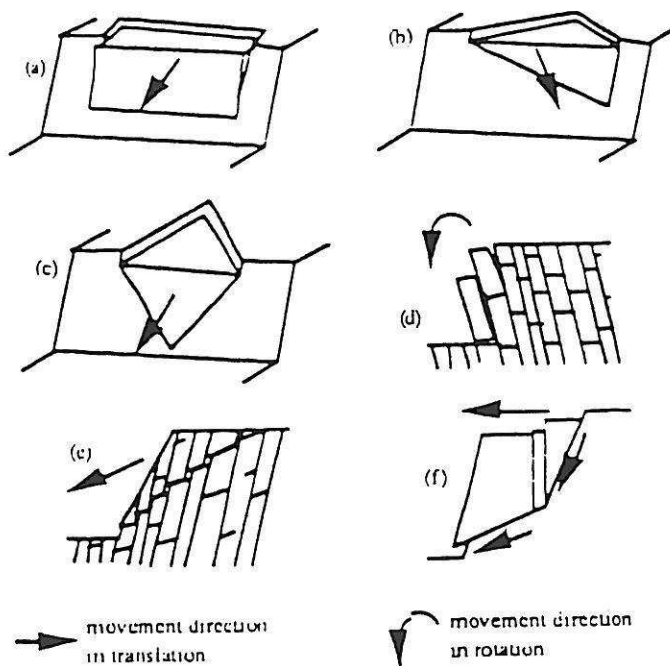


Figure 5. Failure mechanisms analyzed by the DEGRES program: (a) simple plan failure (b) wedge failure with movement on only one plane (c) wedge failure with movements on both planes ; (d) toppling failure (e) step failure ; (f) bi-planar failure (from Tanays 1989)

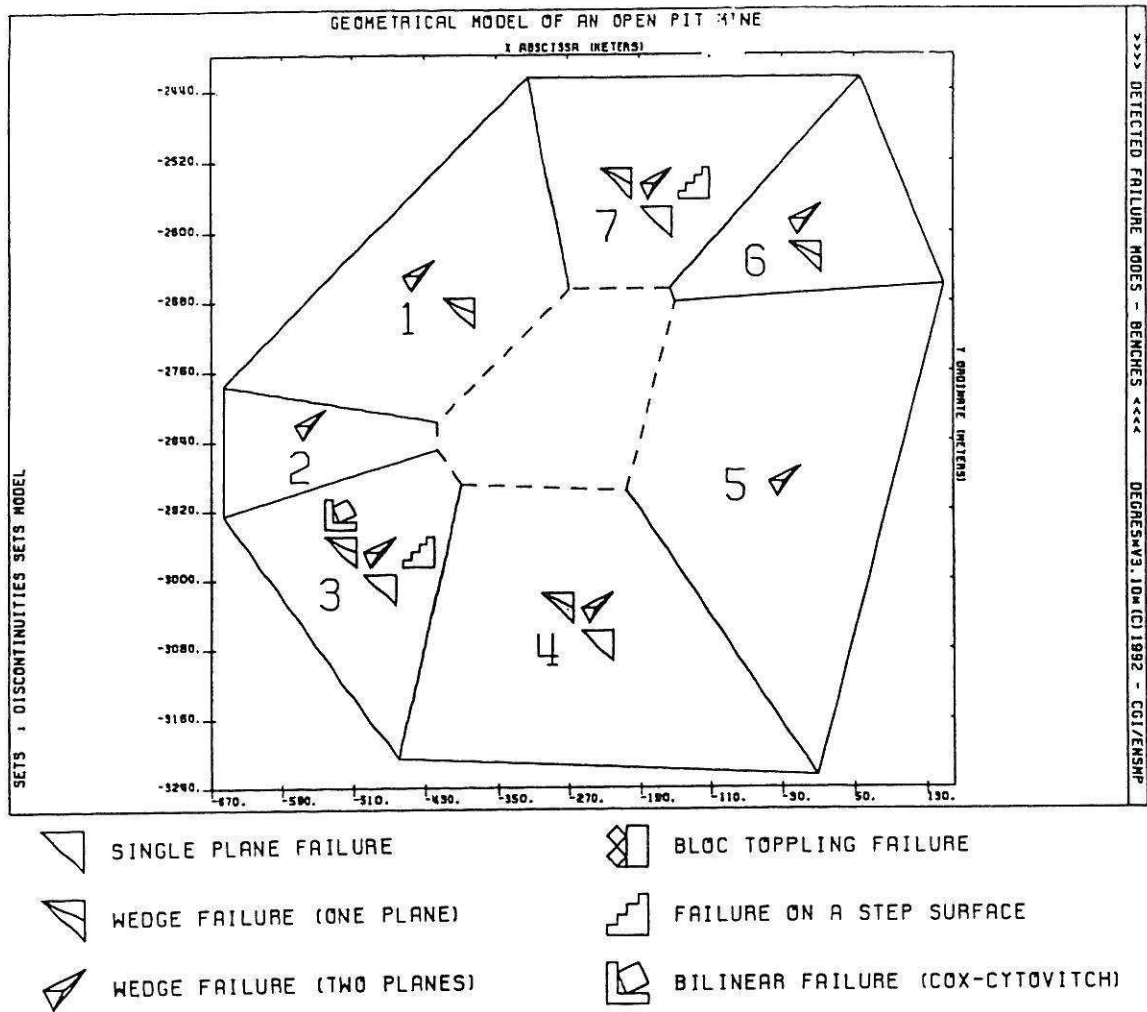


Figure 6. Plan of a sectored pit with detected failure mechanisms (DEGRES program)

4.1 Input parameters

Each of the following parameters is considered as constant for all the geometrical features (bench, set of benches or a whole pit side):

1. Pattern of anchors : the pattern is defined by its horizontal and vertical spacing. Two configurations are available: a regular or a staggered one (figure 7). Bench slopes are only assumed to be anchored.

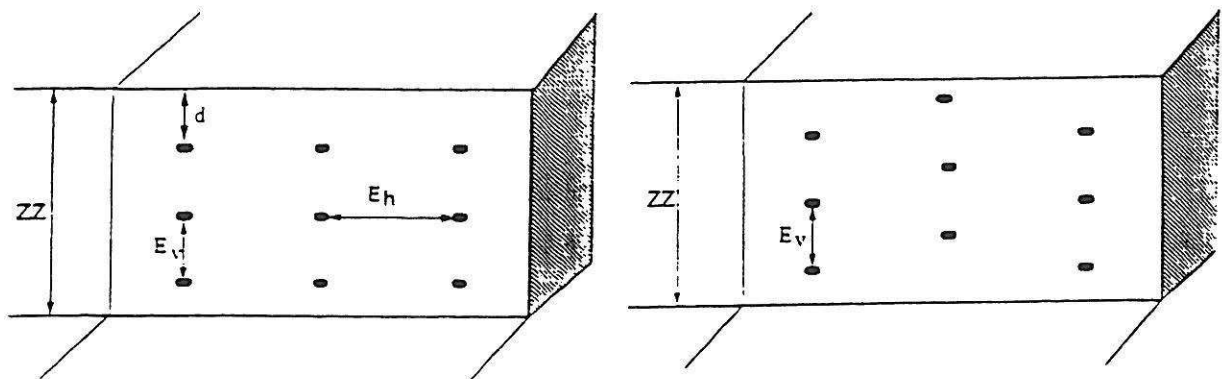


Figure 7. Anchor pattern configuration available in the DEGRES program: E_v : vertical spacing; E_h : horizontal spacing; d : distance to the bench crest (from Alonso-Garcia 1992)

2. Length of the anchor.
3. Working load and effective working angle of the anchor: all the anchors are assumed to be in a plane perpendicular to the analyzed slope. In this plane, the working angle is counted from $+90^\circ$ (vertical up) to -90° (vertical down).

For each geometrical feature, the program calculates the anchor density (number of anchors per square meter) according to the selected pattern.

The procedure consists in repeating the basic element of the pattern on the whole area of the slope faces from a reference axis. This axis is the intersection between the slope face and a vertical plane perpendicular to the slope and going through the middle of the crest line of the considered face. In the case of a whole pit wall or of a set of benches, the total surface is the sum of the area of each bench face.

At this stage, the user is allowed to modify the input data to obtain the density of anchors he agrees with.

4.2 Efficiency of the anchors

For each kinematic unstable volume, the total number of anchors which really ensure mechanical support has to be counted. The two following conditions must be verified:

1. First of all, the anchor must cross the failure surface.
2. Moreover, the grouted region behind this surface must be long enough to allow the anchor to be efficient. A minimum length of 10 % of the total anchor length has been chosen. This can be however modified by the user according to the nature of rock and the value of friction between grout and steel.

4.3 Calculation procedure

A specific algorithm has been implemented to test the rules of efficiency. It is systematically applied to each discontinuity involved in failure mechanism. In the cases of step and toppling failure, the failure surface is formed by a series of segments, which alternately belong to the two involved discontinuities sets. The intersection between the anchors and each segment of the failure line has then to be determined.

Moreover, for all the failure mechanisms except the wedge failure, the stability is analyzed on a 2D average cross section of the slope face. Thereby, total forces due to efficient anchors must be calculated in this cross section according to the anchor pattern.

Computations of the safety factors and their associated volumes are undertaken using standard equilibrium methods taking into account that the anchor force partly resists sliding, and partly increases the normal stress upon discontinuities.

A trial-error method allows to determine quickly the anchors parameters which will ensure the best reinforcement regarding the failure mechanisms.

The following examples show the effect of the working angle and the pattern configuration.

Table 1 gives an illustration of the influence of the working angle of anchors in the case of fault number 200 (N 236/51) involved in a plane failure of 15 m height and 80° dipped bench in sector number 6 (N 248) of the open pit drawn in the figure 3. The 10 m long anchors in 2 m x 2 m pattern have a working tension of 500 kN. The mechanical

Table 1. Safety factors regarding anchor working angle

Volume m^3/m	Safety factor			
	Without anchor	Anchor working angle		
		0°	20°	-10°
74	0.29	1.41	1.21	1.28

Table 2. Geotechnical parameters of discontinuity sets

Set number	Dip direction	Dip angle	Persistence m	Spacing m	Cohesion kPa	Friction angle degree
2	43	90	10	0.1	0	29
3	220	80	10	0.1	0	29
4	240	85	10	0.1	0	29
5	41	72	10	0.1	0	29
6	217	76	10	0.1	0	29
8	254	80	10	0.1	0	29

Table 3. Safety factors regarding anchor pattern

Discontinuity sets association	Volume m ³ /m	Safety factor		
		Without anchor	Regular pattern	Staggered pattern
2 & 5	36	0.18	1.13	1.06
3 & 5	36	0.18	1.12	1.05
4 & 5	35	0.18	1.13	1.06
6 & 5	31	0.18	1.27	1.19
8 & 5	36	0.18	1.12	1.05

parameters of the fault are zero as cohesion and 19° as friction angle.

In sector number 3 (N55), step failures occur on benches for various discontinuities sets associations with sliding on set number 5. The geometrical and geotechnical parameters of discontinuities sets are given in table 2.

A 2 m x 2 m pattern of 10 m long anchors with a working tension of 200 kN was tested to improve the bench stability. In this case, the optimum working angle is 45°. However, with this same angle, the pattern configuration gives various results as shown in table 3.

5 CONCLUSION

The DEGRES program is a computational tool to help with decisions in the field of geometrical design and geotechnical studies in open cast mines and quarries. In this way, it is integrated in mine planning.

The automatic interpretation and analysis of geological and geotechnical data make easier

the work of the geotechnician as well as the mining engineer. Owing to rapid simulations, the program allows various geometrical scenarios at the mine design stage as well as during the operating stages to be tested.

REFERENCES

- Alonso-Garcia, J. 1992. *Modélisation géométrique et géomécanique de mines à ciel ouvert avec pistes. Développements du logiciel DEGRES*. Ph.D Thesis. École des Mines de Paris, September 1992, 139 p.
- Fleurisson, J.A., Alonso-Garcia, J., Tanays, É., Cojean, R., Hantz, D., Paquette, Y. & Driancourt, D. 1992. Conception géométrique de mines à ciel ouvert avec pistes et analyse de la stabilité des talus par le logiciel DEGRES. *Proceedings of the Colloque International Géotechnique et Informatique*. Paris, September 29-30 / October 1, 1992, Presse ENPC, 233-244.
- Hoek, E. & Bray, J.W. 1981. *Rock slope engineering*. The Institution of Mining and Metallurgy, London.

Jacquemin, P., Mallet, J.L. & Royer, J.J. 1985. *GEOL : an interactive computer and design in the processing of mining and geological data. Role of data in scientific progress.* P.S. Glaeser (ed.), Elsevier Science Publisher B.V. (North Holland), 19-24.

Tanays, É. 1989. *Approche algorithmique des conceptions géométrique et géotechnique de mines à ciel ouvert. Application à la mine de Carmaux.* Ph.D Thesis. École des Mines de Paris, July 1989, 218 p.

Tanays, É., Cojean, R. & Hantz, D. 1992. *DEGRES : a software to design open pit geometry and to draw open pit plan.* *Int. Journal of Surface Mining and Reclamation*, 1992, Vol.6, 91-98.

ANNEXE 3

PUBLICATIONS (THÈME 3/3)

3°) THÈME CARTOGRAPHIE GÉOLOGIQUE ET GÉOTECHNIQUE

[34] **Cojean R.** (1982). *Apport des données géologiques et géotechniques à l'aménagement régional*. Cahiers de l'Université Paris-Sud n°3, 1982, pp.269-285.

[24] Deveughèle M., **Cojean R.**, Marvy J. (1983). *Intérêt et difficultés de l'étude des nappes phréatiques en milieu urbain (exemple de la nappe alluviale de Paris)*. Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur, n°28, 1983, pp.213-219.

[5] Turland M., Hottin A.M., **Cojean R.**, Ducreux J.L., Debéglià N., d'Arcy D., Mathis V., Carroué J.P., Piboule M. : (1990). *Carte géologique de la France à 1/50.000, feuille Hérisson (N° 596), notice explicative*, 118 p. Ed. BRGM – Service Géologique National.

APPORT DES DONNÉES GÉOLOGIQUES ET GÉOTECHNIQUES À L'AMÉNAGEMENT RÉGIONAL

R. COJEAN - Centre de Géologie de l'Ingénieur
Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris
60, boulevard Saint-Michel - 75272 PARIS Cédex 06

1 - INTRODUCTION

Géographes et historiens ont longtemps discuté de l'influence du milieu naturel sur la structure de l'habitat, sur les modes d'exploitation du sol, sur le développement des villes. Aujourd'hui il apparaît que l'organisation de l'espace résulte de nombreux déterminismes : technologiques, économiques, sociologiques et environnementaux.

Nous nous proposons de montrer à partir de l'exemple du Nord du Hurepoix, comment les facteurs de l'environnement -et principalement les facteurs géologiques et géotechniques- ont été pris en compte dans le passé et doivent l'être encore plus aujourd'hui.

2 - L'ENSEIGNEMENT DU PASSÉ : PALAISEAU AU XIXÈME SIÈCLE

Autrefois l'intuition et le bon sens suffisaient à l'homme pour s'adapter au milieu naturel. Equilibre et harmonie s'établissaient peu à peu, parfois à la suite de nombreux échecs. Considérons ainsi le village de Palaiseau (Essonne). Il semble que ce village se soit développé au départ en tant que ville-relai sur le trajet d'une grande et ancienne voie de communication : la route Paris - Chartres. Ceci posé, tous les éléments qui contribuent à définir le site sont alors utilisés de façon positive (Fig. 1 et 2).

Le village, à l'origine village-rue, s'est installé à flanc de coteau, le long d'une ligne de sources, zone d'affleurement de la nappe d'eau souterraine des "Sables de Fontainebleau". Situé sur un versant exposé au S.E., il est à l'abri des vents dominants qui balayaient le plateau supérieur, à l'écart de l'insalubrité du fond de la vallée et des inondations que provoquent les gros orages. Les habitants ont cultivé des vignes sur les basses pentes argilo-caillouteuses et bien exposées. Le fond de la vallée a été laissé aux prairies. Sur les sables des versants on a planté des châtaigniers pour en tirer du bois pour divers usages (tonnellerie en particulier). Sur le bord du plateau où le limon est peu épais ou inexistant, on a exploité des meulières à fleur de sol et des grès au sommet des sables, pour la construction et le pavage des chemins. Plus tardivement on a

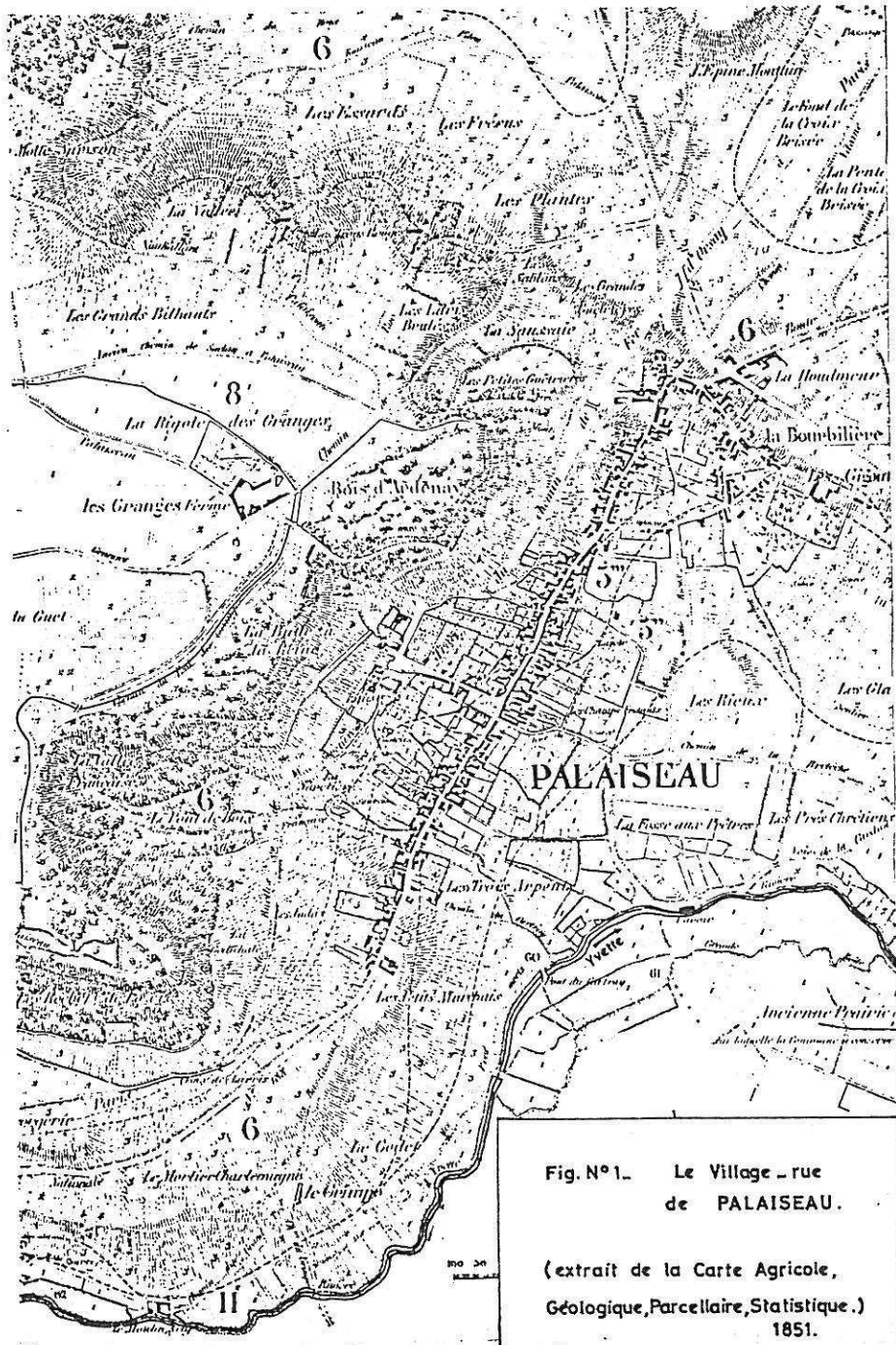
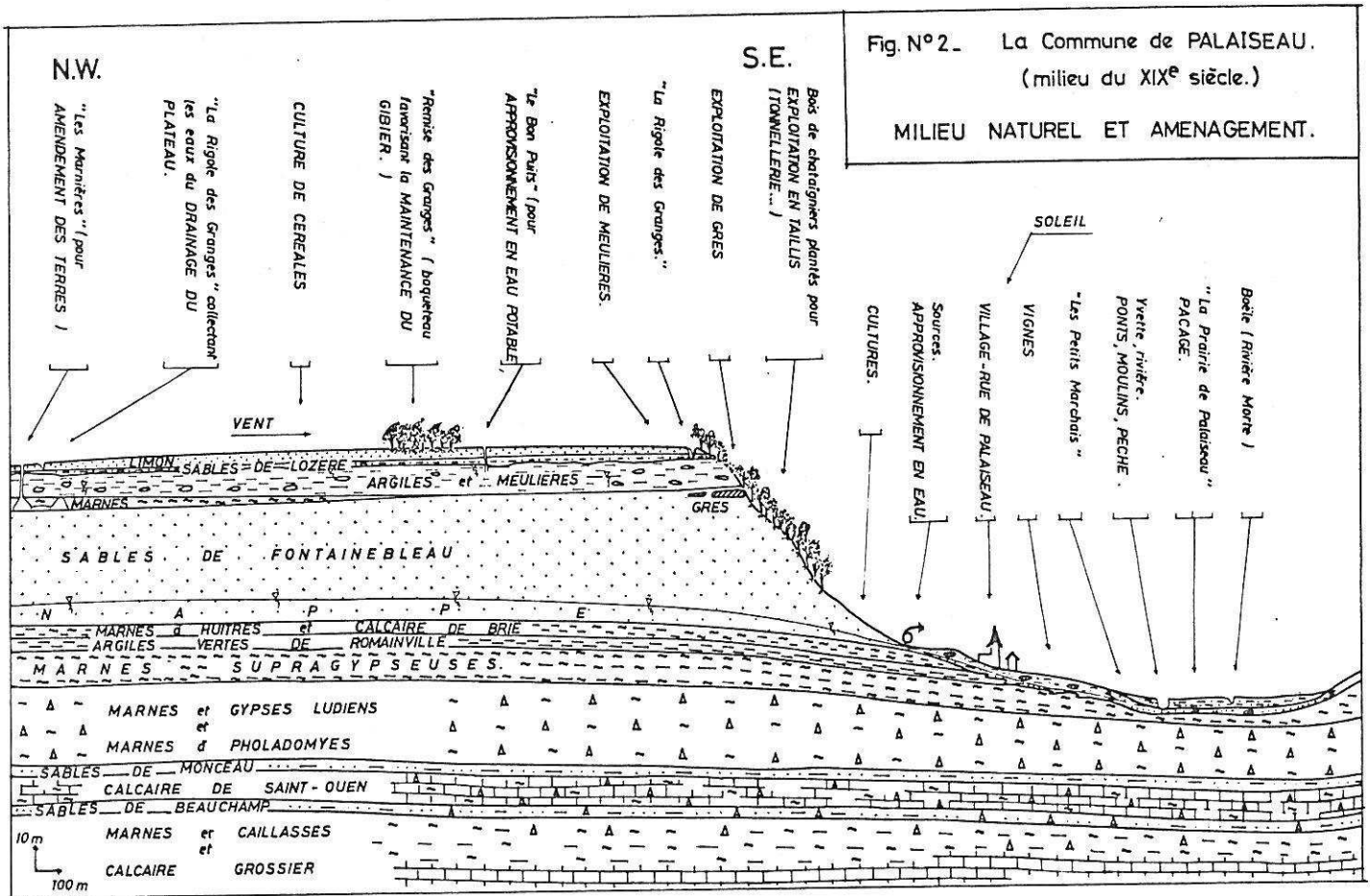


Fig. N° 1. Le Village - rue
de PALAISEAU.

(extrait de la Carte Agricole,
Géologique, Parcellaire, Statistique.)
1851.



lancé des cultures de diverses céréales sur le plateau même. Enfin, dans le but d'amender les terres trop acides et argileuses du plateau, des niveaux de marnes ou de calcaire pulvérulent ("Marnes de Trappes") ont été exploités. Des puits et chambres souterraines (marnières) ont ainsi été creusés de façon artisanale à partir du plateau (Fig. 2 et 3)

Ces diverses activités se sont concrétisées peu à peu au cours des siècles. La relative lenteur de leur réalisation leur a permis de s'adapter au milieu naturel, de la meilleure façon, sans jamais lui faire violence. Aujourd'hui la commune de Palaiseau, comme bien d'autres dans la région parisienne, connaît une expansion trop rapide, phénomène qui va s'accroissant depuis un demi siècle. Bien des difficultés apparaissent. Certaines d'entre elles sont directement liées aux facteurs géologiques et géotechniques de l'environnement, comme nous allons le voir.

3 - EXEMPLES D'INTERVENTIONS PONCTUELLES DU GÉOLOGUE -

Suite au développement récent de l'urbanisation dans les vallées comme sur les plateaux (urbanisation pavillonnaire, ville nouvelle de Saint-Quentin en Yvelines), de nombreuses interventions ponctuelles ont été sollicitées de la part du géologue. Nous en avons retenu ici 4 exemples.

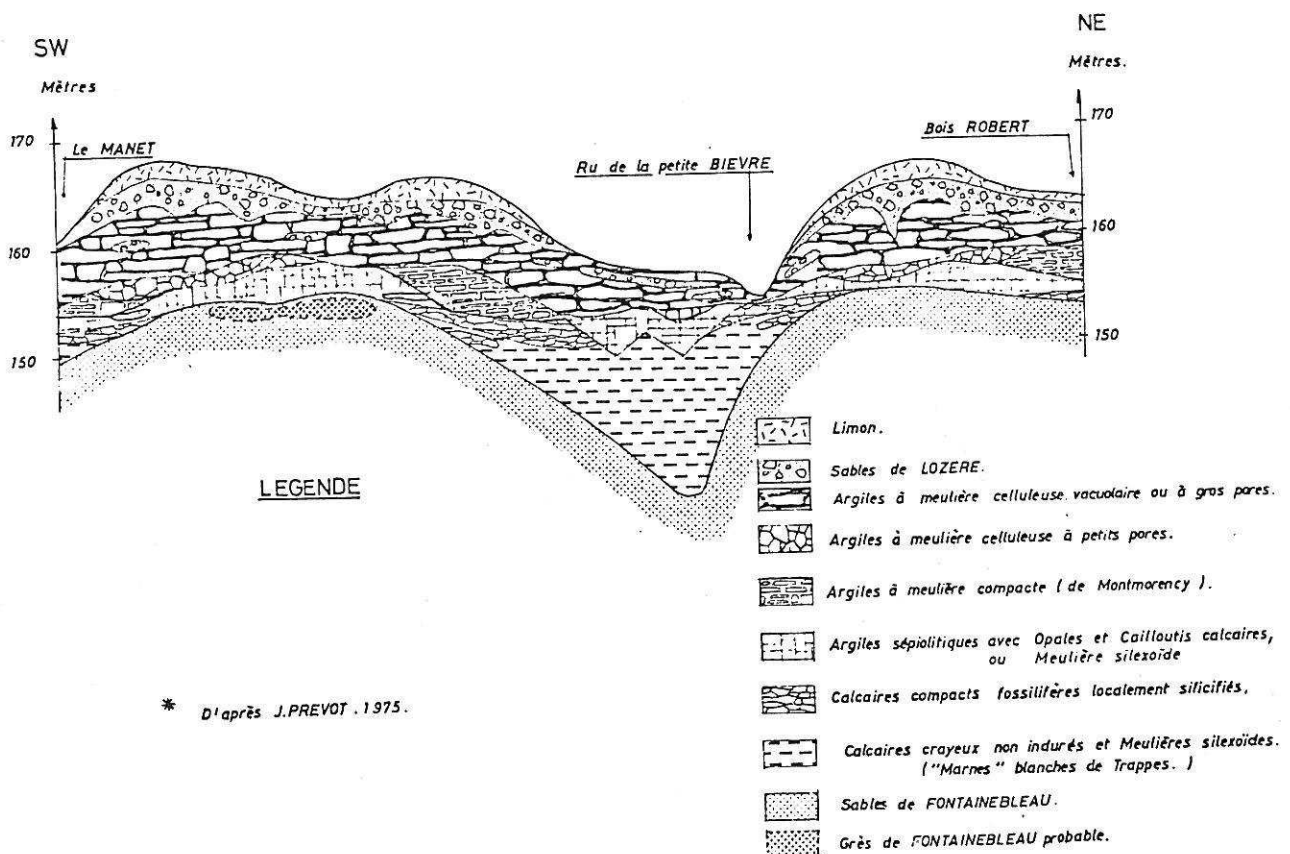
3.1 - LA DETECTION DES CAVITES SOUTERRAINES

L'exploitation des "Marnes de Trappes" aux XVII^{ème}, XVIII^{ème} et XIX^{ème} siècles a laissé sur les plateaux en certains endroits, des vides souterrains de quelques dizaines ou centaines de mètres cubes, souvent partiellement effondrés, à des profondeurs de 5 à 20 m (Fig.3). Aujourd'hui il est impératif de retrouver exactement ces emplacements afin d'assurer au mieux la sécurité des ouvrages et bâtiments construits sur ces sites. Le géologue propose une démarche en 4 temps :

- La connaissance géologique régionale (pratique du terrain, études géologiques et géotechniques passées, sondages archivés...) permet de mettre en évidence la structure particulière de ce niveau des "Marnes de Trappes". Il ne s'agit pas d'une couche continue et d'épaisseur constante sous les plateaux. C'est au contraire, un remplissage de chenaux et cuvettes marquant le toit des "sables de Fontainebleau" (Fig. 4). Dans certains cas, ces marnes recouvrent le sommet des rides entre chenaux, mais alors sur une faible épaisseur. Il est donc possible, grâce à ces données de réaliser un zonage géologique et un zonage du risque, faisant apparaître les zones où les marnes existent avec leurs plus fortes épaisseurs et où le risque de trouver d'anciennes marnières importantes est le plus grand.

- Le champ d'étude ainsi restreint, l'enquête documentaire apporte de nouvelles informations. De nombreux services d'archives (Service des Carrières de Versailles, Service des Cartes et Plans de

Fig. N°4 COUPÉ SCHEMATIQUE DE LA FORMATION DE BEAUCE A ST QUENTIN-EN-YVELINES.
(D'APRES LES DONNEES DES SONNAGES ET LES OBSERVATIONS DE TERRAIN) *



la Bibliothèque Nationale, Cartothèque de l'I.G.N., Archives départementales) ont rassemblé des documents anciens relatifs à ces marnières : déclarations d'intention d'ouverture de carrière, anciennes cartes géologiques, agronomiques, statistiques des comices agricoles, monographies communales... (Fig. 3 et 5).

Fig. N°3 Coupe d'une marnière de Guyancourt (tiré d'un document du Service des Carrières de Versailles - 1850 .)

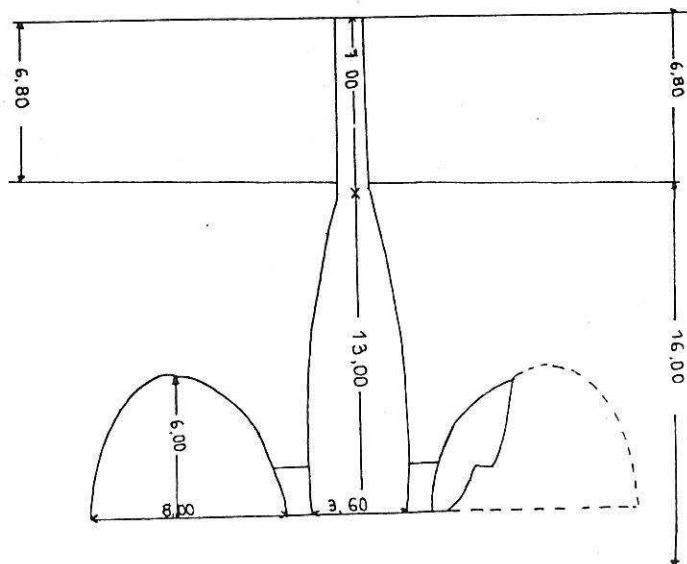
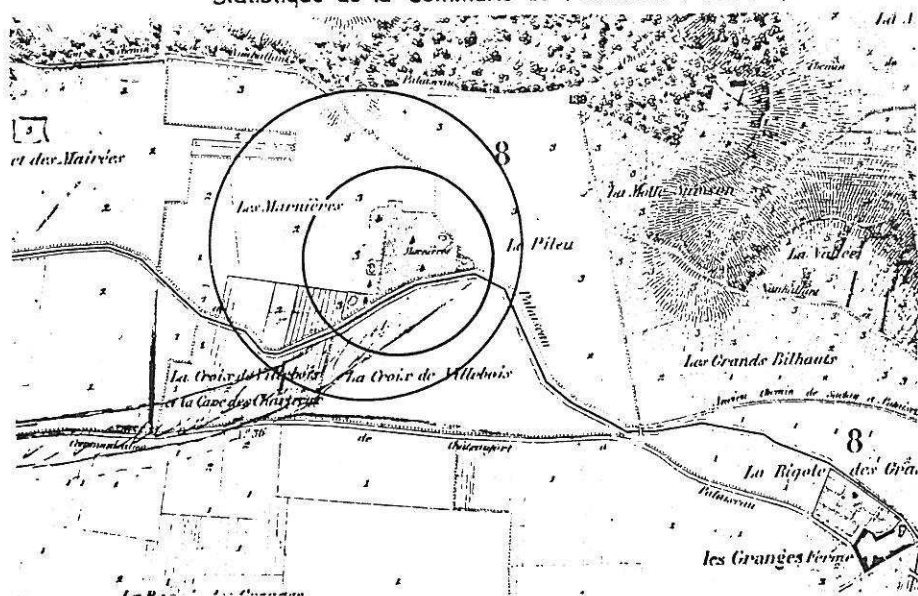


Fig. N°5 Lieu-dit "Les Marnières" et implantation précise des marnières de Palaiseau. (tiré de la carte Agricole, Géologique, Parcelleaire et Statistique de la Commune de Palaiseau - 1851 .)



Par ailleurs, l'observation des photographies aériennes et les techniques de la photo-interprétation permettent dans certains cas de localiser avec précision ces anciennes marnières. Qu'elles soient ou non effondrées, leur présence introduit une anomalie dans le sol qui se traduit dans la microtopographie, l'humidité, la couleur et les propriétés thermiques du sol nu, la croissance des végétaux. Elles peuvent apparaître alors sous forme de petites taches sombres sur les missions aériennes panchromatiques classiques, ou infra-rouge mieux adaptées aux problèmes d'humidité, ou mieux encore sur des missions spéciales avec prises de vue obliques dans des conditions atmosphériques et de phase de croissance des végétaux judicieusement choisies.

- Ces deux premières phases d'étude peuvent ne pas donner entière satisfaction. Il est possible alors de mettre en oeuvre des moyens de détection plus onéreux, en relation avec l'ampleur d'un projet donné : les méthodes géophysiques. Il s'agit, par ces méthodes, de mesurer certaines caractéristiques physiques du sol, localement perturbées par l'anomalie que constitue la marnière. Cette mesure se fait de façon indirecte depuis la surface du sol, parfois entre sol et sondage ou entre sondages. On peut ainsi chercher à détecter une anomalie de résistivité électrique du sol (méthodes électriques, magnéto-telluriques), de vitesse de propagation du son (méthodes sismiques), de densité du sol (méthodes gravimétriques et microgravimétriques). L'anomalie sera d'autant mieux détectable que le contraste sera grand, c'est-à-dire que la marnière sera grande, non effondrée, et proche de la surface.

La taille restreinte des marnières des plateaux de Trappes et Palaiseau fait que les différentes méthodes géophysiques sont pratiquement à la limite de leur pouvoir de résolution. La microgravimétrie, avec une maille de mesures serrée, a cependant donné quelques résultats probants : l'anomalie de densité du sol se traduit par une variation très faible du champ de pesanteur terrestre. La mesure de ce champ suivant un réseau maillé permet, après diverses corrections dues à la topographie environnante et aux variations d'ensemble dites régionales, d'obtenir une carte d'anomalies résiduelles. Le tracé de courbes d'égle variation du champ de pesanteur met en évidence des "zones suspectes".

- Il restera alors, dans une ultime phase d'étude à confirmer ces zones suspectes par des forages mécaniques. L'enregistrement de divers paramètres : vitesse d'avancement de l'outil de forage, perte de fluide de forage, chute d'outil... permettra, ou non, de mettre en évidence une marnière intacte ou partiellement effondrée. On a pu, dans certains forages descendre une caméra cylindrique et filmer le vide correspondant (endoscopie).

Après ces détéctions de cavités souterraines, le géologue intervient encore par des recommandations relatives au confortement de ces carrières (remblaiement, injections de coulis...) ou relatives au choix du type de fondation (fondations spéciales superficielles, fondations profondes sur pieux traversant les anciennes marnières...)

3.2 - LA DETERMINATION DU POURCENTAGE ROCHEUX DES ARGILES A MEULIERE

On observera (Fig. 2 et 4) que lors des travaux de terrassement sur les plateaux le niveau géologique des "Argiles à meulières" ou formation de Beauce est l'un des premiers concernés après les limons et les "Sables de Lozère" généralement peu épais. Or ce matériau pose un problème essentiel : comment connaître le pourcentage rocheux de meulières (et la taille des blocs correspondants) par rapport à la phase argileuse. Il est important à l'issue d'une campagne de reconnaissance de pouvoir répondre à cette question afin de pouvoir rédiger avec précision un Cahier des Charges auquel se fiera une entreprise de terrassement, ou bien pour apporter des hypothèses de calcul valables sur lesquelles s'appuiera le bureau d'étude chargé de choisir le type et la profondeur de fondation.

Diverses méthodes ont été mises en oeuvre pour répondre à cette question : sondages mécaniques et diagraphie de radioactivité naturelle, sondages sismiques, analyse d'échantillons prélevés en sondage, en carrière ou en fond de fouille (étude pétrographique des blocs de meulière, étude des minéraux argileux de la gangue argileuse).

- La diagraphie de radioactivité naturelle repose sur le principe suivant : toutes les formations géologiques renferment un très faible pourcentage de substances radioactives, sensiblement constant et caractéristique (d'autant plus important que la matière organique et les minéraux argileux sont abondants). Le rayonnement gamma, le plus pénétrant, produit par la désintégration de ces substances est enregistré en fonction de la profondeur à l'aide d'une sonde (tube métallique) descendue dans un trou de forage. La mesure de ce rayonnement se réalise dans la sonde par l'intermédiaire d'un scintillomètre (un cristal de Quartz transforme chaque rayon gamma en un petit éclair lui-même transformé en un courant électrique par une cellule photoélectrique). Après amplification ce courant est enregistré. L'utilisation de cette méthode a permis de montrer que les niveaux d'argiles se traduisent par des pics ou dômes dans la courbe de radioactivité alors que les niveaux riches en gros blocs de meulière se traduisent par de faibles radioactivités. Cette méthode permet donc de préciser un pourcentage rocheux au droit des sondages destructifs de faible diamètre. Cependant, le pouvoir de pénétration des rayonnements gamma étant faible, l'information recueillie reste très ponctuelle. La diagraphie de radioactivité naturelle constitue donc une aide à la reconnaissance des sols en valorisant l'information obtenue par de simples sondages destructifs (par opposition à des sondages carottés de plus grand diamètre).

- Une méthode géophysique plus globale est représentée par le sondage sismique qui consiste à mesurer la vitesse de propagation des ondes élastiques dans les couches du sous-sol. Ces ondes sont obtenues en provoquant un ébranlement du sol (le choc d'une masse sur une plaque métallique posée sur le sol). Après diverses réfractions sur les couches du sous-sol ces ondes sont captées en surface par des géophones. Les vitesses de propagation étant caractéristiques de chaque formation (en fonction de sa nature, de sa texture, de son état d'altération ou de fissuration), il est possible par ce paramètre de différencier des niveaux d'argiles à meulières à pourcentages de blocs ou de dalles variables. Une limite théorique de la méthode réside cependant dans le fait que les vitesses doivent aller en croissant avec la profondeur, et que les couches du sous-sol doivent être continues. Or, les différents niveaux d'argiles à meulière étant souvent lenticulaires et le pourcentage rocheux n'allant pas toujours en croissant avec la profondeur (malgré un certain ordonnancement dans la succession des types de meulière - J. PREVOT 1975 - Fig. 4) les résultats des campagnes géophysiques réalisées par nous sur les plateaux de Trappes - Palaiseau ont été parfois d'interprétation délicate. Il est apparu indispensable de disposer de sondages mécaniques de référence permettant un étalonnage sérieux. A cette condition les campagnes géophysiques de sismique - réfraction apportent une information de qualité permettant une interpolation relativement rigoureuse entre données de sondages mécaniques.

- Une autre approche très intéressante du problème est donnée par J. PREVOT (1975) qui a mis en évidence des corrélations entre la taille des blocs et le pourcentage rocheux des argiles à meulières d'une part et divers paramètres d'autre part dont le type pétrographique de meulière (meulière celluleuse à gros pores, à petits pores, meulière bréchiforme, meulière compacte...), la couleur des argiles de la gangue, et spécialement la taille des cristaux de silice des meulières et la teneur de la gangue argileuse en kaolinite. Ces corrélations ont été établies à partir de nombreuses observations en carrière ou en fond de fouille. L'analyse au laboratoire des échantillons prélevés en sondage permet alors de passer d'une information ponctuelle (le sondage) à une information de volume (par l'intermédiaire des corrélations évoquées ci-dessus).

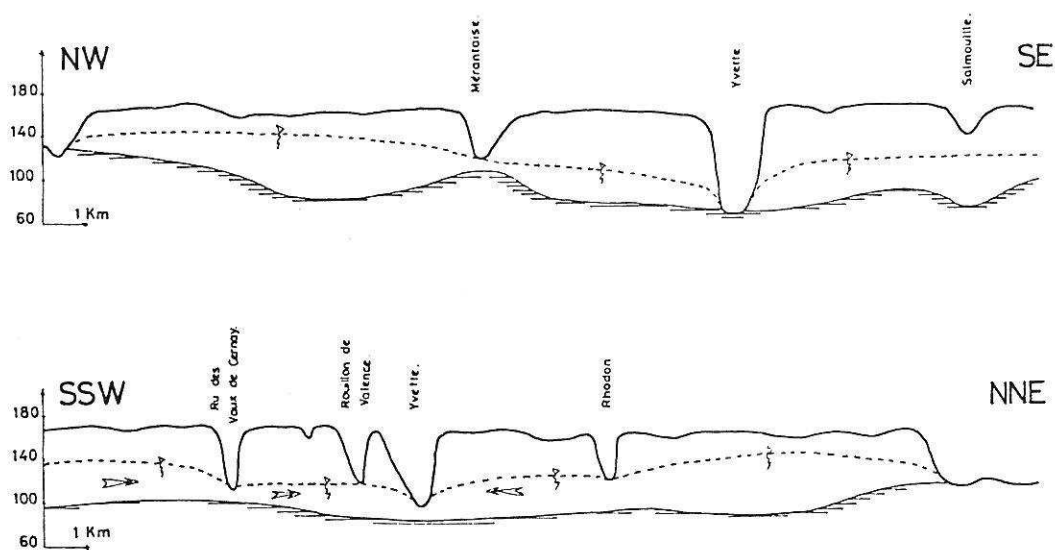
3.3 - LA PROTECTION DES NAPPES D'EAU SOUTERRAINES

On peut observer qu'un ensemble de textes législatifs et réglementaires relatifs aux eaux de surface comme aux eaux souterraines existent déjà (cf. en particulier J. LAMARQUE 1973). Il faut noter que dans ce domaine le rôle du géologue est reconnu puisque de nombreux textes prescrivent de consulter "le géologue agréé en matière d'eau et d'hygiène publique". C'est le cas pour ce qui concerne les créations de cimetières, les ouvertures de décharges contrôlées, les rejets de produits liquides polluants, la délimitation des périmètres de protection des ouvrages de prélèvement d'eau souterraine pour l'alimentation des collectivités humaines. Ces interventions restent cependant très ponctuelles.

Dans la région étudiée, nous avons pu mettre l'accent sur l'importance d'une nappe d'eau souterraine : la nappe des Sables de Fontainebleau évoquée au début de cet article (Fig. 2). Cette nappe donne de nombreuses sources d'émergence dans les vallées entaillant les plateaux (Bièvre, Yvette, Mauldre), ou des zones de marais et de roselières dans les vallons moins encaissés (Rhodon, Mérantaise...) (Fig.6). Elle est déjà exploitée sur les plateaux pour l'alimentation en eau potable, mais aussi à des fins industrielles ou agricoles. Il semble que cette nappe ne soit pas encore surexploitée. Les réserves relativement faibles cependant n'en font pas une ressource susceptible de répondre à la demande induite par le développement de la ville nouvelle (divers concessionnaires répondent à cette demande par de l'eau pompée dans la nappe de la Craie ou des alluvions de la Seine en aval de Paris). La qualité de cette eau souterraine doit cependant être préservée. Toute pollution du fait du développement des agglomérations (pertes des réseaux de collecteurs d'eaux usées, décharges...) doit être combattue.

L'établissement d'une Carte de Vulnérabilité à la pollution constituerait une information scientifique de base susceptible d'être directement utilisée par les planificateurs et les hygiénistes. Il s'agirait d'analyser un ensemble de facteurs contrôlant les risques de pollution des eaux souterraines : nature, perméabilité et épaisseurs des terrains de surface non saturés (effet de filtre du sol lors des transits d'éventuels polluants depuis la surface, dans la zone non saturée), dynamique de la nappe souterraine (directions et vitesses de propagation des polluants entraînés par l'écoulement de la nappe, effet de dispersion, fixabilité des polluants par l'aquifère), renouvellement de la nappe (persistance de la pollution après suppression du foyer). Sur ces bases, une cartographie de vulnérabilité de la nappe des Sables de Fontainebleau serait très positive.

Fig.6...COUPES SCHEMATIQUES DE LA NAPPE OLIGOCENE.



3.4 - LA CONCEPTION DES ETANGS - REGULATEURS ANTI-CRUES :

Ce dernier exemple montre que le milieu naturel n'est pas un simple support pour les activités humaines mais qu'il faut savoir "composer avec lui".

Le développement de l'urbanisation conduit à une forte imperméabilisation des sols (toitures, parkings, voirie...). Là où l'eau stagnait ou s'infiltrait dans le sous-sol, aujourd'hui elle ruisselle. Là où l'eau ruisselait ou s'écoulait lentement dans des rigoles de drainage, dans des ruisseaux ou de petits cours d'eau au tracé sinueux et aux rives encombrées de végétation, aujourd'hui elle se déplace rapidement dans des réseaux de collecteurs qui se substituent au réseau hydrographique naturel. Le bilan hydrologique relatif au bassin versant considéré se trouve donc fortement modifié avec pour conséquence une augmentation du ruissellement au dépens de l'infiltration et un accroissement des débits de pointe lors des crues (Fig. 7 et 8). On a pu calculer ainsi au sujet du bassin versant du centre principal de la ville nouvelle de Saint-Quentin en Yvelines que lors d'une crue décennale le débit à l'exutoire du bassin versant serait de $60 \text{ m}^3/\text{s}$ après urbanisation, l'aval ne pouvant recevoir que

Fig. 7. - Influence de l'urbanisation

sur un hydrogramme de crue.

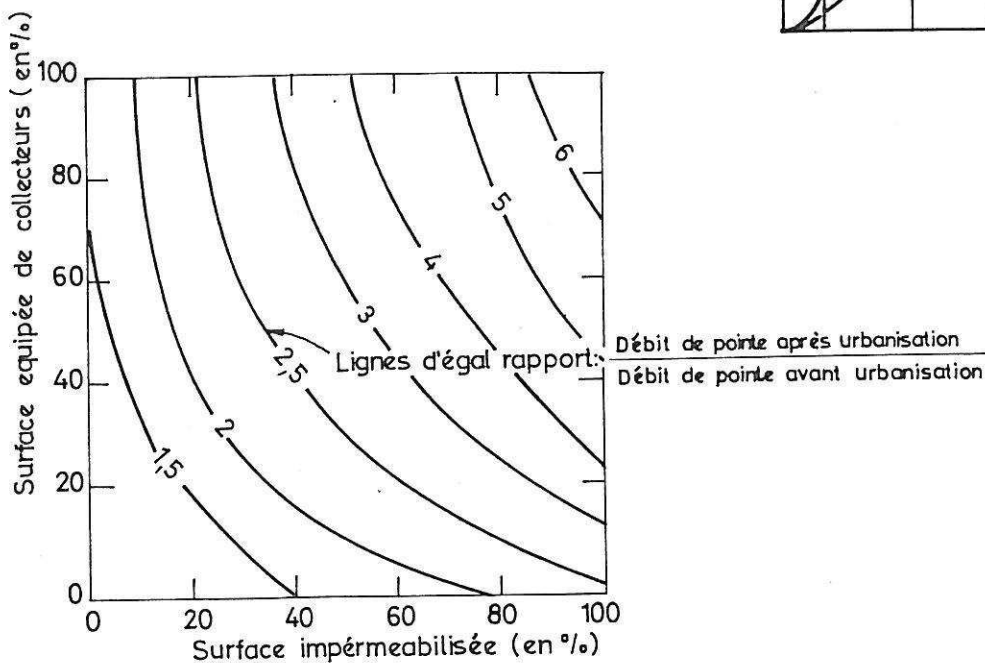
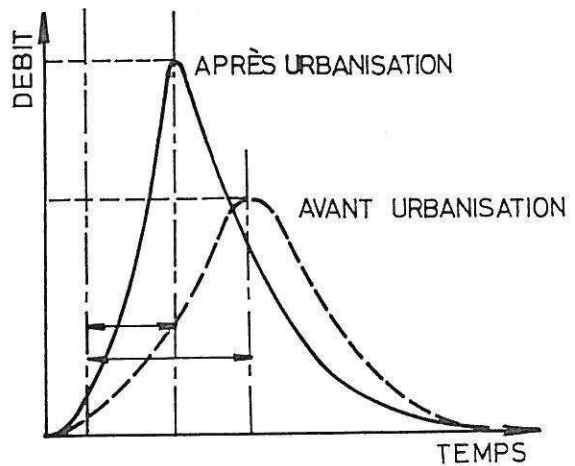


Fig. 8. - Effet de l'urbanisation sur la crue annuelle moyenne.

(bassins versants de $2,5 \text{ km}^2$ environ)

Données de l'USGS - 1968

l m³/s. Des solutions techniques existent. Dans le cas de la ville nouvelle, elles ont consisté à retenir provisoirement les volumes d'eau excédentaires dans des étangs régulateurs (ou bassins d'orage) pour ne les relâcher ensuite que lentement au rythme de décharge des terrains naturels. Le choix de ce type de solution n'est pas neutre vis-à-vis du phénomène de l'urbanisation. En effet, réaliser de tels équipements, c'est consommer de l'espace (environ 8 % des surfaces imperméabilisées). En obtenir un maximum d'efficacité, c'est les localiser au centre des zones les plus imperméabilisées (urbanisation dense, zones d'activités). Leur rôle structurant dans le développement de la ville n'est donc pas négligeable et apparaît comparable à celui de la voirie. L'intégration de ces étangs dans le tissu urbain impose bien souvent un traitement de ces espaces en zones de loisirs : les étangs restent en eau tout au long de l'année, le stockage se réalisant dans une zone supérieure de marnage. Bien que le système d'assainissement soit évidemment de type séparatif, il importe de contrôler la pollution du ruissellement urbain pour éviter une altération trop grande du biotope que représentent ces étangs (faune, flore algale, végétation des rives). Diverses grilles, pièges à sable, à huile, ou des techniques de partition des débits (les premiers flots les plus pollués après une averse étant dirigés vers le réseau d'eaux usées) permettent d'atténuer cette pollution.

Enfin, la localisation de ces étangs régulateurs ne peut se faire indépendamment du milieu naturel. Des facteurs topographiques, géologiques et hydrogéologiques interviennent dans le choix de leur localisation. S'il faut les implanter aux points bas pour récupérer l'eau par simple gravité, il faut aussi que le niveau géologique dans lequel est créé le bassin d'orage soit suffisamment imperméable pour retenir l'eau (dans le cas contraire, un traitement coûteux des fonds s'impose). Les terrassements relativement importants pour aménager le bassin et la réalisation de la digue aval font appel au géologue et au géotechnicien. Enfin, il faut que les infiltrations à partir du fond du bassin (jamais totalement imperméable) ne viennent pas altérer des nappes d'eau souterraine de qualité.

Dans la mesure où il est nécessaire de prévoir la localisation de ces étangs très tôt dans le déroulement des études d'urbanisme (réservations foncières souhaitables dès l'établissement des documents d'urbanisme SDAU et POS), on observe que l'intervention du géologue se réalise ou devrait se réaliser très tôt en amont des études.

4 - LES INTERVENTIONS GLOBALES DU GÉOLOGUE

Si le géologue peut apporter des éléments de décision dans les différentes phases des études, il apparaît, comme nous venons de le souligner par un exemple, que son intervention est d'autant plus efficace qu'elle se réalise dès le stade des études préliminaires. Nous sommes même convaincus que son action, comme celle d'autres spécialistes du milieu naturel, doit se situer dans une large perspec-

tive de "planification écologique". Nous adoptons ici dans leurs principes les idées développées par L. Mc HARG (1969) aux U.S.A. et reprises en Europe et en France sous diverses formes (Cf. M. FALGUE 1980 en particulier). Ces interventions globales doivent conduire à la réalisation de documents synthétiques relatifs à l'aptitude des sols à tel ou tel usage, relatifs aux risques naturels, aux ressources naturelles, relatifs à la sensibilité des milieux en tant qu'écosystème.

Il apparaît que la démarche la plus logique est la suivante :

1°) Collecte des informations scientifiques de base : il faut noter que la valeur scientifique de ces informations est très variable et que celle-ci sont spatialement très hétérogènes. On se heurte ici à l'absence de "banques de données environnementales". S'il existe des documents cartographiques de base à des échelles convenables (topographie, géologie du substratum....) on peut regretter que des documents similaires soient plus rares dans les domaines suivants : géomorphologie, pédologie, climatologie et microclimatologie, hydrogéologie, végétation, sensibilité des écosystèmes.

2°) Choix des données les plus pertinentes à retenir en fonction de l'usage potentiel défini. M. FALGUE (1980) propose de retenir 2 niveaux d'agrégation de l'information. Un premier niveau fait correspondre à des "descripteurs" du milieu naturel des facteurs d'aménagement. Un deuxième niveau fait correspondre à ces facteurs d'aménagement des usages potentiels du sol.

Ainsi, par exemple, l'usage potentiel du sol : urbanisation dense sera définie à partir d'un ensemble de facteurs d'aménagement dont : le confort climatique, l'aptitude des terrains aux fondations, l'aptitude à l'assainissement pluvial, la sensibilité des paysages. Chacun de ces facteurs d'aménagement résulte lui-même d'un ensemble d'informations scientifiques de base. Ainsi l'aptitude des terrains aux fondations est définie à partir des descripteurs suivants : caractéristiques géotechniques du substrat, profondeur de la nappe phréatique, stabilité d'ensemble du terrain.

Des tableaux ou matrices font passer des descripteurs aux facteurs d'aménagement, puis de ceux-ci aux usages potentiels du sol. L'élaboration de ces tableaux fait appel au jugement des spécialistes du milieu naturel comme des planificateurs et des utilisateurs (élus...).

On peut penser que le rôle des naturalistes -géologues, en particulier- doit se cantonner dans 2 domaines principaux :

- établissement de banques de données environnementales ;
- définition rigoureuse des relations descripteurs du milieu naturel / facteurs d'aménagement.

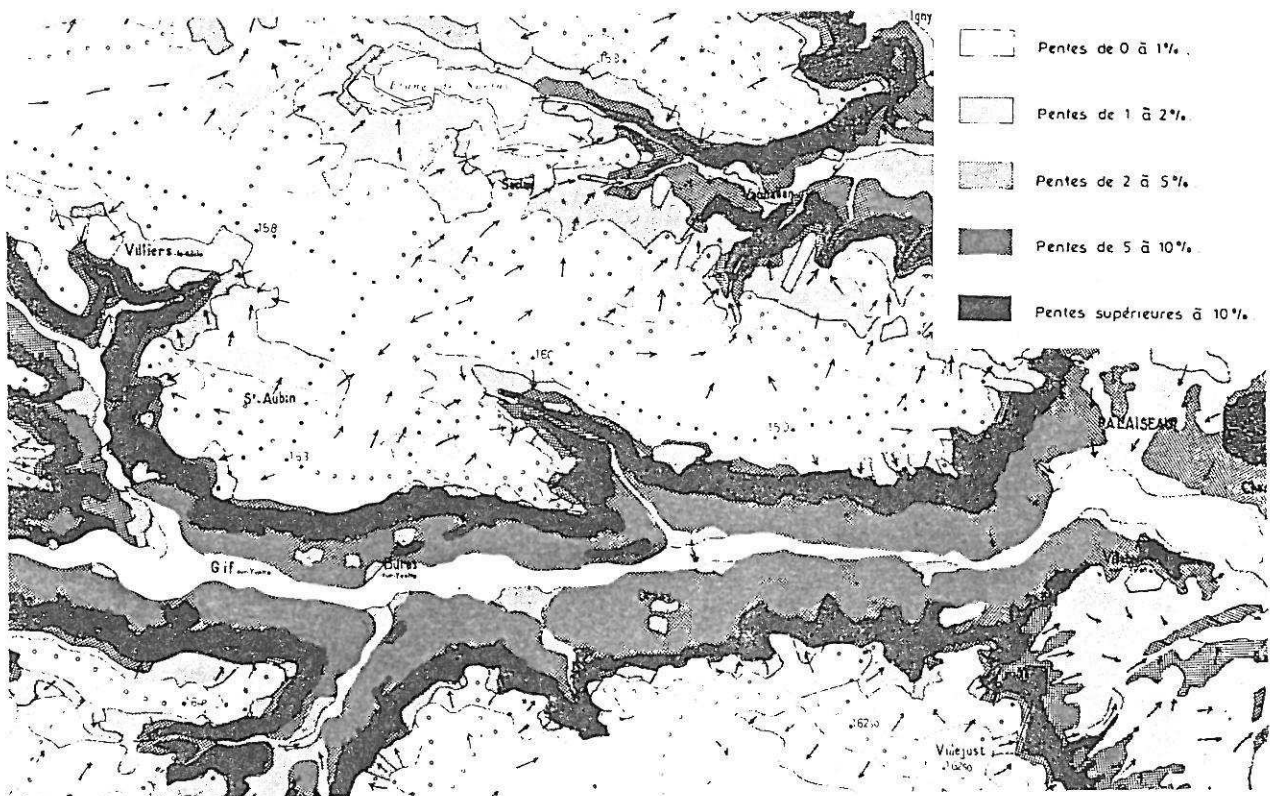


Fig. 9 ... Extrait de la Carte des pentes et Bassins versants.
Document original au 1/50.000

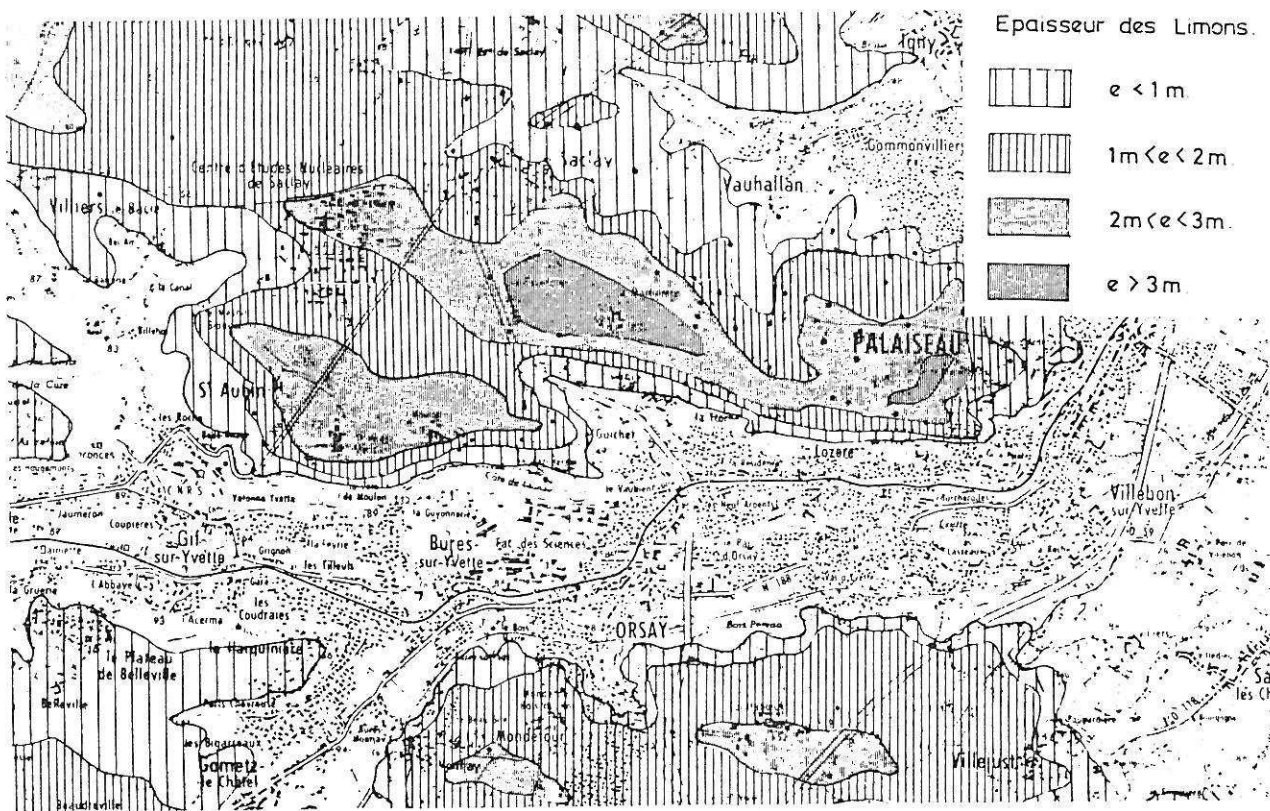


Fig. 10 ... Extrait de la Carte des épaisseurs des limons.
Document original au 1/50.000

De nombreux facteurs démographiques, sociaux, économiques, techniques (autres que environnementaux) entrant dans les processus de décision, il importe de ne pas formaliser à outrance une démarche jusqu'à définir toute une gamme d'usages du sol inévitablement remis en cause par la prise en compte des facteurs précédemment cités. La protection des milieux naturels ne peut s'envisager indépendamment des situations économiques, démographiques...

Nous avons ébauché une telle démarche lors d'une thèse récente à partir d'une approche inévitablement sectorielle (COJEAN, 1975), relative aux plateaux de Trappes - Palaiseau et aux vallées de la Bièvre et de l'Yvette. Un certain nombre de documents analytiques ont été élaborés : carte des pentes et des bassins versants, carte des limons des plateaux, carte du toit des Sables de Fontainebleau, carte des marnières, carte des grès, carte du toit des Argiles Vertes, carte de la nappe oligocène (Fig. 9, 10, 11 par exemple). Les problèmes géotechniques relatifs aux formations de versants ont été analysés à partir d'une typologie des versants (Fig. 12).

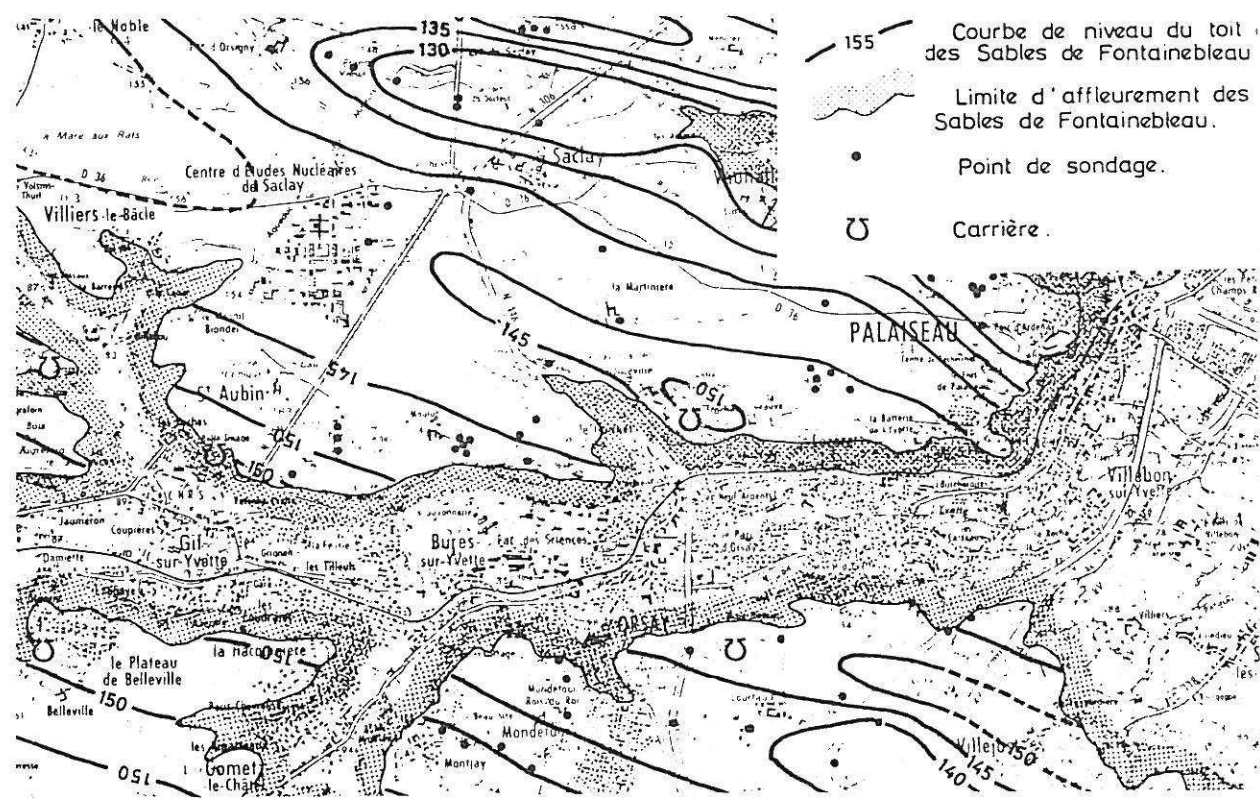


Fig. 11... Extrait de la Carte du toit des sables de Fontainebleau
Document original au 1/50.000

Fig. 12. — Problèmes géotechniques et Types de versants.

Type de Facteur géotechnique.	I			II			III			IV			V			VI			VII			VIII			
	Haut de versant.			Bas de versant.			Fond de Vallée			H	B	V	H	B	V	H	B	V	H	B	V				
Pente x6	5	1	15	2	15	15	2	15	15	2	15	15	2	15	15	2	15	15	2	15	15	2	15	15	
Formations surpérficielles	Epaisseur x2	1	2	0	2	0	0	1	5	5	0	5	2	0	5	5	0	5	5	0	5	5	0	5	5
	Lithologie x2	5	2	1	0	1	1	1	2	5	1	2	5	1	2	5	1	2	5	1	2	5	1	2	5
Formations sous- jacentes	Lithologie x2	5	5	1	1	1	1	1	1	2	1	2	5	1	2	5	1	2	5	1	2	5	1	2	5
	Nappe x3	2	2	0	0	0	0	0	0	5	0	5	15	0	5	15	0	5	15	0	5	15	0	5	15
Nappe de Form.Sup. (ou de fond de vallée) x3	2	5	0	5	0	0	0	2	5	0	5	15	0	5	15	0	5	15	0	5	15	0	5	15	
Ruissellement x1	1	2	0	2	2	2	5	5	0	0	2	0	0	2	0	0	2	0	0	2	0	0	2	0	
Aptitude aux travaux de Génie Civil.	T = 65 **	T = 47 ***	T = 94 *	T = 35 ***	T = 96 *	T = 101 *	T = 39 ***	T = 54 **	T = 94 *	T = 62 **	T = 114 *	T = 94 *	T = 74 **	T = 120 *											
Légende	15 Très défavorable. 5 Défavorable. 2 Indifférent. 1 Favorable. 0 Très favorable.			Coefficients multiplicateurs de pondération			Topographie : 6 Lithologie : 6=2+2+2 Hydrogéologie : 6=3+3 Ruissellement : 1			Aptitude aux travaux de Génie Civil			- (T > 80) A déconseiller - ** (50 < T < 80) Procédés spéciaux à mettre en œuvre. (ex: rabattement de nappe, fondations profondes sur pieux.) - *** (T < 50) Pas de problèmes en général.												

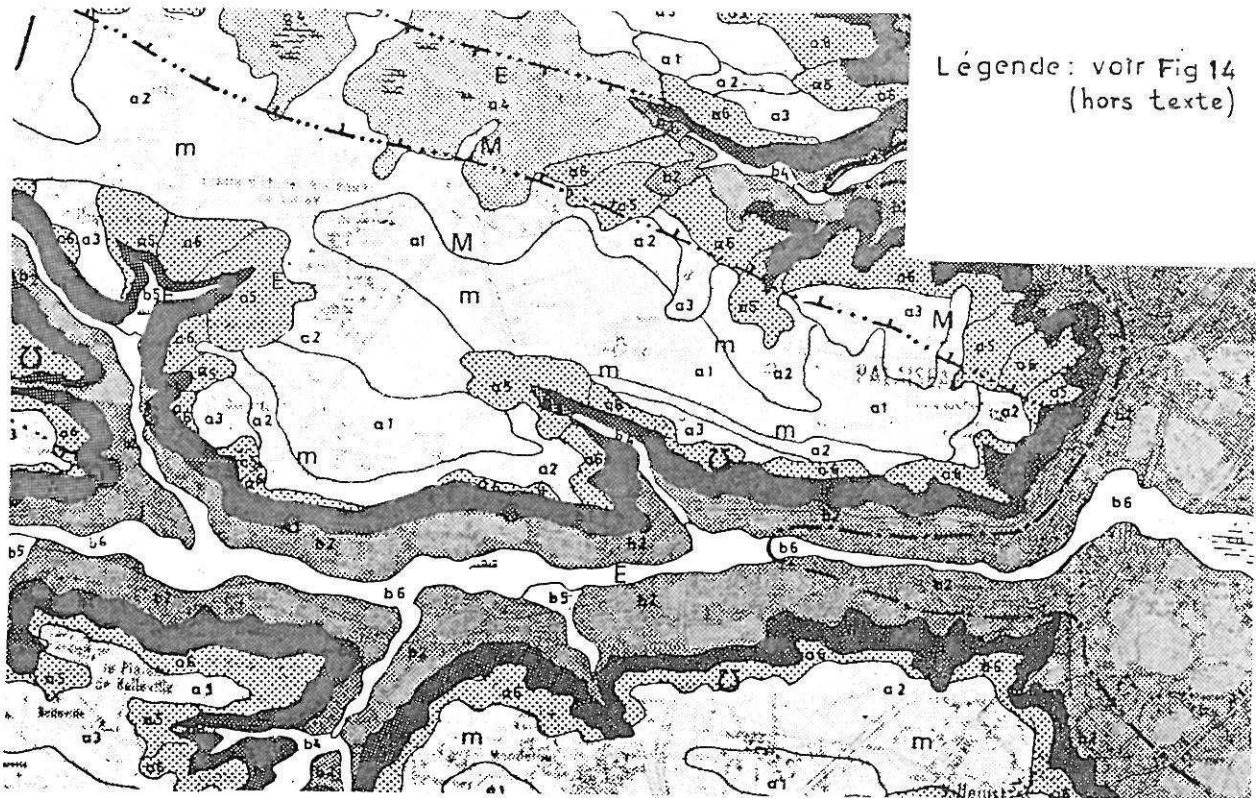


Fig. 13. — Extrait de la Carte de zonage pour l'aménagement.
Document original au 1/50.000

Ces documents de type descripteurs, et quelques données supplémentaires, nous ont permis d'établir une carte de zonage pour l'aménagement (Fig. 13 et 14). S'y trouve défini un ensemble de 12 zones-types homogènes selon divers critères : géomorphologiques, géologiques, géotechniques, hydrologiques et hydrogéologiques, occupation du sol et divers (agriculture, forêt, paysage, microclimat). Ces 12 zones types se répartissent en 6 zones de plateau (3 zones de lignes de crête, 1 zone basse, 2 zones de bordure de plateau) et 6 zones de versants et fonds de vallées (1 zone de versant en pente forte, 2 zones de versant en pente faible, 3 zones de fond de vallée). Un tableau (Fig. 14) donne les caractéristiques principales de chaque type de zone qui sont interprétées en termes de facteurs d'aménagement ou d'usage potentiel du sol : aptitude aux fondations, aptitude aux terrassements, au réemploi des matériaux, aptitude à l'urbanisation, aux loisirs, zones à protéger.

La conclusion de ce travail, comme des expériences plus récentes, nous conduisent à mettre l'accent sur 2 aspects essentiels :

1) La notion de planification écologique doit s'appliquer non seulement à des zones rurales, mais aussi aux zones moyennement urbanisées comme c'est le cas de la région étudiée. Dans ce cadre des banques de données environnementales doivent être élaborées. Il sera alors possible de répondre valablement aux dernières lois sur les études d'impact et la protection de la nature.

2) Seules des équipes pluridisciplinaires de spécialistes du milieu naturel peuvent aboutir à l'élaboration de documents fiables susceptibles d'être pris en compte dans les processus de décision. Ces équipes doivent intervenir le plus tôt possible en amont des études et travailler en liaison étroite avec les planificateurs, mais aussi les élus.

BIBLIOGRAPHIE

- ARNOULD M. 1969 - Aspects géologiques des problèmes d'urbanisme
Annales des P et C n°V - Sept. Oct. 1969 - pp 261 - 268.
- ARNOULD M. 1980 - Géologie de l'Ingénieur - Livre jubilaire de la
Soc. géol. de France 1830 - 1980. Mem. h. sér. Soc. géol. de
France 1980 - N° 10 - pp 405 - 413
- BERTRAND G. 1976 - Pour une histoire écologique de la France rurale
in Histoire de la France rurale. Tome 1 pp 34 - 113 Seuil Paris
- COJEAN R. 1975 - Contribution à une cartographie géotechnique pour
l'aménagement régional. Plateau de Trappes - Saclay - Vallées
de la Bièvre et de l'Yvette - Thèse Paris 142 p.
- FALQUE M. 1972 - Pour une planification écologique - L'irriguant n°59
Société du Canal de Provence - pp 4 - 21.
- FALQUE M. 1980 - La Provence littorale : un espace fragile et convoité
Contribution originale présentée en annexe de l'édition
française - Composer avec la nature de IAN L Mc HARG - Cahier
de l'IAURIF Vol. 58.59 - pp 161 - 183.
- GRISONNI J.C. - 1979 - Argiles à meulières et calcaire de Beauce en
Hurepoix Synthèse géologique - Rapport de Recherche LPC
n° 87 75 p.
- LAMARQUE J. 1973 - Droit de la protection de la nature et de l'environnement - LGDJ Paris 974 p. 1975 Supplément 132 p.
- LEGGET R.F 1973 - Cities and geology - Mc Grawhill - 624 p.
- LEOPOLD LUNA B. 1968 - Hydrology for urban land planning Geological
Survey - Circular 554 - USA 18 p.
- LYNCH K. 1971 - Site planning - MIT Press Cambridge 384 p.
- Mc HARG IAN L. 1969 - Design with nature - Philadelphie USA 198 p.
- PREVOT J. 1975 - Les meulières du Sud de la région parisienne - Thèse
Paris - 136 p.
- TRICART J. & 1973 - La géomorphologie dans les études intégrées d'aménagement du milieu naturel - Annales de géographie. t. LXXXII
n° 452 pp. 421 - 453
- UNESCO 1976 - Guide pour la préparation des cavités géotechniques
préparé par l'Association Internationale de Géologie de
l'Ingénieur - Paris, 26 p.

ZONES		CARACTERISTIQUES MOYENNES DES ZONES.				Aptitudes aux travaux de génie civil.	Aptitudes à différents types d'aménagement.		
		DESCRIPTION DES ZONES ET MORPHOLOGIE	LITHOLOGIE ET EPAISSEUR DES FORMATIONS SUPERFICIELLES ET PROCHES DE LA SURFACE	RUISSELLEMENT EAUX STAGNANTES HYDROGEOLOGIE	CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES (DES TERRAINS DE SURFACE)			OCCUPATION DES SOLS OBSERVATIONS DIVERSES	
P L A T E A U X B A S S E S	CRETES DE LIGNES	a1	- Zones de 300 à 1 500 m de large, de plusieurs km de long parcourues par une ligne de crête. - Formes convexes. - Pentes de 0 à 15 jamais supérieures à 25.	- Limon avec loess calcaire, épaisseur variable de 1 à 3 m. - Sables de Loire, épaisseur irrégulière. - Formation de Beauce. - Argiles à meulière à pourcentage rocheux augmentant avec la profondeur et Marnes de Trappes dont l'épaisseur peut dépasser 10 m au droit des réseaux du toit des Sables de Fontainebleau. - Sables de Fontainebleau, présence de grès en blocs ou dalle possible (cf. Carte de Zonage des Sables de Fontainebleau et Carte des Grès non traités).	- Ruissellement faible (sols peu perméables, pentes très faibles). - Nappe phréatique des limons, profondeur de l'eau supérieure à 1 m.	1) Les limons et sables. - Sols peu plastiques, peu perméables, compressibles. - Raques légères d'effondrement de structure en présence d'eau. - Raques importantes de tassement pour ouvrages en présence d'eau. - Etude géotechnique nécessaire pour ouvrages autres que maisons individuelles.	- Très bonnes terres de culture. - Nombreux bouquetons (renoués). - Nombreux groupes de marnes (mardellés). - Lignes d'horizon très lointaines. - Zones les plus exposées aux vents dominants. - Cites choisies dans le passé par plusieurs villages.	1) Les limons - Niveau de fondation pour ouvrages importants. - Perte de fouille tenant à la verticalité en saison sèche et en cas d'absence de nappe (saison, pente à 35°). - Réalisation de béton de propreté nécessaire en fond de fouille. - Niveau de drainage à prévoir pour ouvrages de type R + 2 et ouvrages plus lourds. - Pour ces ouvrages, niveau des Argiles à meulière généralement préférable.	- Zones constructibles généralement. - Violence des vents à prendre en compte dans les calculs de structures des bâtiments ou dans l'agencement des bâtiments entre eux (orientations des toits, etc.). - Zones à considérer préférentiellement pour le choix des zones rurales à protéger (surtout all.).
		a2	- Zones limitrophes des zones a1, les prolongeant ou les encadrant. - Pentes de 0 à 15 jamais supérieures à 5.	- Limon avec loess calcaire, épaisseur comprise entre 1 et 2 m. - En dessous, identique à a1.	- Ruissellement faible. - Nappe phréatique des limons, sols parfois engorgés en saison humide.	2) Les Sables de Loire, Argiles à meulière et Marnes de Trappes, voir ci-dessous.	- Bonnes terres de culture. - Nombreux groupes de marnes. - Sites choisis dans le passé par plusieurs villages.	Terrassements - Faciles en saison sèche, difficiles en saison humide. Réemploi - Possible comme matériau de remblai en saison sèche (teneur en eau minime).	- Esthétique, l'ensemble des constructions à considérer car zones visibles de très loin. - Zones à considérer préférentiellement pour le choix des zones rurales à protéger (surtout all.).
		a3	- Zones limitrophes des zones a1 et a2, les prolongeant ou les encadrant. - Pentes de 1 à 20 jamais supérieures à 5.	- Limon, épaisseur comprise entre 0 et 1 m, argileux et raillocheux. - En dessous, identique à a1.	- Ruissellement faible. - Sols souvent engorgés en saison humide.	1) Les limons et sables, caractéristiques mécaniques faibles, faible épaisseur. 2) Les Sables de Loire. - Sols peu plastiques. - Risques de tassements différenciels (épaisseur variable). 3) Les Argiles à meulière. - Sols souvent très plastiques, compressibles.	- Terres de culture de qualité moyenne. - Zones parfois occupées par des bois ou linéaires (pentes). - Zones où passent certaines lignes de drainage (incluant les eaux superficielles par les drains de culture des zones a1, a2, a3).	Fondations - Bon niveau, le fondation. Terrassements - Facile en toutes saisons. Réemploi - Très bon matériau de remblai quand ils ne sont pas trop argileux.	
		a4	- Zones basses des plateaux (vallées étroites, crevettes) se prolongeant souvent par 40, vers l'est. - Formes convexes. - Pentes de 0 à 15 au centre des zones, de 1 à 5 sur leur pourtour.	- Limon, épaisseur inférieure à 2 m. - En dessous, identique à a1, avec de fortes épaisseurs (10 m et plus) pour les Marnes de Trappes (les zones au sud et au droit de réseaux du toit des Sables de Fontainebleau).	- Très faible ruissellement. Eaux stagnantes au centre de ces zones. - Sols très souvent engorgés en toutes saisons.	1) Les Marnes de Trappes. - Caractéristiques mécaniques mauvaises. - Peut présenter des cavités ou artificielles (marnières) ou naturelles (de dissolution).	- Terres de culture de qualité moyenne. - Centres des zones souvent occupés par des étangs artificiels ou naturels, ou par des marécages. - Lignes d'horizon très proches.	Fondations - Niveau de propreté nécessaire en fond de fouille. - Fondations sur puits ou pieux courts recommandées pour éviter les tassements différentiels. - Pour les ouvrages importants, désolidariser les différentes parties de la structure. Terrassements - Nécessité de définir au niveau le pourcentage rocheux pour y adapter les moyens de terrassement. - Terrassements difficiles en saison humide. Réemploi - À déconseiller tel quel sauf si faible teneur en eau et avec de gros engins adaptés.	- Zones pouvant être aménagées en bases de loisir ou protégées en réserves naturelles quand existent des étangs ou marais, ruis., etc. - Zones pouvant convenir à la réalisation d'étangs réguliers.
		a5	- Zones de bordure des plateaux caractérisées par les têtes des rus entaillées (coteaux). - Formes convexes. - Pentes comprises entre 2 et 5%	- Limon, épaisseur inférieure à 1 m ou accumulé en colluvion avec des sables de Loire. - En dessous, identique à a1.	- Bon froulement des eaux de ruissellement (pente suffisante).	Fortes probabilités de trouver des carrières au droit des zones a1 (cf. Carte des Grès et Carte du toit des Sables de Fontainebleau).	- Zones parfois en culture, parfois boisées. - Zones avec de beaux points de vue sur les vallées.	Fondations - Niveau de propreté nécessaire en fond de fouille. - Fondations sur puits ou pieux courts recommandées pour éviter les tassements différentiels. - Pour les ouvrages importants, désolidariser les différentes parties de la structure. Terrassements - Nécessité de définir au niveau le pourcentage rocheux pour y adapter les moyens de terrassement. - Terrassements difficiles en saison humide. Réemploi - À déconseiller tel quel sauf si faible teneur en eau et avec de gros engins adaptés.	- Zones pouvant être aménagées en bases de loisir ou protégées en réserves naturelles quand existent des carrières de grès. - Bois à protéger et à entretenir (urbanisation paysannaise se développant de plus en plus à leur lisière).
		a6	- Zones de bordure de plateaux autres que les précédentes, incluant les convexités de sommets de versants. - Pentes comprises entre 2 et 10%.	- Limon le plus souvent inexistant. - En dessous, identique à a1.	- Bon froulement des eaux de ruissellement.	3) Les Sables de Fontainebleau. - Zones caractéristiques mécaniques, sol peu compressible.	- Zones boisées le plus souvent. - Nombreuses excavations de 3 à 20 m de diamètre et de 2 à 5 m de profondeur (anciennes exploitations de carrières).	Fondations - Bon niveau de fondation. Terrassements - Faciles en toute saison, sauf si grès présents (exploit. nécessaire). Réemploi - Bon matériau de remblai.	- Zones pouvant être aménagées en bases de loisir ou protégées en réserves naturelles quand existent des carrières de grès. - Bois à protéger et à entretenir (urbanisation paysannaise se développant de plus en plus à leur lisière).
V A L L E E D E F O N D S	VERSANTS EN PENTE FAIBLE	b1	- Parties des versants en pente forte, supérieure à 10 %, souvent même supérieure à 30 % et pouvant atteindre 50 % (versants de type V, VI, VII, VIII, voir p. 1).	- Colluvions sableuses et raillocheuses très peu épaisses (moins de 1m). - Sables de Fontainebleau.	- Très bon froulement des eaux. - Parfois ruissellement trop fort entraînant un renouement (couverture végétale) peu importante ou pratiquement inexistante. - Nappe des Sables de Fontainebleau profonde (rabotage par le versant).	Sables de Fontainebleau. - Identique à a1.	- Zones boisées. - Nombreux champs de grès. - Peu d'urbanisation dans les parties aval des vallées. - Imbrications sabbilières abandonnées, certaines occupées par des bétail sauvages. - Bon matériau de remblai.	Sables de Fontainebleau - Contructions à déconseiller en bit car pentes trop fortes. - Pour travaux de déblai (autoroutier) nécessaire de bien identifier la nappe oligocène et la nappe de versant. - Bon matériau de remblai.	- Zones où l'urbanisation doit être déconseillée (pentes trop fortes, bois).
		b2	- Parties des versants en pente douce, inférieure à 10 % (versants de type IV et bas des versants de type V, VI, VII, VIII, voir p. 1).	- Colluvions sablo-limoneuses de 2 à 4 m d'épaisseur, incluant les Argiles Vertes n'affleurant pas, l'argile de limons (jusqu'à 3 m d'épaisseur). - Colluvions argilo-sableuses, d'épaisseur très variable, de 1 à 1,5 m, lorsque les Argiles Vertes affleurent. - Présence possible de blocs ou dalles de grès dans ces colluvions.	- Bon froulement des eaux de ruissellement, sauf en certains zones marécageuses des versants. - Nappe des Sables de Fontainebleau à faible profondeur ou nappe de versant. - Sources au contact des zones b1 et b2 ou dans b1.	Colluvions b1. Caractéristiques mécaniques moyennes. Argiles Vertes de Romaniville. Caractéristiques mécaniques assez bonnes la formation non affectée de circulation d'eau.	- Cultures ou prairies dans les parties amont des vallées. - Sites utilisés dans le passé par de nombreux villages (lignes de sources). - Imbrications pavillonnaire ses parties aval des vallées se propageant vers l'amont. - Zones abritées des vents dominants. - Beaux points de vue sur les vallées.	Colluvions b2 - Peut convenir comme niveau de fondation. - Présence de blocs de grès à prévoir (pouvant entraîner de faux refus pour des gros bâtis). Sables de Fontainebleau - Identique à b1. Argiles Vertes de Romaniville - Peut être généralement comme niveau de fondation.	- Zones constructibles mais certains sites à protéger (enceintes blés ou bois).
		b3	- Versants et fonds de vallée pour lesquels l'enneigement est inférieur à 30 m (partie amont des cours d'eau). - Versants de type I, pente max 20 % exposés au Sud ou à l'Ouest. - Versants de type II, pente max. 10 %, exposés au Nord ou à l'Est.	- Colluvions sablo-limoneuses et raillocheuses plus limoneuses et plus épaisses sur les versants de type I (moins de 2 m). - En dessous, formation de Beauce et Sables de Fontainebleau.	- Bon froulement des eaux de ruissellement. - Cours d'eau temporaire en fond de vallée.	Colluvions b3 - b4. Matériau hétérogène, caractéristiques mécaniques assez bonnes.	- Versants de type II exposés au SE en culture (terres de qualité moyenne). - Versants de type I exposés au SW boisés. - Très beaux points de vue sur les vallées.	Colluvions b3 et b4 - Peut convenir comme niveau de fondation. Sables de Fontainebleau - Identique à b1.	- Beaux points de vue à protéger.
		b4	- Fonds de vallée pour lesquels l'enneigement est supérieur à 30 m et pour lesquels la nappe des Sables de Fontainebleau n'affleure pas. - Pentes inférieures à 5 %.	- Colluvions de bas de versants, sablo-limoneuses et raillocheuses, de 2 à 4 m d'épaisseur, parfois entaillées par le ruissellement. - En dessous, Sables de Fontainebleau.	- Bon froulement des eaux de ruissellement. - Cours d'eau temporaire le plus souvent. - Nappe des Sables de Fontainebleau à faible profondeur.	Sables de Fontainebleau. Identique à a1.	- Cultures ou bois		
		b5	- Fonds de vallée pour lesquels la nappe des Sables de Fontainebleau affleure, et pour lesquels les Argiles Vertes de Romaniville n'affleurent pas. - Zones planes, pentes inférieures à 2 % dans la direction du cours d'eau.	- Alluvions et colluvions argilo-sableuses et raillocheuses, d'épaisseur parfois supérieure à 5 m. - Niveaux tourbeux possibles. - En dessous, Sables de Fontainebleau.	- Ruissellement très faible, eaux stagnantes. - Nappe des Sables de Fontainebleau drainée par le cours d'eau.	Alluvions b5 - b6 - Sols souvent plastiques, compressibles, très altérés. - Caractéristiques mécaniques mauvaises. Sables de Fontainebleau - Sol souvent contaminé par de l'argile. Caractéristiques mécaniques moyennes.	- Zones souvent occupées par des marécages et des roselières. - Nombreux étangs artificiels.	Alluvions b5 et b6 - À déconseiller comme niveau de fondation. Sables de Fontainebleau - Niveau de fondation possible en b5. Formations sous-jacentes - Niveau des Argiles Vertes possible comme niveau de fondation. - Cavités de dissolution à prévoir dans les formations de l'éocène supérieur.	- Zones à vocation touristique quand l'urbanisation n'est pas pas trop dense. - Urbanisation à déconseiller, risques d'inondation.
		b6	- Fonds de vallée pour lesquels les Argiles Vertes de Romaniville affleurent. - Pentes inférieures à 1 % dans la direction d'écoulement du cours d'eau.	- Alluvions identiques à b5, passant vers l'aval à des alluvions argilo-sableuses (0 à 6 m) reposant sur des alluvions sablo-graveleuses (1 à 4 m). - En dessous, Marnes à Huîtres, Calcaire de Brès, Argiles Vertes de Romaniville, formations ludiniennes.	- Ruissellement faible s'amoindissant vers l'aval du fait d'un fond de vallée moins plat.	Formations sous-jacentes - Caractéristiques mécaniques mauvaises car formations affectées de nombreuses circulations d'eau.	- Marécages et roselières dans les parties amont de ces zones. - Ligne de peupliers, saules le long des cours d'eau. - Inondations possibles après les fortes orages dans les parties aval de ces zones. - Remblais de nombreux endroits.		

**INTERET ET DIFFICULTES DE L'ETUDE DES NAPPES PHREATIQUES EN MILIEU URBAIN
(exemple de la nappe alluviale à Paris)****INTEREST AND DIFFICULTIES OF STUDYING GROUND WATER TABLES IN URBAN AREA
(example of the alluvial ground water table in Paris)**

DEVEUGHELE Michel, COJEAN Roger, MARVY Jean, Ecole Nationale Supérieure des Mines, Centre de Géologie de l'Ingénieur, 60, Boulevard Saint Michel, 75272, Paris cedex 06, (France) et Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 28, rue des Saints Pères, Paris (7^e)

Résumé

De nombreux exemples témoignent de la nécessité qu'il y a à connaître et, si possible, à prévoir l'évolution de la nappe phréatique dans une grande agglomération. Dans ce but, la ville de Paris a réalisé en 1978 un réseau permanent de surveillance de la nappe alluviale. Elle en assure depuis le suivi mensuel, tant sur le plan piézométrique que chimique. L'analyse des relevés effectués au cours de deux années permet de tirer de premières conclusions à caractère général sur les caractéristiques de l'exploitation d'un tel réseau. Plus largement, on pose les conditions d'une bonne connaissance de la nappe phréatique dans un milieu urbain.

Abstract

A lot of examples show how necessary it is to know and, if possible, to forecast the evolution of the ground water table in big urban centers. This is why, in 1978, the city of Paris realized a permanent surveying network of the alluvial ground water table. Since then, monthly observations are made on the piezometric evolution as well as the chemical one. From the analysis of the results collected during two years, general conclusions can be already about the working of such a network. Furthermore, the conditions for a good knowledge of the ground water table in a urban environment can be given.

Introduction : nécessité de connaître l'évolution de la nappe phréatique à Paris

Depuis une dizaine d'années on a enregistré à Paris un nombre important de désordres dans des sous-sols d'immeubles et des ouvrages souterrains, généralement de construction récente, dus à des infiltrations d'eau (inondations, altération des métaux). Dans la plupart des cas, les recherches entreprises à la suite de ces désordres ont montré que les infiltrations devaient être mises en relation avec une remontée très récente de la nappe phréatique. Celle-ci peut atteindre par endroit plusieurs mètres et amener le niveau des hautes eaux de la nappe à une cote que les reconnaissances préalables à la réalisation des ouvrages intéressés ne pouvaient prévoir.

Plusieurs études ont porté récemment sur l'évolution du niveau de la nappe phréatique. Dans le détail, le régime de la nappe est complexe. La structure hydrogéologique du sous-sol de la ville de Paris est en effet très compliquée, à la fois du fait de la diversité des caractéristiques hydrodynamiques des formations qui, selon les lieux, portent la nappe phréatique (fig. 1 et 2), et de celui de la multiplicité des facteurs naturels et artificiels qui déterminent son bilan et influencent son écoulement. Les premières études hydrogéologiques à Paris remontent au 17^e siècle mais c'est depuis 1854, date à laquelle Delesse a dressé la première carte hydrogéologique du département de la Seine, que l'on peut suivre l'évolution des nappes. A cette époque la Seine drainait la nappe. Depuis, le niveau piézométrique s'est régulièrement abaissé du fait de l'urbanisation et de

l'industrialisation jusque dans les années 1960 où il atteignait une cote inférieure à celle de la Seine qui a de ce fait plutôt tendance actuellement à alimenter la nappe. Après une période de stabilisation relative de ce niveau piézométrique on assiste depuis le début des années 1970 à une remontée apparemment assez générale du niveau de la nappe phréatique dans Paris. Les explications invoquées pour expliquer ce phénomène sont la diminution régulière des prélèvements industriels et de climatisation d'eau de la nappe ainsi que la fin de grands chantiers ayant nécessité la réalisation de rabattements de nappe (métro régional, grands parkings souterrains...). Diffre (1979) a calculé que dans le centre de Paris, en rive droite, les prélèvements entre 1971 et 1979 sont passés de 7.10^6 m^3 à 4.10^6 m^3 , entraînant une remontée du niveau piézométrique dont l'amplitude dépasse dans certains quartiers 5 m. On conçoit que certains concepteurs n'aient pu prévoir une variation d'une telle ampleur à une époque où la nappe se trouvait à un niveau assez bas.

Il est un fait que tout ouvrage de génie civil, pour lequel des facteurs variables dans le temps interviennent dans l'analyse de sa stabilité, pose le problème délicat de la définition du niveau maximum de ce facteur contre lequel on veut se prémunir. Dans les projets de fondation sous nappe, le niveau piézométrique constitue ainsi un élément déterminant dans le choix du nombre de sous-sols envisageables pour une superstructure donnée, dans la définition du type de fondation, avec en particulier radier étanche (problèmes de sous-pressions) ou radier drainant (problèmes d'exhaure), dans la hauteur de cuvelage étanche à réaliser.

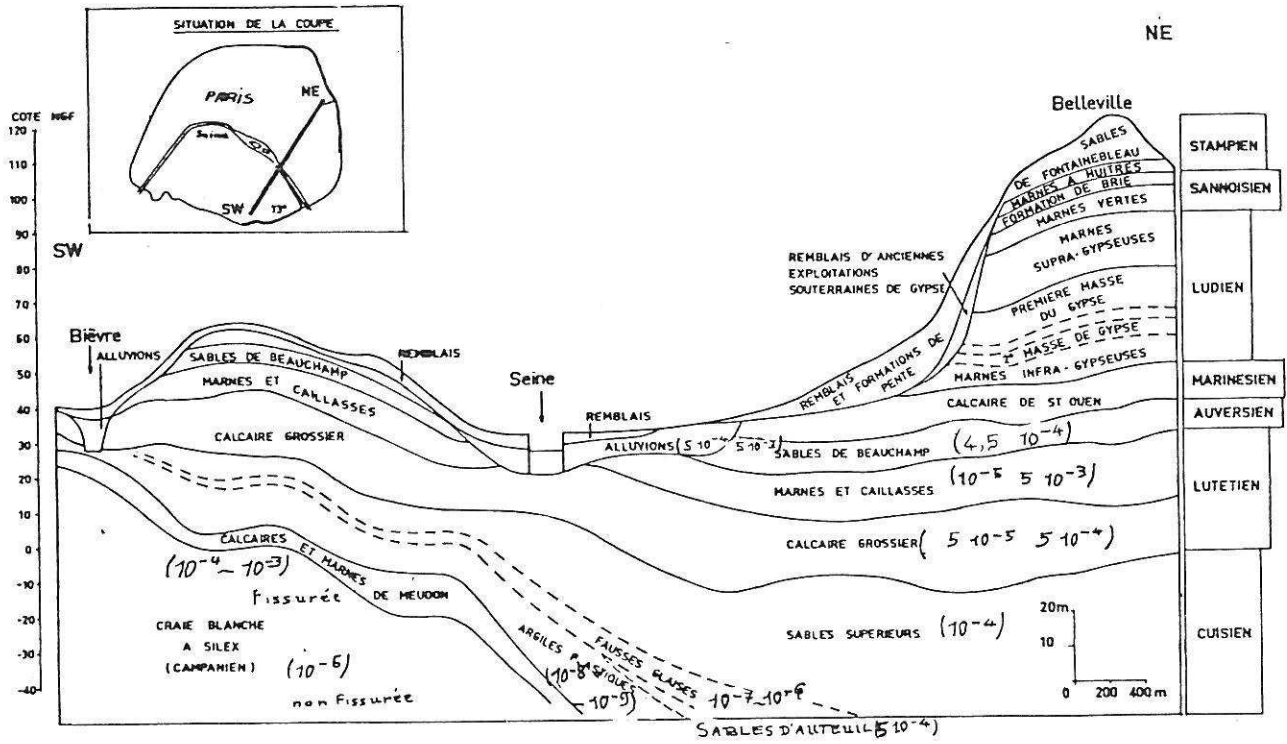


Fig. 1 : Coupe géologique schématique
 Entre parenthèse : ordre de grandeur des coefficients de perméabilité (en m/s).

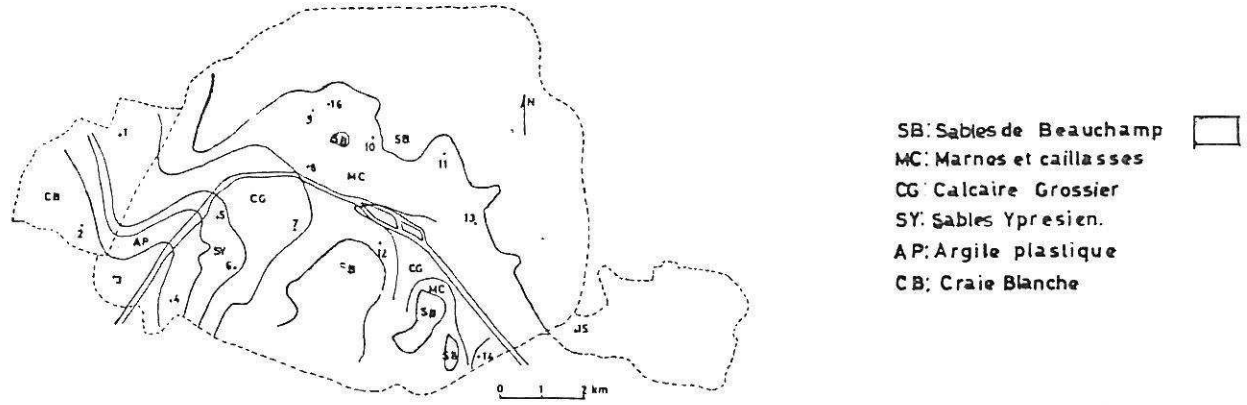


Fig. 2 : Formations situées sur les alluvions ou sur les remblais.

Le niveau piézométrique maximum à retenir ne peut être défini qu'en fonction d'une certaine loi d'évolution dans le temps, qui ne sera vraiment connue que s'il existe une instrumentation du site et un suivi des mesures.

Le réseau piézométrique de l'inspection générale des carrières de la ville de Paris

Les éléments ayant permis de retracer l'évolution globale de la nappe au cours du dernier siècle sont très dispersés et de nature très variée (suivi de pompages, exploitation de piézomètres temporaires établis à l'occasion de diverses reconnaissances de sites, etc.). Aussi l'Inspection Générale des Carrières de la ville de Paris, qui a vocation d'instruire les demandes de permis de construire sur une surface

importante de la commune, a-t-elle procédé à la mise en place d'un réseau permanent de 16 piézomètres. Le but de celui-ci est une étude plus systématique et la surveillance de l'évolution de la nappe phréatique dans la plaine alluviale à Paris. Les relevés ont débuté à la fin de l'année 1978 et ont été effectués selon un rythme mensuel (niveau d'eau, température, analyse chimique de l'eau). Les premières conclusions développées ci-après portent sur une étude des résultats acquis en juillet 1980.

La plupart des piézomètres du réseau sont implantés dans la nappe des alluvions (fig. 2). Celles-ci occupent au cœur de Paris une zone comprise entre 2 "falaises" masquées par des formations superficielles et dues à l'enfoncement de la Seine à travers les niveaux durs du Lutétien. Ces alluvions reposent sur un substratum diversifié. On

y identifie d'anciens bras de la Seine (paléothalwegs würmiens).

En fonction de la localisation et de leur environnement géologique, les piézomètres peuvent être classés en 4 groupes :

– groupe B: piézomètres implantés dans des zones non urbanisées (bois de Boulogne à l'Ouest et de Vincennes à l'Est); aux piézomètres 2 et 15 les alluvions reposent sur la craie et forment avec celle-ci un aquifère unique; au piézomètre 1 les alluvions reposent sur les calcaires aquifères du Lutétien;

– groupe CS: piézomètres mesurant le niveau d'une nappe contenue dans les alluvions et la craie (3) ou les alluvions et les sables yprésiens en contact latéralement avec la craie (5 et 6); au piézomètre 4 les alluvions reposent directement sur un niveau argileux imperméable;

– groupe LD: piézomètres situés en rive droite de la Seine dans une zone où les alluvions sont en contact direct avec les niveaux aquifères du Lutétien – Marnes et Caillasses; Calcaire Grossier – (piézomètres 8, 9, 10, 11, 13, 16);

– groupe LG: piézomètres situés en rive gauche de la Seine dans le même type de contexte géologique que pour le groupe précédent (piézomètres 7, 12, 14).

Analyse des relevés – premières conclusions

Une analyse des relevés sur 20 mois permet de tirer de premières conclusions sur l'évolution du niveau piézométrique et le chimisme de la nappe.

Etude de niveaux piézométriques

La fig. 4 donne pour chaque piézomètre l'évolution du niveau piézométrique au cours de la période allant de novembre 1978 à juillet 1980. Sur la carte de la fig. 3 on a porté pour chaque piézomètre le niveau moyen au cours de cette période, les courbes hydroisohypses représentant un état moyen de la surface piézométrique tel qu'il a été établi par une synthèse effectuée en 1965 (Driffre). Au vu de ces données, on peut tenter d'analyser

l'influence d'un certain nombre de phénomènes sur l'état piézométrique de la nappe phréatique.

Influence du niveau de la Seine

Les relations entre la Seine et la nappe sont attestées par la corrélation assez nette existant entre l'évolution du niveau d'eau dans certains piézomètres (1, 2, 3, 5, 6, 8, 12, 13, 14, 15) et les fluctuations de celui de la Seine. Celles-ci ne se font cependant plus guère sentir lorsque la "distance" à la Seine – ou, plus précisément, la longueur de la ligne de courant principale reliant vraisemblablement la Seine au piézomètre – est supérieure à 1000 m (cf. fig. 5). Le déphasage entre les crues hivernales de la Seine et les hautes eaux de la nappe varie de 0 à 2 mois pour les piézomètres influencés (cf. fig. 6). La fréquence des relevés – un par mois – ne permet toutefois pas d'aborder ce sujet avec une grande précision. Un suivi plus rigoureux à l'aide de limnigraphes de 2 piézomètres notés A et B sur la fig. 2, et situé respectivement à 70 m et à 340 m de la Seine, montre (fig. 7) une manifestation très rapide de la crue (quelques jours) au piézomètre A et un décalage de 1 à 2 semaines au piézomètre B (Heugas, 1977). Le sens de l'écoulement de la nappe est permanent au droit des piézomètres 2, 3, 5, 8, 13 (en provenance de la Seine), 14, 15 (vers la Seine). Au droit des piézomètres 1, 6, 7, 12, on observe en fonction de la saison une inversion de l'écoulement traduisant une alimentation de la nappe phréatique par infiltration (dômes piézométriques du bois de Boulogne et de Montrouge-Malakoff).

Autres facteurs influençant la nappe

Certains piézomètres (4, 11, 16 notamment) présentent des variations anormales qui ne peuvent être mises en relation avec des phénomènes naturels. Leurs causes sont probablement dues à l'activité humaine; il s'agit principalement :

- de l'exploitation de la nappe (pompages, réinjections),
- des travaux et des perturbations temporaires qu'ils provoquent,

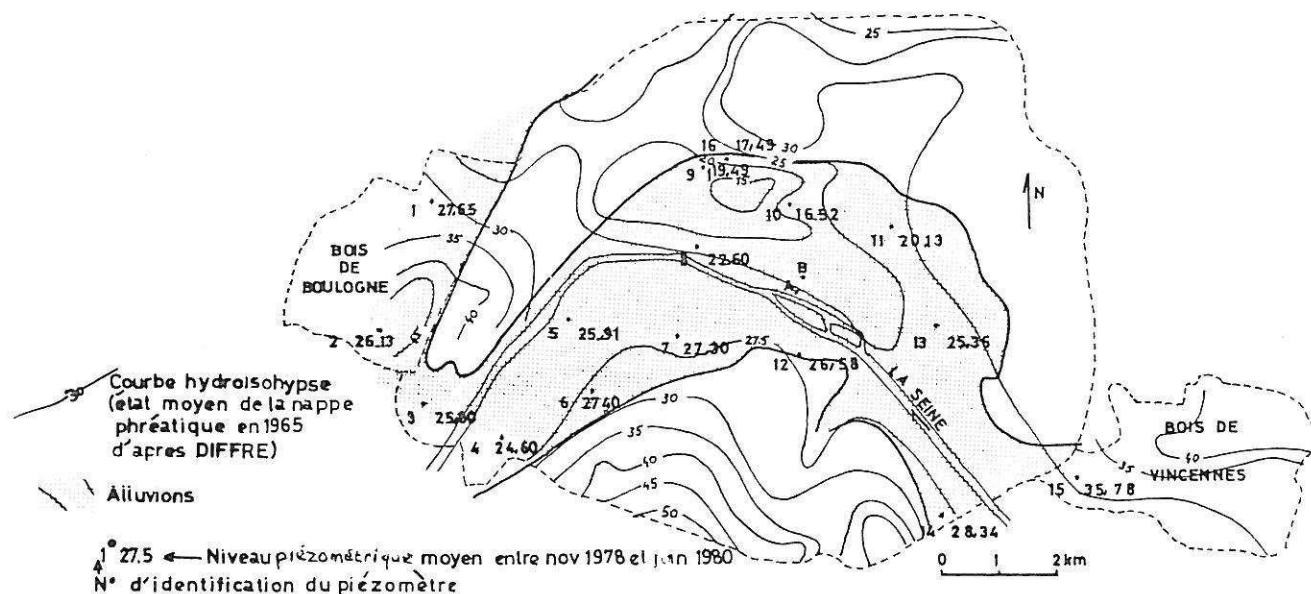


Fig. 3 : Surface piézométrique de la nappe phréatique.

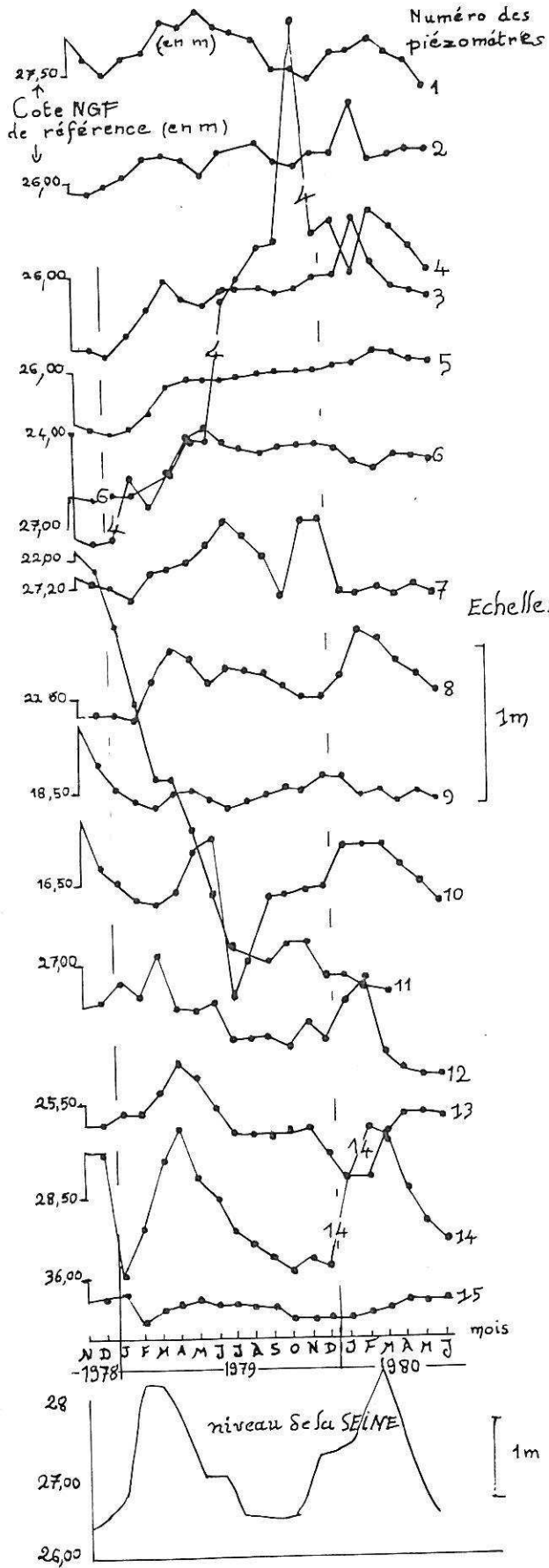


Fig. 4 : Variation des niveaux piézométriques :

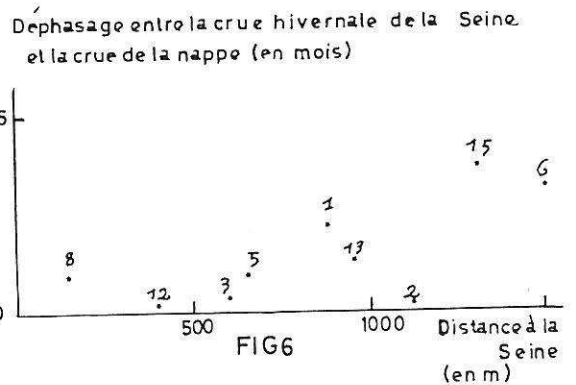
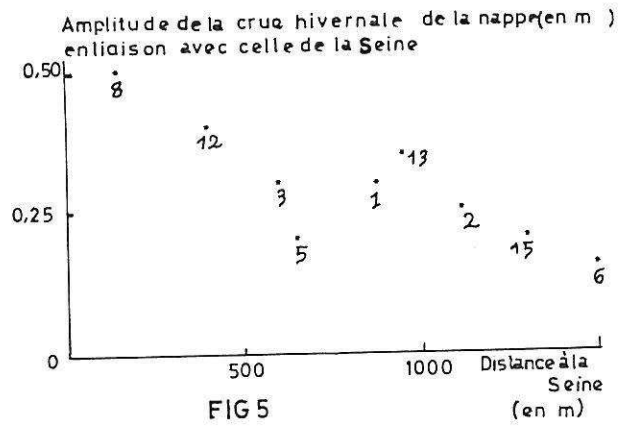


Fig. 5 et 6 : Influence de la Seine (n° d'identification du piézomètre).

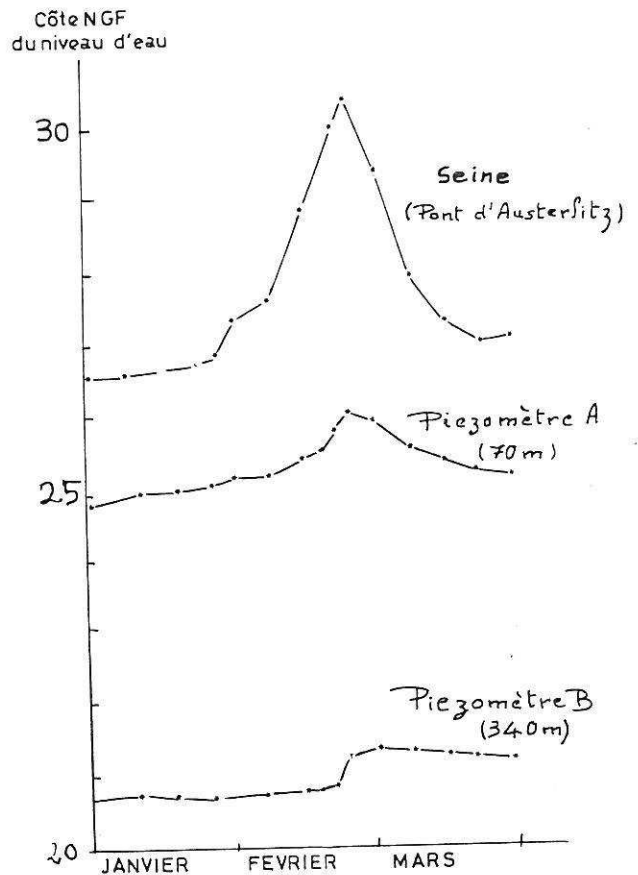


Fig. 7 : Influence de la crue de la Seine sur le niveau de la nappe au cours de l'hiver 1977.

- de l'occupation du sous-sol qui en modifie d'une façon permanente les caractéristiques hydrodynamiques (barrages souterrains, drains. . .),
- des pertes des divers réseaux de distribution ou de collecte d'eau.

Ces facteurs sont responsables à la fois de l'évolution à moyen et long termes de la nappe mais aussi d'anomalies plus limitées dans le temps, voire périodiques (arrêt pendant le mois de vacances d'été d'un certain nombre de pompes industrielles).

La cause majeure de l'évolution à long terme du niveau de la nappe présentée au premier paragraphe semble bien être l'arrêt d'un certain nombre de pompes, soit industriels ou de climatisation (désindustrialisation de la ville de Paris) soit de rabattement de nappe pour de grands travaux. Il n'existe malheureusement pas d'inventaire exhaustif de ces pompes malgré un certain nombre d'obligations légales de déclaration. Nous avons néanmoins pu réaliser une cartographie assez précise des prélèvements effectués au voisinage de chacun des piézomètres du réseau.

En ce qui concerne l'évolution du niveau moyen de la nappe, une période de 20 mois ne permet certainement pas de dégager avec certitude une tendance absolue. Certaines observations peuvent toutefois être faites. D'une manière générale :

- remontée progressive du niveau moyen de 15 à 40 cm en un an et demi pour la nappe des alluvions sur la craie ou les sables yprésiens ;
- abaissement du niveau moyen de 15 à 50 cm au cours de la même période pour la nappe des alluvions sur le Lutétien, en contradiction avec la tendance identifiée les années précédentes.

Par rapport à ces données générales certains piézomètres présentent des variations anormales importantes (4, 11, 16). Celles-ci peuvent être associées à d'importants pompes situés à proximité de ces piézomètres. Au piézomètre 4 par exemple, on observe une remontée spectaculaire du niveau piézométrique suite à l'arrêt d'importants pompes lors du déménagement d'un établissement industriel (usines automobiles Citroën).

L'influence des autres facteurs artificiels est difficile à apprécier. On pourra toutefois noter que la différence de comportement entre les piézomètres 9 et 16, pourtant voisins, est vraisemblablement due à d'importants ouvrages souterrains situés à proximité (ligne et station du métro régional ; parkings souterrains) et cloisonnant l'aquifère.

Etude des analyses chimiques

Sur le plan hydrochimique le dépouillement des analyses mensuelles d'eau fait apparaître pour l'ensemble des piézomètres une certaine homogénéité, au moins à petite échelle, des caractéristiques chimiques de la nappe et au niveau de chaque piézomètre une stabilité de celles-ci dans le temps. Le tableau de la fig. 8 donne les valeurs moyennes de quelques uns des paramètres mesurés. D'une manière générale les eaux de la nappe sont calciques, sulfatées et hydrogénéocarbonatées sauf au niveau des piézomètres du groupe B (1, 12, 15) où les teneurs en sulfates sont plus faibles.

Une étude de détail permet de mettre en évidence une

stratification de la nappe dont les eaux sont plus fortement minéralisées dans les zones où elle baigne la partie supérieure du Lutétien (les Marnes et Caillasses) que dans celles où son aquifère concerne les formations antelutésiennes (fig. 9). Cette forte minéralisation des eaux de la nappe du Lutétien est accentuée au Centre de Paris en rive droite de la Seine, à proximité des pompes importantes de cette zone. Les teneurs en sulfates sont très variables. Elles sont particulièrement importantes dans la nappe des Marnes et Caillasses qui contiennent du gypse et sont favorisées par le renouvellement des eaux dû aux pompes. Il s'agit là d'un point important. On a en effet évalué à près de 400 tonnes la quantité de gypse ainsi prélevée annuellement dans le sous-sol du centre de Paris en rive droite. Même si ce chiffre n'est que très approximatif, on conçoit l'importance des réaménagements que ce sous-sol doit subir.

Conclusions

Nous tirerons de cette première expérience des conclusions de portée générale à la fois au niveau des perspectives d'utilisation des données fournies par un tel réseau pour une bonne conception des projets et à celui des conditions nécessaires à une bonne exploitation de ces données.

Le suivi intensif sur 20 mois du réseau a permis d'obtenir un certain nombre d'indications sur les conditions d'alimentation et de drainage de la nappe et de son évolution à court et moyen termes en fonction de facteurs externes. On peut donc penser qu'un tel réseau permettra de suivre l'évolution globale de la nappe.

On peut espérer, de façon plus précise, relier l'évolution du niveau piézométrique aux différents facteurs le contrôlant. A proximité immédiate de la Seine il serait ainsi souhaitable de définir le niveau maximum correspondant à la crue centennale par exemple et de prévoir ce que deviendra ce niveau maximum en fonction de l'aménagement du bassin versant amont.

D'une façon générale, il est souhaitable d'aboutir à une meilleure "gestion de l'espace souterrain" sous l'aspect hydrogéologique en particulier, pouvant conduire, dans un avenir sans doute encore lointain, à une réglementation de nature contractuelle.

Sur le plan des projets particuliers, les données historiques fournies par les piézomètres du réseau devraient permettre un calage indispensable des données très localisées dans le temps et dans l'espace obtenues lors des reconnaissances. En revanche, étant donné l'influence prépondérante des conditions locales sur le régime des piézomètres, on ne peut prétendre à une connaissance de l'état précis de la nappe en tout point. Une multiplication raisonnable du nombre de piézomètres du réseau ne permettrait d'ailleurs sans doute pas une telle connaissance.

La conclusion essentielle qui ressort de l'analyse réalisée est qu'un réseau piézométrique d'étude et de surveillance de la nappe phréatique ne peut être valablement exploité que dans un contexte fournissant une connaissance précise, actualisée et centralisée du milieu souterrain (ouvrages souterrains véhiculant ou non des fluides ; prélèvements et réinjection ; réseaux piézométriques temporaires ; . . .). Il pourra alors remplir le rôle d'indicateur de tendance d'évolution qui semble devoir être sa fonction privilégiée.

Piézomètre	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
ρ	1237	1343	748	782	791	648	848	579	720	451	554	504	660	569	1231	1185
TH	48,9	43,9	85,8	74,8	73,3	103,8	808	131,3	89,6	151,1	132,5	114,8	87,0	106,4	44,3	152,7
TAC	280	27,3	12,1	24,0	24,4	24,7	21,9	36,1	29,4	26,0	33,4	23,8	28,8	32,2	30,7	60,7
Ca ⁺⁺	9,08	7,85	16,65	13,78	13,42	13,16	14,86	24,56	13,28	23,56	23,16	17,72	15,44	19,02	7,13	7,74
Mg	0,65	0,89	0,50	1,18	0,89	1,12	1,33	2,11	3,94	6,67	3,93	4,47	1,92	2,88	1,72	2,51
Cations	10,45	9,32	18,16	17,06	16,33	23,66	17,61	28,15	18,85	33,22	30,4	26,51	20,18	24,83	9,44	11,67
HCO ₃ ⁻	5,61	5,47	4,91	4,81	4,87	4,93	4,37	7,22	5,88	5,26	6,60	4,77	5,76	5,68	5,98	4,48
SO ₄ ⁻	3,48	2,67	13,84	9,65	0,56	14,99	11,07	18,11	11,02	22,06	19,60	15,69	10,64	14,6	2,34	6,10

Légende:

- * ρ : résistivité en Ωm
- *TH: titre hydrotimétrique (en degrés français)
- *TAC: titre alcalimétrique complet (en degrés français)
- *Ca⁺⁺, Mg⁺⁺, Cations, HCO₃⁻, SO₄⁻: teneur en mg/l

Fig. 8: Valeurs moyennes de quelques caractéristiques physico-chimiques de l'eau de la nappe phréatique.

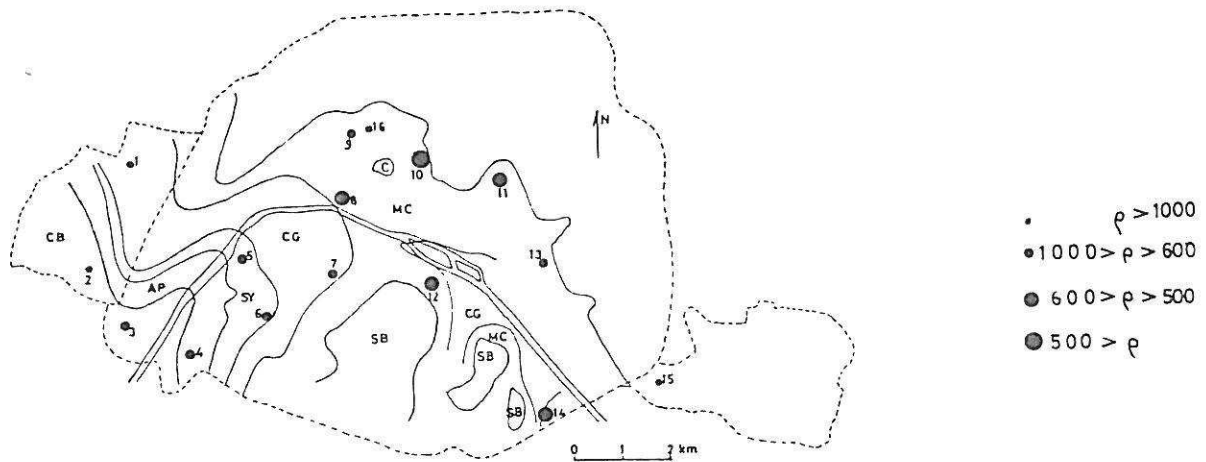
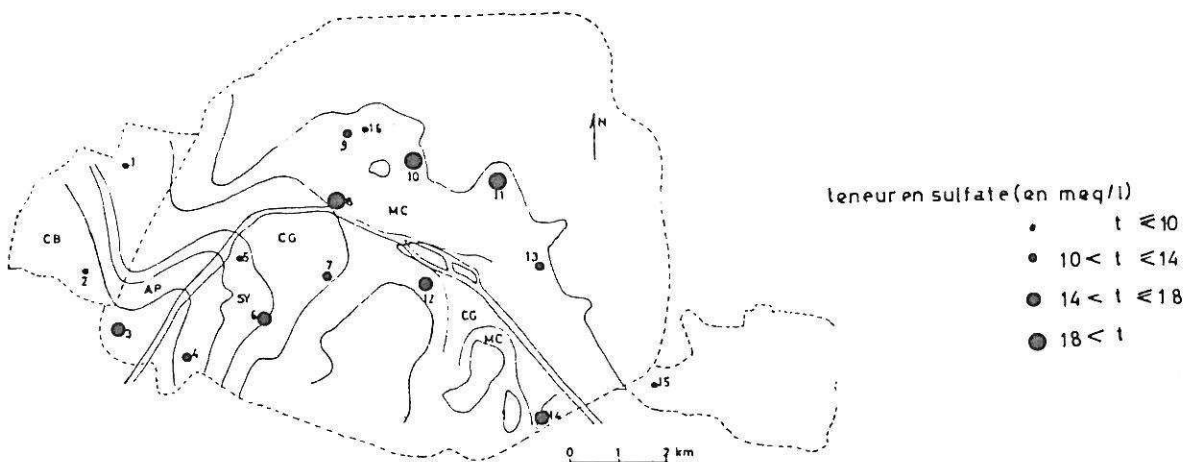
Fig. 9a: Résistivité moyenne de l'eau de la nappe phréatique: ρ en Ωm .

Fig. 9b: Teneur moyenne en sulfate de l'eau de la nappe phréatique:

Bibliographie

- ARNOULD M., BROQUET J.F., DEVEUGHELE M., USSEGLIO-POLATERA J.M., (1979) : Cartographie géotechnique de la ville de Paris (13^e, 19^e et 20^e arrondissements). Bull. de l'Ass. Intern. de Géol. de l'Ing. n° 19, p. 109-115, Krefeld 1979.
- DELAFON J. (1981) : Etude de la nappe phréatique à Paris. Mémoire de Travail d'Option à l'Ecole des Mines de Paris, inédit.
- DIFFRE Ph. (1969) : Hydrogéologie de Paris et de sa banlieue. Thèse de Doct. de 3^e Cycle, Université de Paris, 345 p.

- DIFFRE Ph. (1979) Désordre dûs à une remontée du niveau des nappes peu profondes sous Paris. C.R. du colloque national "Connaître le sous sol, un atout pour l'aménagement urbain", Lyon 1979, tome 1, p. 593-598.
- HEUGAS O. (1977) : Etude de l'installation d'un réseau piézométrique dans la ville de Paris. Mémoire de Travail de Fin d'Etudes à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées ; 107 p., inédit.
- MEGNIEN Cl. (1979) : Hydrogéologie du Centre du Bassin de Paris. Mémoire du Bureau de Recherches Géologiques et Minières, n° 98, 456 p.

NOTICE EXPLICATIVE DE LA FEUILLE

HERISSON A 1/50 000

par

M.TURLAND, A.M. HOTTIN, R. COJEAN, J.L. DUCREUX,
N. DEBÉGLIA, D. d'ARCY, V. MATHIS,
J.P. CARROUÉ, M. PIBOULE.

1990

ÉDITIONS DU BRGM — BP 6009 — 45060 ORLÉANS CEDEX 2 — FRANCE

Les recommandations pour faire référence à ce document
se trouvent en page 2 de la notice.

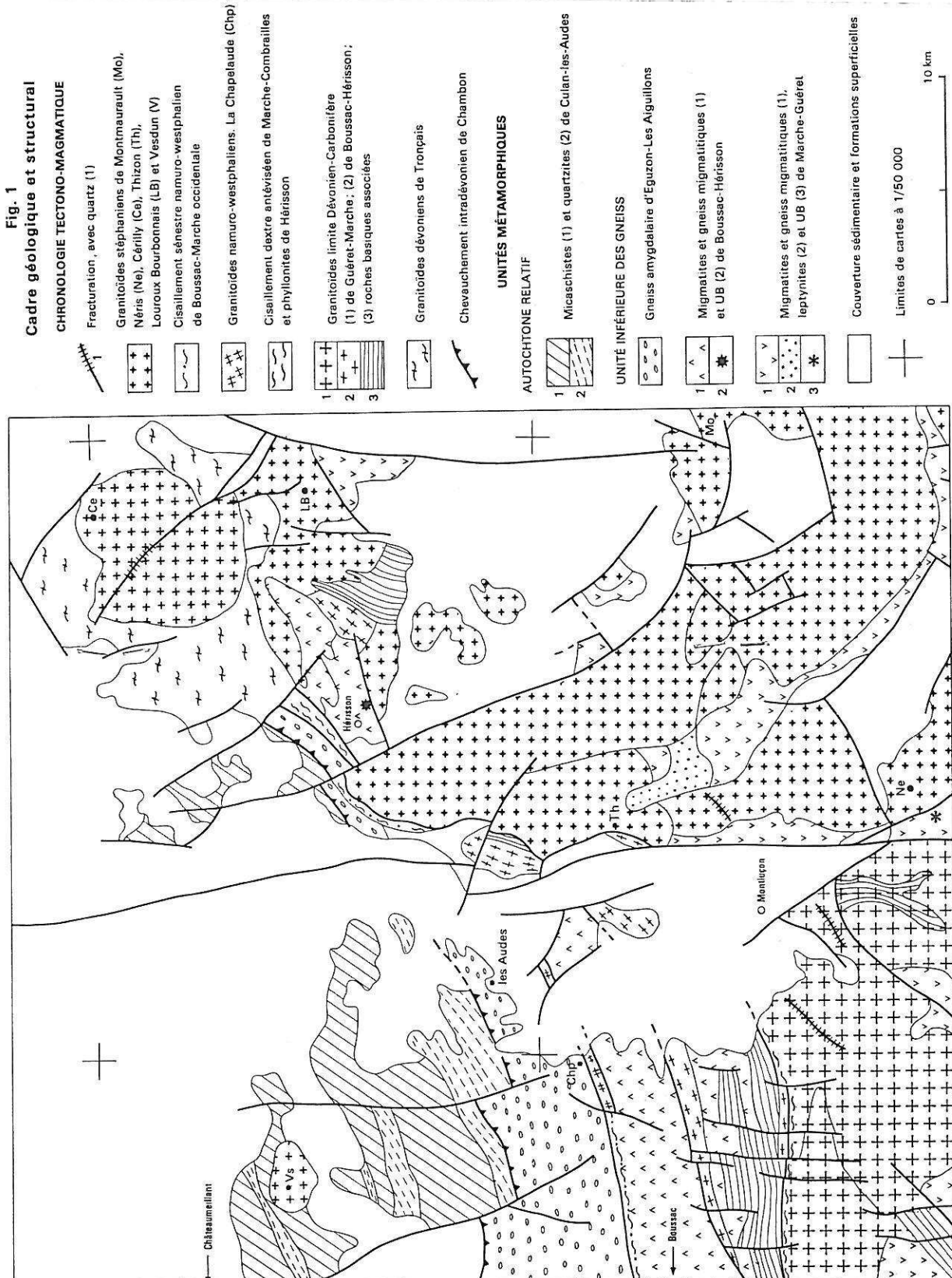
SOMMAIRE

	Pages
INTRODUCTION	5
APERÇU GÉOGRAPHIQUE ET GÉOLOGIQUE	5
HISTOIRE GÉOLOGIQUE	6
DESCRIPTION DES TERRAINS	8
ROCHES MÉTAMORPHIQUES	8
GRANITES ET GRANITOÏDES	15
ROCHES MÉCANIQUEMENT DÉFORMÉES	41
ROCHES FILONIENNES OU ACCIDENTELLES	44
PALÉOZOÏQUE	48
MÉSOZOÏQUE	59
CÉNOZOÏQUE	66
DONNÉES GRAVIMÉTRIQUES ET MAGNÉTIQUES	89
RESSOURCES DU SOUS-SOL	102
HYDROGÉOLOGIE	102
MATÉRIAUX DE CARRIÈRES	106
ARCHÉOLOGIE ET HISTOIRE	109
DOCUMENTATION COMPLÉMENTAIRE	110
SITES CLASSIQUES ET ITINÉRAIRES	110
BIBLIOGRAPHIE	110
ÉTUDES DE LABORATOIRES	117
DOCUMENTS ET COLLECTIONS CONSULTABLES	118
AUTEURS	118

Références bibliographiques. Toute référence en bibliographie au présent document doit être faite de façon suivante :

- pour la carte : TURLAND M., COJEAN R., BRULHET J., MORICE E., GROLIER J., LACOUR A. (1989) — Carte géol. France (1/50 000), feuille Hérisson (596) — Orléans : Bureau de recherches géologiques et minières. Notice explicative par TURLAND M., HOTTIN A.M., COJEAN R., DUCREUX J.L., DEBÉGLIA N., d'ARCY D., MATHIS V., CARROUÉ J.P., PIBOULE M. (1990), 118 p.
- pour la notice : TURLAND M., HOTTIN A.M., COJEAN R., DUCREUX J.L., DEBÉGLIA N., d'ARCY D., MATHIS V., CARROUÉ J.P., PIBOULE M. (1990). Notice explicative, Carte géol. France (1/50 000), feuille Hérisson (596). Orléans : Bureau de recherches géologiques et minières, 118 p. Carte géologique par TURLAND M. *et al.* (1989).

© BRGM, 1990. Tous droits de traduction et de reproduction réservés. Aucun extrait de ce document ne peut être reproduit, sous quelque forme ou par quelque procédé que ce soit (machine électronique, mécanique, à photocopier, à enregistrer, ou tout autre) sans l'autorisation préalable de l'éditeur.



CARTE GÉOLOGIQUE DE LA FRANCE A 1/50 000

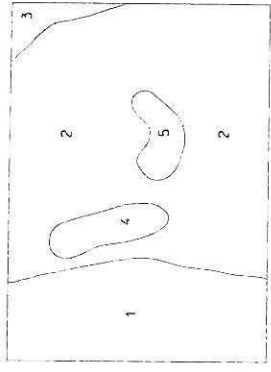
HÉRISON

La coordination des travaux a été assurée par **Michel Turland**, ingénieur géologue au Bureau de recherches géologiques et minières. Les explorations et les traces géologiques ont été effectués de 1978 à 1984 par :

- 1 **Roger Cojean**, chargé de recherches à l'École nationale supérieure des mines de Paris (Centre de géologie de l'ingénieur)
- 2 **Michel Turland**, avec la collaboration de **Bernard Michaëly**, géologue au B R G M, et la participation de **Jean-Marc Lulin**, **Catherine Kissel**, **Christian Boudal** et **Patrick Nébout**, étudiants stagiaires au B R G M
- 3 **Jacques Brulhet**, ingénieur géologue à la Compagnie générale des matières nucléaires (COGEMA) sous la direction de **Georges Deyrieux**, ingénieur géologue, chef de la mission Berry-Ouest Bourbonnais à la COGEMA
- 4 **Emile Morice**, ingénieur géologue à la COGEMA, sous la direction de **Georges Deyrieux**
- 5 **Jacques Groffier**, professeur, et **Alain Lacour**, maître assistant à l'université d'Orléans, en complément et coordination des rapports de stages d'étudiants dirigés par **Jacques Grojler** en 1971 et 1972.

Il a été tenu compte, lors de la réalisation de la carte, des observations de **Jean-Pierre Bassaget**, ingénieur géologue et **Christian Paris**, prospecteur géologue à la Compagnie française Mokta - **Jean-Louis Boutonné**, étudiant stagiaire à la Société nationale Elf Aquitaine, sous la direction de **Henri Solomiac**, ingénieur géologue - **Christian Castaing**, ingénieur géologue au B R G M. La pétrographie du socle a été étudiée par **Anne-Marie Hottin**, ingénieur géologue au B R G M, et les vestiges archéologiques par **Maurice Piboule**, correspondant de la Circonscription préhistorique d'Auvergne.

Cette feuille a été publiée en 1988



CENOZOIQUE

FORMATIONS SUPERFICIELLES - QUATÉNAIRE

Accumulations anthropiques:

Alluvions actuelles et subactuelles:

FC Colluvions des fonds de vallées mélangées aux alluvions (notation ponctuelle)

Fya - Alluvions indifférenciées de la basse terrasse
Fyb - nappe inférieure
Fya2 - nappe supérieure

Fx - Alluvions indifférenciées de la moyenne terrasse
Fxb - nappe inférieure
Fxa - nappe supérieure

Rfa, Rfa2, Rfb - Alluvions résiduelles attribuées à la moyenne terrasse

Fw - Alluvions de la haute terrasse
Rfw - Alluvions résiduelles attribuées à la haute terrasse

Epanchages fluviaux des plateaux
Fu - v - Dépôts indifférenciés des très hautes terrasses
Fv - nappe inférieure
R-Cry - Dépôt résiduel ou colluvion de la nappe inférieure
Fu - nappe supérieure
Rfu-y, Rfu, Rfy - Alluvions résiduelles des très hautes terrasses
1 - facies riches en graviers et galets

Remplissage des fonds de vallées: a caractère colluvial dominant

Colluvions indifférenciées

ROCHES METAMORPHIQUES (suite)

g^2 Gneiss amygdalaires

g_2^2 facies d'alteration des gneiss amygdalaires

Gneiss à deux micas

Gneiss à biotite

Amphibolites

Gneiss CM et leptinites λM plus ou moins migmatitiques

M Migmatites évoluées et anaxites (metaxites à diatexites granitoides)

λM facies d'alteration des migmatites et anaxites

GRANITES ET GRANITOÏDES

GRANITES ET GRANITOÏDES A STRUCTURE EN GÉNÉRAL ORIENTÉE

Monzonite et granodiorite à biotite

Diorite quartzique à biotite et hornblende

ELEMENTS STRUCTURAUX

(valeur des pendages et plongements exprimés en degrés)

Plis

40 Pl. déformant la foliation

Éléments planaires

Stratification

25 Pendage de la stratification

Ff Pendage faible

F Pendage fort

X Pendage de valeur moyenne ou inconnue

X Stratification verticale ou subverticale

X Stratification horizontale ou subhorizontale

Foliation

45 Pendage de la foliation

X Pendage de la foliation (valeur indéterminée)

X Foliation verticale ou subverticale

X Foliation horizontale ou subhorizontale

Plans de cisaillement

30 Pendage du plan de cisaillement

X Pendage du plan de cisaillement (valeur indéterminée)

FC Alluvions actuelles et subactuelles
 Fy Alluvions des fonds de vallées mélangées aux alluvions (notation ponctuelle)
 Fya Alluvions indifférenciées de la basse terrasse
 Fyb nappe inférieure
 Fyc nappe supérieure
 Fx Alluvions indifférenciées de la moyenne terrasse
 Fxb nappe inférieure
 Fxc nappe supérieure
 Rfx, Rfy, Rfz Alluvions résiduelles attribuées à la moyenne terrasse
 Fw Alluvions de la haute terrasse
 Rfw Alluvions résiduelles attribuées à la haute terrasse
 Epanagements fluviaux, des plateaux
 Fu-v Dépôts indifférenciés des très hautes terrasses
 Fv nappe inférieure
 R-CFv Dépôt résiduel ou colluvionne de la nappe inférieure
 Fu nappe supérieure
 Rfu-v, Rfu, Rfv Alluvions résiduelles des très hautes terrasses
 1 facies riches en graviers et galets
 Remplissage des fonds de vallées à caractère colluvial dominant
 CF
 C
 LF
 B
 B0
 R0
 Bs
 P
 A l'Est de la vallée du Cher
 Oligocène
 g2-3
 Eocène sensu lato
 e-g1
 e-g1C
 e-g1S
 A l'Ouest de la vallée du Cher
 Eocène et Oligocène indifférenciés
 e-g Terrains sablo-argileux
 1 facies argileux
 2 facies marneux
 3 facies calcaire
 plus ou moins gresseux avec ou sans silicification
 A l'Est de la vallée du Cher
 Argiles barroliques renouvant la crête

Gneiss à deux micas γ^2
 Gneiss à biotite γ^3
 Amphibolites δ
 Gneiss ζ M et leptynites λ M plus ou moins migmatitiques
 M Migmatites évoluées et anatectes (matérialisées à diatexites granitoïdes)
 λ M facies d'altération des migmatites et anatectes
 GRANITES ET GRANITOÏDES
 GRANITES ET GRANITOÏDES A STRUCTURE EN GÉNÉRAL ORIENTÉE
 Monzogranite et granodiorite à biotite
 Diorite quartzique à biotite et hornblende
 Granite leucocrate à gros grain, à biotite et sillimanite, souvent muscovite secondaire, blastomylonitique (granite de Troçais sensu stricto)
 Granite leucocrate à gros grain, à biotite muscovite et souvent silicates d'alumine (sillimanite cordierite) à structures planaires sporadiques
 Granite leucocrate à gros grain, à muscovite, biotite subordonnée et parfois cordierite, protomylonitique
 Cataclasite de monzogranite blastomylonitique
 GRANITES TARDIFS, PRÉSUMÉS INTRUSIFS, A STRUCTURE EN GÉNÉRAL NON ORIENTÉE
 Leucogranite à muscovite seule ou dominante
 Leucogranite et granite à deux micas, à grain moyen
 1 zones renfermant des passages de granite monzonitique parfois porphyroïde plus ou moins muscovite
 γ^2 - γ^3 facies argilise de γ^2 - γ^3
 Granite monzonitique à grain moyen, à biotite, sillimanite et muscovite secondaire
 Monzogranite, parfois à tendance leucogranite, à grain grossier, à biotite, souvent un peu de muscovite, parfois sillimanite et renfermant des septimus de roches métamorphiques (granite de Vitry)
 1 zones à muscovite bien représentée
 Granite monzonitique à grain grossier ou porphyroïde, à biotite abondante localement à tendance granodioritique
 η panneau d'origine enclavé (notation ponctuelle)
 Granite monzonitique à grain fin riche en biotite
 Granite monzonitique à grain moyen à fin, à biotite (gusements, résistants)
 Granite leucocrate à grain relativement grossier, à biotite chloritisée

Pli déformant la foliation
 Éléments planaires
 Stratification
 Pendage de la stratification
 Pendage faible } valeur indéterminée
 Pendage fort }
 Pendage de valeur moyenne ou inconnue
 Stratification verticale ou subverticale
 Stratification horizontale ou subhorizontale
 Foliation
 Pendage de la foliation
 Pendage de la foliation (valeur indéterminée)
 Foliation verticale ou subverticale
 Foliation horizontale ou subhorizontale
 Plans de cisaillement
 Pendage du plan de cisaillement
 Pendage du plan de cisaillement (valeur indéterminée)
 Plan de cisaillement vertical } sens de mouvement indéterminé
 Plan de cisaillement horizontal }
 Pendage du plan de cisaillement } jeu normal
 Pendage du plan de cisaillement } jeu inverse
 Linéations
 Linéation minérale d'étiement
 Linéation minérale d'étiement subhorizontale
 ÉLÉMENTS DE DATATION
 Téphrochronologie
 Présence de zircons volcaniques montdoriens
 Absence de zircons volcaniques montdoriens
 1 Contour géologique
 2 Passage progressif entre deux facies (sédimentaires, métamorphiques ou magmatiques), limite des formations résiduelles et des altérites
 3 Faille visible
 4 Faille masquée ou supposée
 Niche d'arrachement
 Sondage de reconnaissance
 Capture pour alimentation en eau potable (AEP)
 Numéro d'archivage au Service géologique national
 Nature et épaisseur des formations reconnues en sondages
 12 Formation affleurante reconnue, jusqu'à 12 m
 Épaisseur traversée dans les altérites de la formation affleurante
 Épaisseur totale de la formation affleurante
 1 identifie ou 2 caractérise par sa nature pétrographique
 (A argile, AS, argile sableuse, δ altérite de socle)
 3 avec mention de l'épaisseur traversée dans le substrat

Pli déformant la foliation
 Éléments planaires
 Stratification
 Pendage de la stratification
 Pendage faible } valeur indéterminée
 Pendage fort }
 Pendage de valeur moyenne ou inconnue
 Stratification verticale ou subverticale
 Stratification horizontale ou subhorizontale
 Foliation
 Pendage de la foliation
 Pendage de la foliation (valeur indéterminée)
 Foliation verticale ou subverticale
 Foliation horizontale ou subhorizontale
 Plans de cisaillement
 Pendage du plan de cisaillement
 Pendage du plan de cisaillement (valeur indéterminée)
 Plan de cisaillement vertical } sens de mouvement indéterminé
 Plan de cisaillement horizontal }
 Pendage du plan de cisaillement } jeu normal
 Pendage du plan de cisaillement } jeu inverse
 Linéations
 Linéation minérale d'étiement
 Linéation minérale d'étiement subhorizontale
 ÉLÉMENTS DE DATATION
 Téphrochronologie
 Présence de zircons volcaniques montdoriens
 Absence de zircons volcaniques montdoriens
 1 Contour géologique
 2 Passage progressif entre deux facies (sédimentaires, métamorphiques ou magmatiques), limite des formations résiduelles et des altérites
 3 Faille visible
 4 Faille masquée ou supposée
 Niche d'arrachement
 Sondage de reconnaissance
 Capture pour alimentation en eau potable (AEP)
 Numéro d'archivage au Service géologique national
 Nature et épaisseur des formations reconnues en sondages
 12 Formation affleurante reconnue, jusqu'à 12 m
 Épaisseur traversée dans les altérites de la formation affleurante
 Épaisseur totale de la formation affleurante
 1 identifie ou 2 caractérise par sa nature pétrographique
 (A argile, AS, argile sableuse, δ altérite de socle)
 3 avec mention de l'épaisseur traversée dans le substrat

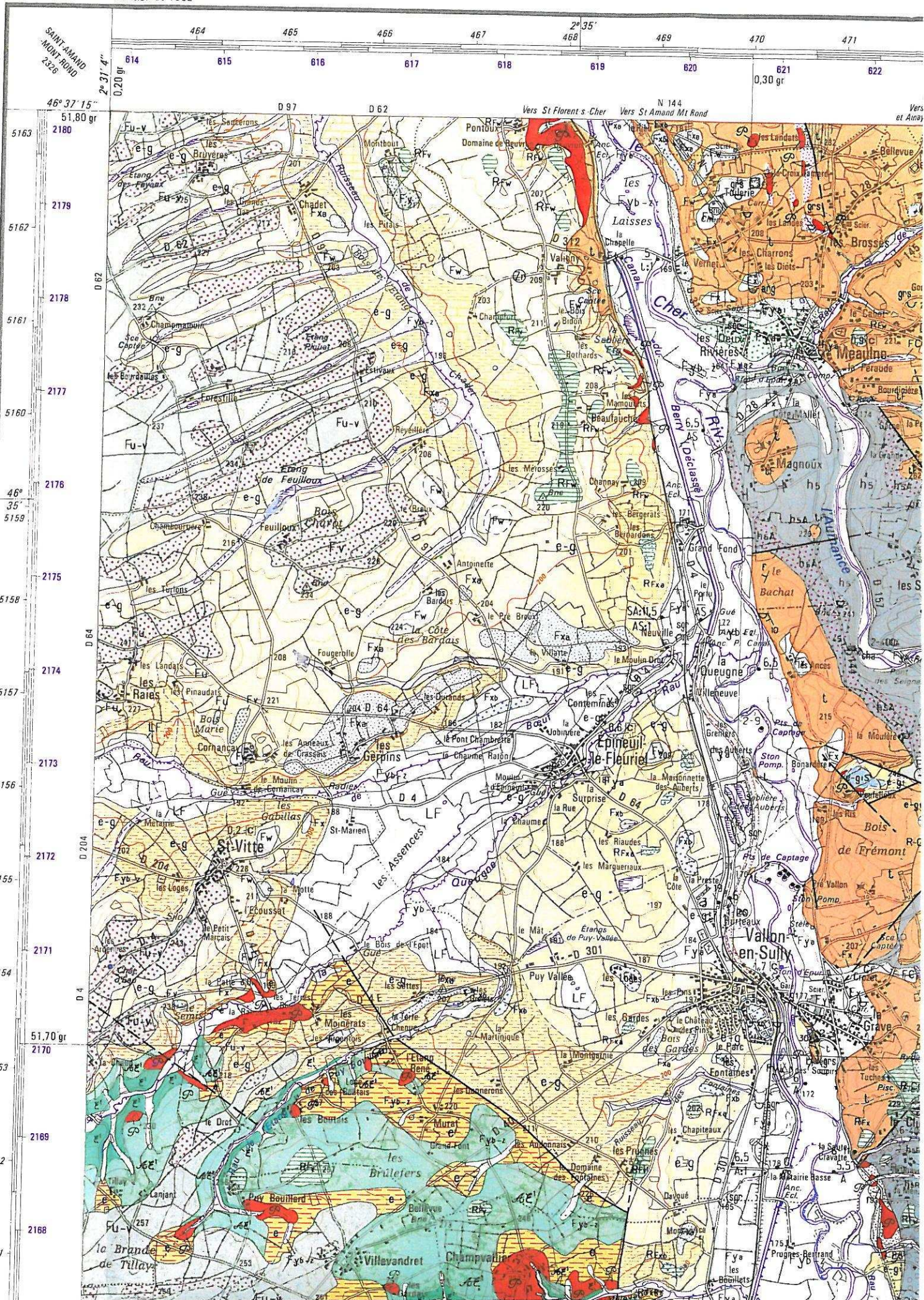
Gneiss à deux micas γ^2
 Gneiss à biotite γ^3
 Amphibolites δ
 Gneiss ζ M et leptynites λ M plus ou moins migmatitiques
 M Migmatites évoluées et anatectes (matérialisées à diatexites granitoïdes)
 λ M facies d'altération des migmatites et anatectes
 GRANITES ET GRANITOÏDES
 GRANITES ET GRANITOÏDES A STRUCTURE EN GÉNÉRAL ORIENTÉE
 Monzogranite et granodiorite à biotite
 Diorite quartzique à biotite et hornblende
 Granite leucocrate à gros grain, à biotite et sillimanite, souvent muscovite secondaire, blastomylonitique (granite de Troçais sensu stricto)
 Granite leucocrate à gros grain, à biotite muscovite et souvent silicates d'alumine (sillimanite cordierite) à structures planaires sporadiques
 Granite leucocrate à gros grain, à muscovite, biotite subordonnée et parfois cordierite, protomylonitique
 Cataclasite de monzogranite blastomylonitique
 GRANITES TARDIFS, PRÉSUMÉS INTRUSIFS, A STRUCTURE EN GÉNÉRAL NON ORIENTÉE
 Leucogranite à muscovite seule ou dominante
 Leucogranite et granite à deux micas, à grain moyen
 1 zones renfermant des passages de granite monzonitique parfois porphyroïde plus ou moins muscovite
 γ^2 - γ^3 facies argilise de γ^2 - γ^3
 Granite monzonitique à grain moyen, à biotite, sillimanite et muscovite secondaire
 Monzogranite, parfois à tendance leucogranite, à grain grossier, à biotite, souvent un peu de muscovite, parfois sillimanite et renfermant des septimus de roches métamorphiques (granite de Vitry)
 1 zones à muscovite bien représentée
 Granite monzonitique à grain grossier ou porphyroïde, à biotite abondante localement à tendance granodioritique
 η panneau d'origine enclavé (notation ponctuelle)
 Granite monzonitique à grain fin riche en biotite
 Granite monzonitique à grain moyen à fin, à biotite (gusements, résistants)
 Granite leucocrate à grain relativement grossier, à biotite chloritisée

Pli déformant la foliation
 Éléments planaires
 Stratification
 Pendage de la stratification
 Pendage faible } valeur indéterminée
 Pendage fort }
 Pendage de valeur moyenne ou inconnue
 Stratification verticale ou subverticale
 Stratification horizontale ou subhorizontale
 Foliation
 Pendage de la foliation
 Pendage de la foliation (valeur indéterminée)
 Foliation verticale ou subverticale
 Foliation horizontale ou subhorizontale
 Plans de cisaillement
 Pendage du plan de cisaillement
 Pendage du plan de cisaillement (valeur indéterminée)
 Plan de cisaillement vertical } sens de mouvement indéterminé
 Plan de cisaillement horizontal }
 Pendage du plan de cisaillement } jeu normal
 Pendage du plan de cisaillement } jeu inverse
 Linéations
 Linéation minérale d'étiement
 Linéation minérale d'étiement subhorizontale
 ÉLÉMENTS DE DATATION
 Téphrochronologie
 Présence de zircons volcaniques montdoriens
 Absence de zircons volcaniques montdoriens
 1 Contour géologique
 2 Passage progressif entre deux facies (sédimentaires, métamorphiques ou magmatiques), limite des formations résiduelles et des altérites
 3 Faille visible
 4 Faille masquée ou supposée
 Niche d'arrachement
 Sondage de reconnaissance
 Capture pour alimentation en eau potable (AEP)
 Numéro d'archivage au Service géologique national
 Nature et épaisseur des formations reconnues en sondages
 12 Formation affleurante reconnue, jusqu'à 12 m
 Épaisseur traversée dans les altérites de la formation affleurante
 Épaisseur totale de la formation affleurante
 1 identifie ou 2 caractérise par sa nature pétrographique
 (A argile, AS, argile sableuse, δ altérite de socle)
 3 avec mention de l'épaisseur traversée dans le substrat

CARTE DE FRANCE - 1/50 000

Levés photogrammétriques complétés sur le terrain en 1972

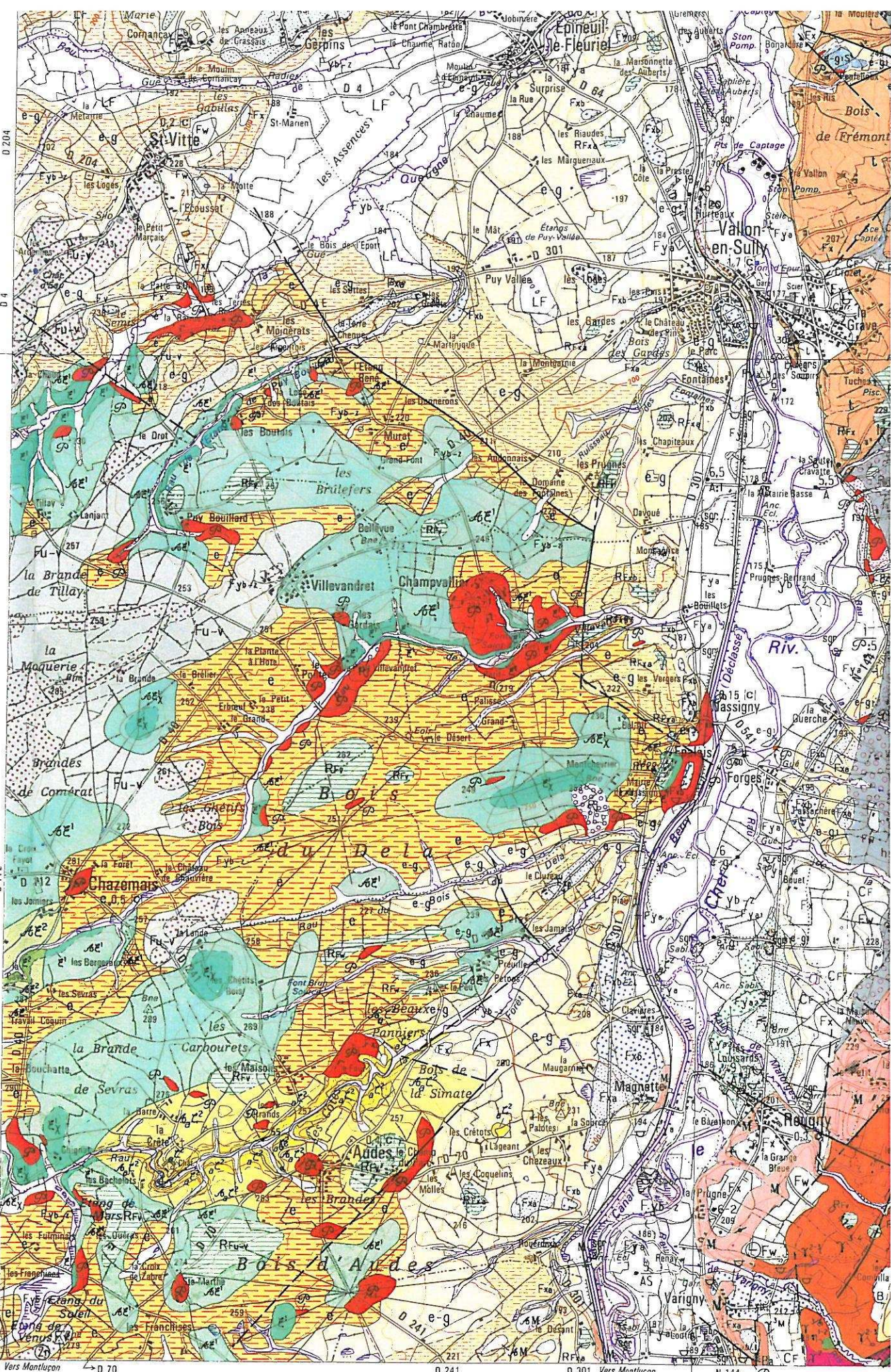
Révision de 1982



CHATEAUMEILLANT 2327

11

BOUSSAC 2328



Vers Chateameillant
D 40
Vers Montluçon par D 943
D 20 gr

Vers Montluçon
D 70
Vers D 943 par D 40

N 144
Vers Montluçon

0,30 gr Est du Méridien de Paris

2° 35' Est du Méridien International

