

Marcel Arnould nous a quittés le jeudi 13 janvier 2011. Ses anciens élèves, ses collègues et amis de l'École des Mines de Paris (aujourd'hui MINES ParisTech), du CFGI (Comité Français de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement) et de l'AIGI (Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement) ont souhaité lui rendre hommage au travers d'une Journée scientifique internationale, organisée le 12 octobre 2011 par le CFGI, avec le parrainage et le soutien de l'AIGI.

Marcel Arnould, co-fondateur de l'AIGI, a constamment porté et soutenu le développement de la géologie de l'ingénieur ou « engineering geology » de par le monde. Nous enseignant le « Design with Nature » de Ian McHarg, non pas « Composer avec la Nature » mais « Concevoir en harmonie avec la Nature », il nous a montré que l'expertise correspondante se construit beaucoup par une longue et raisonnée pratique des terrains géologiques et par les retours d'expérience sur événements. Tous les messages reçus des quatre coins du monde ont évoqué cette action soutenue dans le temps, avec détermination, soulignant aussi ses qualités personnelles et son enthousiasme communicatif. Le parcours professionnel de Marcel Arnould est rappelé au début de cet ouvrage.

Cette Journée scientifique internationale a été l'occasion de rassembler un ensemble de textes traitant de géologie de l'ingénieur ou « engineering geology ». Les nombreuses facettes de cette discipline scientifique et technique, étroitement liée aux sciences de la Terre, mais aussi aux sciences mécaniques et hydrologiques, sont illustrées dans cet ouvrage.

CFGI

ENG AEG AIGI GEOL

49 euros

Géologie de l'ingénieur, Engineering geology. Hommage à la mémoire de Marcel Arnould

MINES ParisTech









COORDONNÉ PAR
ROGER COJEAN
ET MARTINE AUDIGUIER

Géologie de l'ingénieur
Engineering geology

Hommage à la mémoire de Marcel Arnould

MINES ParisTech

COLLECTION SCIENCES DE LA TERRE
ET DE L'ENVIRONNEMENT

Presses des Mines

geo-ingenieurs.indd 1 22/06/11 10:43

Géologie de l'ingénieur

Engineering Geology

Dans la même collection

Coordination : José Ragot, Mireille Batton-Hubert, Florent Breuil
Les STIC pour l'environnement

Michel Chalhoub
Massifs rocheux

Michel Demange
Les minéraux des roches

Bruno Peuportier
Éco-conception des bâtiments et des quartiers

Philippe Jamet
La quatrième feuille : trois études naturelles sur le développement durable

Gabriele Rossetti, Alessandro Montanari
Dances with the earth : the creation of music based on the geology of the Earth

Sous la coordination de Franck Guarnieri et Emmanuel Garbolino
Systèmes d'information et risques naturels

Rédigé par le comité français de mécanique des roches. Coordonné par Pierre Duffaut
Manuel de mécanique des roches – Tome 2 : les applications

Manuel de mécanique des roches – Tome 1: *fondements*

Madeleine Akrich, Philippe Jamet, Cécile Méadel, Vololona Rabeharisoa, Frédérique Vincent
La griffe de l'ours : débats & controverses en environnement

Lucien Wald
Data Fusion Definitions and Architectures - Fusion of Images of different spatial resolutions

Javier Garcia, Joëlle Colosio, avec la collaboration de Philipp Jamet
Les indices de qualité de l'air

Richard Maillot
Mémento technique des granulats

Coordinateurs : K. Scharmer, J. Greif
The European Solar Radiation Atlas Vol. 2 : Database and Exploitation Software

Coordination : K. Scharmer, J. Greif
The European Solar Radiation Atlas Vol : Fundamentals and maps

Jacques Fine
Le soutènement des galeries minières

GEOLOGIE DE L'INGENIEUR
ENGINEERING GEOLOGY

Hommage à la mémoire de Marcel ARNOULD

Textes rassemblés à l'occasion de la Journée scientifique internationale organisée le 12 octobre 2011 par le CFGI (Comité Français de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement), avec le parrainage et le soutien de l'AIGI (Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement)

Coordonné par Roger Cojean et Martine Audiguier

© TRANSVALOR - Presses des MINES, 2011

60, boulevard Saint-Michel - 75272 Paris Cedex 06 - France

email : presses@ensmp.fr

http://www.pressesdesmines.com/

ISBN : 978-2-911256-58-5

Dépôt légal : 2011

Achevé d'imprimer en 2011 (Paris)

Tous droits de reproduction, de traduction, d'adaptation et d'exécution réservés pour tous les pays.

SOMMAIRE / CONTENTS

AVANT-PROPOS 7
FOREWORD
Roger Cojean, Martine Audiguier, Jean-Louis Durville, Michel Deveughèle

GEOLOGIE DE L'INGENIEUR ET OUVRAGES

ENGINEERING GEOLOGY AND STRUCTURES

Problèmes géologiques et géotechniques relatifs au projet de tunnel sous le détroit de Gibraltar 11
Engineering geological problems related to the Gibraltar tunnel project
Carlos Delgado Alonso-Martirena

Le projet ferroviaire Lyon-Turin. 20 ans d'études et de reconnaissances techniques pour la conception du tunnel de base 25
Lyon-Turin rail link project. 20 years of technical investigations for the base tunnel
Nathalie Monin, Lorenzo Brino, Xavier Darmendrail

Tunnel ferroviaire de Vierzy : vieillissement, altération des maçonneries calcaires. Causes de l'effondrement catastrophique du 16 juin 1972 41
Vierzy railway tunnel: ageing, alteration of calcareous masonry. Causes of the catastrophic collapse, June 16, 1972
Marcel Arnould

Comparative study of the use of Hoek-Brown and equivalent Mohr-Coulomb parameters in tunnel excavation 55
Peter Fortsakis, Emilia-Maria Balasi, George Prountzopoulos, Vassilis Marinos, Paul Marinos

Optimisation de projets d'ouvrages de génie civil du point de vue environnemental **71**
Optimization of civil engineering projects from an environmental point of view
Ricardo Oliveira

Paris : problèmes de géologie de l'ingénieur. Une ville et six secteurs **77**
Paris: engineering geological problems. A city and six sectors
Marcel Arnould, Anne-Marie Prunier-Leparmentier

Projet de recherche Deep City, avec la collaboration de Marcel Arnould **85**
Deep City research project, with the collaboration of Marcel Arnould
Aurèle Parriaux

L'alcali-réaction ou le gonflement d'un barrage **95**
Alkali aggregate reaction, the swelling of a dam
Sylvine Guédon

Le glissement de Vajont, ses enseignements et ses retombées pour EDF et les exploitants de barrages **105**
The Vaiont slide, its lessons and consequences for EDF and the dam operators
Gilbert Castanier

Analyse et modélisation des mouvements de versant dans la retenue du barrage des Trois Gorges (Chine). Le cas du glissement de Huangtupo **123**
Analysis and modelling of slope movements in the Three-Gorges dam reservoir (China). The case of Huangtupo slide
Roger Cojean, Yaojun Caï

Prise en compte des discontinuités dans l'élaboration d'un modèle mécanique de massif rocheux. Application au creusement de l'écluse à bateaux du barrage des Trois-Gorges (Chine) **139**
Integration of structural features in a geomechanical model of a rock mass. Application to the excavation of the shiplock rock slopes at the Three-Gorges dam site (China)
Jean-Alain Fleurisson, Roger Cojean

Autoroute A75 : le contournement de Millau. Reconnaissances géologiques et géotechniques des variantes de tracé et du viaduc de Millau **155**
A75: bypass Millau. Geological and geotechnical alternative routes and survey of the Millau viaduct
Marcel Rat

Apport des études géologiques et géotechniques à la conception du tracé de l'autoroute Egnatia en Grèce du Nord, section Thessalonique – Kavala **169**
Contribution of geological and geotechnical investigations to the design of Egnatia highway in the North of Greece, along Thessaloniki – Kevala section
Maria Chatziangelou, Basile Christaras

GEOLOGIE DE L'INGENIEUR ET RISQUES NATURELS

ENGINEERING GEOLOGY AND NATURAL HAZARDS

Aux origines de la réglementation française actuelle en matière de mouvements de versants : la coulée du Plateau d'Assy en 1970 **185**
At the origin of the present French regulation about landslide hazard: the 1970 Plateau d'Assy landslide
Pierre Antoine, Jacques Debelmas, Jean-Louis Durville

Caractérisation de l'évolution géomorphologique de la basse vallée de la Romanche (Isère, France) en relation avec les instabilités gravitaires de ses versants rocheux **201**
Characterization of the geomorphological evolution of the lower Romanche valley (Isère, France) in relation to the gravitational instabilities of its rock slopes
Olivier Le Roux

Contribution à l'analyse des mouvements gravitaires rapides de grande ampleur par la comparaison des matériaux sources et des dépôts. Exemples alpins **221**
Significance of source areas and deposits in the analysis of high-speed rock movements. Alpine examples
Nicolas Pollet

Impacts des aménagements en montagne sur les processus hydrologiques et l'évolution géodynamique des versants (Les Arcs, Savoie) **241**
Impacts of human activity in mountainous areas on hydrological processes and geodynamic evolution of hillslopes (Les Arcs, Savoie)
Mathilde Koscielny

Le fort génois de Tabarka (Tunisie) menacé par les instabilités de falaises **263**
The Genoese fort of Tabarka (Tunisia) threatened by rock slope instabilities
Stéphane Curtil

Conception des talus de mines à ciel ouvert : approche géologique et géomécanique **277**
Slope design in open pit mines: geological and geomechanical approach
Jean-Alain Fleurisson

Rôle des fluides dans le comportement hydromécanique des roches fracturées hétérogènes : Caractérisation in situ et modélisation numérique **293**
Role of fluids in the hydromechanical behavior of heterogeneous fractured rocks: in situ characterization and numerical modelling
Frédéric Cappa

Analyse microstructurale de sols argileux. Rôle des carbonates dans les processus de retrait-gonflement **319**
Microstructural analysis of clayey soils. Role of carbonates in the shrink-swell processes
Martine Audiguier, Roger Cojean, Zemenu Geremew

Apports de l'interférométrie radar PSI pour caractériser le rôle de la végétation arborée dans les processus de retrait-gonflement des sols argileux et les dommages au bâti **333**
Contribution of PSI radar interferometry to the characterization of the role of trees on the shrink-swell processes of clayey soils and damage to buildings
Heydar Frédéric Kaveh, Benoît Deffontaines, Javier Duro, Alain Arnaud

Subsidence et fracturation des terrains dans les villes du centre du Mexique **349**
Subsidence and ground fracturing in cities located in the central part of Mexico
Dora Celia Carreon Freyre

HOMMAGES

TRIBUTES

Hommage à la mémoire de Marcel Arnould, président honoraire de l'AIGI **367**
A tribute to the memory of IAEG honorary president Marcel Arnould
Carlos Delgado, Roger Cojean

Marcel Arnould, the most sincere friend of Chinese people **379**
Wang Sijing, Wu Faquan

Le Centre de Géologie de l'Ingénieur (1970-2005) **383**
The Research Laboratory of Engineering Geology (1970-2005)
Michel Deveughèle

INDEX DES AUTEURS **387**

AVANT-PROPOS

Cet ouvrage est dédié à la mémoire de Marcel Arnould, qui fut professeur à l'Ecole des Mines de Paris et à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Il rassemble des communications sollicitées auprès de différents spécialistes : anciens élèves de Marcel Arnould, collègues et amis de l'Ecole des Mines de Paris (aujourd'hui Mines ParisTech), du CFGI (Comité Français de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement) et de l'AIGI (Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement). Il est édité par les Presses des Mines à l'occasion de la Journée scientifique internationale du 12 octobre 2011 tenue à Mines ParisTech en l'honneur de Marcel Arnould, journée organisée par le CFGI avec le parrainage et le soutien de l'AIGI.

Marcel Arnould, co-fondateur de l'AIGI, a constamment porté et soutenu le développement de la Géologie de l'ingénieur ou « Engineering geology » de par le monde. Nous enseignant le « Design with Nature » de Ian McHarg, non pas « Composer avec la Nature » mais « Concevoir en harmonie avec la Nature », il nous a montré que l'expertise correspondante se construit beaucoup par une longue et raisonnée pratique des terrains géologiques et par les retours d'expérience sur événements.

L'ouvrage illustre les nombreuses facettes de la Géologie de l'ingénieur, discipline scientifique et technique étroitement liée aux sciences de la Terre mais aussi aux sciences mécaniques et hydrologiques. Il est constitué de contributions originales pour la plupart, organisées en deux grandes parties : *1. Géologie de l'ingénieur et ouvrages* et *2. Géologie de l'ingénieur et risques naturels.* L'ouvrage comporte aussi quelques textes, intégrés à ces deux parties, récemment publiés dans la Revue Française de Géotechnique par les Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées ou dans le « Bulletin of Engineering Geology and the Environment » par Springer. Les textes publiés chez Springer correspondent à des publications récompensées par le Prix Jean Goguel, du nom du premier président du CFGI. Ce prix est décerné tous les deux ans par le CFGI et Marcel Arnould en fut le président du jury. Les éditeurs Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées et Springer, de même que les auteurs concernés, sont ici remerciés pour leurs accords de publication. L'ouvrage comporte deux articles récents signés ou cosignés par Marcel Arnould.

Certains hommages, qui lui ont été rendus récemment, sont également publiés dans une troisième partie de l'ouvrage. Un texte rappelle enfin l'histoire du CGI (Centre de Géologie de l'Ingénieur), structure d'enseignement et de recherche dirigée par Marcel Arnould pendant plus de vingt ans, qui a permis à nombre de ses élèves de mettre en application son enseignement, puis de perpétuer les valeurs qu'il nous avait transmises.

Roger Cojean, Mines ParisTech, Centre de Géosciences
Martine Audiguier, Mines ParisTech, Centre de Géosciences
Jean-Louis Durville, MEDDTL-CGEDD, président du CFGI
Michel Deveughèle, Mines ParisTech, Centre de Géosciences

FOREWORD

This book is dedicated to the memory of Marcel Arnould, who was a professor at the Ecole des Mines de Paris and the Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. It brings together invited papers from various specialists: Marcel Arnould alumni, friends and colleagues at the Ecole des Mines de Paris (now Mines ParisTech), the CFGI (French Committee of Engineering Geology and the Environment) and the IAEG (International Association of Engineering Geology and the Environment).

It is published by the "Presses des Mines" for the International Engineering Geology Conference on the 12th of October 2011 held at Mines ParisTech in honour of Marcel Arnould and organized by CFGI with the sponsorship and support of IAEG.

Marcel Arnould, as co-founder of the IAEG, has consistently focused and supported the development of Engineering Geology all over the world. Teaching us the "Design with Nature" by Ian McHarg, not "Dealing with Nature", but "Design in harmony with Nature", he convinced us that the relevant expertise is chiefly built through an extensive and rational practice of geological terrains and by geological feedbacks on events.

The book illustrates the many facets of Engineering geology, as a scientific and technical discipline closely related to Earth sciences and also the mechanical and hydrological sciences. It consists of original contributions for the most part, organised in two main sections: *1. Engineering geology and structures* and *2. Engineering geology and natural hazards*. The book also includes several papers, recently published in the "Revue Française de Géotechnique" by the "Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées" or in the "Bulletin of Engineering Geology and the Environment" by Springer. The papers published by Springer Publications were related to Jean Goguel prize, after the first president of CFGI. This prize is awarded every two years by CFGI and Marcel Arnould was the chairman of the Jean Goguel prize jury. Publishers "Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées" and Springer, as the authors concerned, are thanked for their publication agreements. The book includes two articles recently written or co-signed by Marcel Arnould.

Some tributes that have been made recently, are also published in a third section of the book. A text finally recalls the history of CGI (Centre de Géologie de l'Ingénieur), structure of teaching and research led by Marcel Arnould for over twenty years, which enabled many students to apply his teaching and perpetuate the values he had given.

Roger Cojean, Mines ParisTech, Centre de Géosciences
Martine Audiguier, Mines ParisTech, Centre de Géosciences
Jean-Louis Durville, MEDDTL-CGEDD, président du CFGI
Michel Deveughèle, Mines ParisTech, Centre de Géosciences

Géologie de l'ingénieur et ouvrages

Engineering geology and structures

PROBLEMES GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES RELATIFS AU PROJET DE TUNNEL SOUS LE DETROIT DE GIBRALTAR

CARLOS DELGADO ALONSO-MARTIRENA
Président IAEG
Université Polytechnique de Madrid, C/ Alfonso XII, 3 y 5, Madrid, Espagne

INTRODUCTION

Afin de remplir les lacunes d'information pour le projet d'union fixe Europe-Afrique au travers du détroit de Gibraltar, l'avant-projet de solution tunnel fut assigné par un Concours International à un groupement d'entreprises qui émit en 2007 un rapport d'évaluation géotechnique.

Les sociétés d'état SEGEG (Espagne) et SNED (Maroc) ont donné, au travers d'un Comité d´Experts, leurs avis et recommandations relatifs au contexte géologique, géotechnique et géomécanique du futur tunnel et à la réalisation d'essais de reconnaissance futurs.

Cette communication synthétise les problèmes géotechniques du projet et présente les orientations pour de futures études ([1], [2]).

LE TUNNEL SOUS LE DETROIT DE GIBRALTAR

L'avant-projet considère la réalisation de deux tunnels (Ouest en phase 1, et Est en phase 2) de 7,5m de diamètre intérieur et une galerie intermédiaire de service de 4m de diamètre (Figure 1).

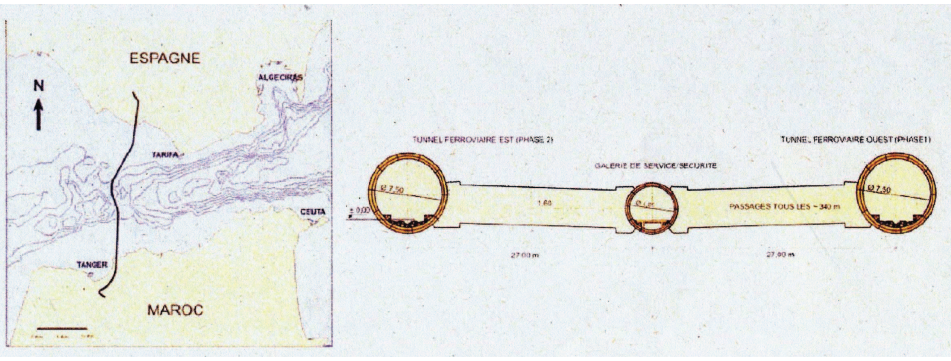


Figure 1 : Le projet de tunnel sous le détroit de Gibraltar

Le tracé du tunnel sous-marin s'inscrit dans l'« Umbral de Camarinal » qui constitue un relief résiduel formé par des écailles tectoniques du flysch qui formait la zone de jonction de Gibraltar avant l'ouverture du détroit. Cette zone n'a pas présenté d'activité sismique dans le période 1965-1985 (Figure 2).

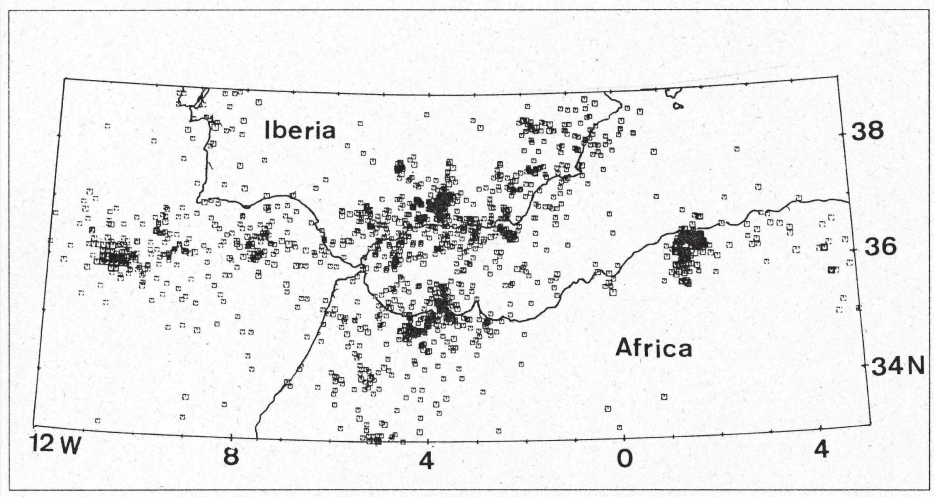


Figure 2 : Carte des épicentres des séismes pour la période 1965-1985

Pour évaluer l'importance et la difficulté du projet, il suffit de considérer la situation géométrique schématique présentée en Figure 3 et la comparer avec la Figure 4 qui représente la géométrie de principe du tunnel de Seikan (Japon) entre les Iles de Honshu et Hokkaido sous le détroit de Tsugaru.

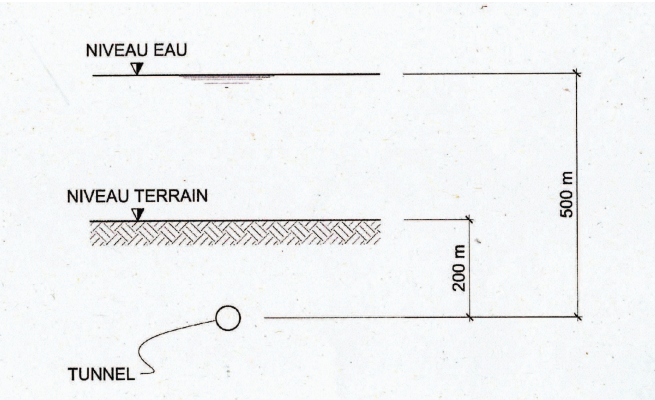


Figure 3 : Cadre géométrique du tunnel du détroit de Gibraltar

On peut remarquer qu'on double les profondeurs maximales sous le niveau de la mer et sous les fonds marins.

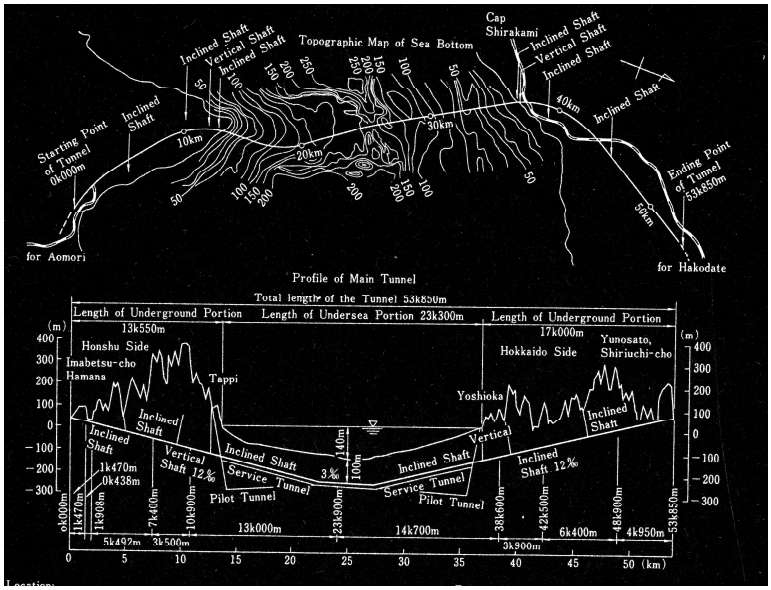


Figure 4 : Cadre morphologique du tunnel de Seikan (Japon)

SYNTHESE DES INFORMATIONS GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES DE L'AVANT PROJET

La Figure 5 montre le profil géologique longitudinal du tracé. On peut observer les sillons Nord et Sud qui constituent deux possibles paléo-chenaux profonds et transversaux, remplis de matériaux, nommés « brèche argileuse », issus des aires voisines potentiellement instables. Les deux paléo-chenaux dont l'existence à été déterminée par des sondages en mer, se trouvent séparés par une formation de flysch, apparemment « en place » qui constitue le relief sous-marin nommé « Monte Tartessos ».

Le paléo-chenal méridional semble avoir été concerné dans une période plus récente par un nouveau processus d'érosion qui y a creusé un sillon rempli ensuite par des sables à bioclastes.

L'ensemble de ces matériaux est recouvert localement par un conglomérat bioclastique d'origine côtière ou de plate-forme. Au-dessus de cette séquence se présente une authentique cuirasse d'épaisseur variable constituée par des calcaires coralliens qui tapissent le fond marin et qui sont à l'origine de difficultés d'application des techniques géophysiques pour la détection des matériaux sous-jacents.

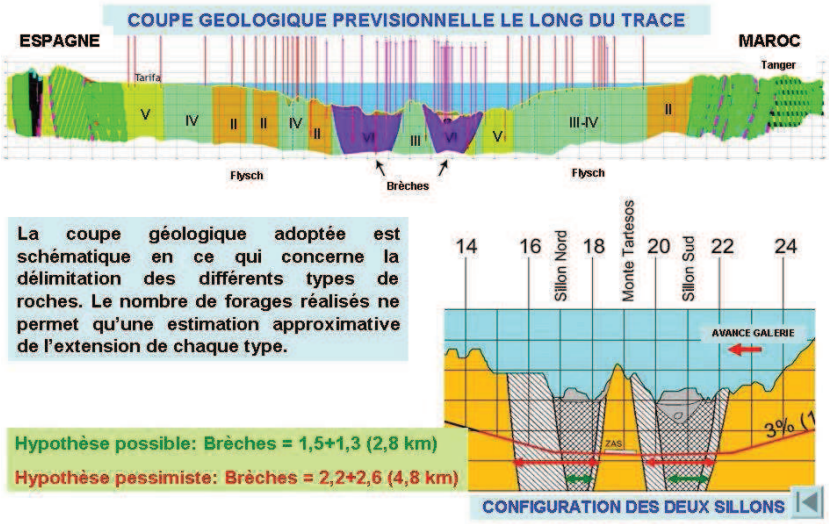


Figure 5 : Coupe géologique prévisionnelle du tunnel du détroit de Gibraltar

Les groupes lithologiques qui ont été différenciés pour l'étude géotechnique sont les suivants:

- Type 1 : Flysch constitué d'épaisses couches de grès ou de calcaire. Il s'agit des grès de l'unité Aljibe et du flysch à épaisses couches de grès de l'unité Tisirene. Ces matériaux, de bonne qualité géotechnique, sont peu représentés.
- Type 2 : Flysch avec des couches de calcarénite alternant avec des bancs pélitiques. Il s'agit des flyschs du Crétacé supérieur - Eocène des séquences de base des unités d'Algeciras/Beni Ider et des flyschs marneux renforcés par des bancs de grès dans l'aire orientale de Tarifa. Les épaisseurs des bancs et des couches sont à l'échelle des tunnels. Le facteur d'anisotropie prend une grande importance. Son influence dans le comportement de l'excavation dépend de l'angle de pendage des couches. GSI indicatif : 40-45.
- Type 3 : Flysch avec prépondérance de couches pélitiques avec des bancs de grès. De composition argilo-gréseuse, il se présente dans les unités d'Algeciras-Beni Ider. Son comportement dépend de la résistance des pélites (dur avec des grès fin ou des calcaires ou bien mou avec des schistes argileux). Il présente une anisotropie. GSI indicatif : 30-35.
- Type 4 : Flysch constitué par des pélites. Il forme une transition entre les pélites dures oligocènes et la couche marno-gréseuse de l'unité d'Algeciras/Beni Ider. Il présente une faible anisotropie. GSI indicatif : 30.
- Type 5 : Flysch similaire au type 4 avec des pélites cisaillées au niveau de zones de glissement et d'écailles tectoniques. La résistance des matériaux correspondants est difficile à mesurer. L'anisotropie est très faible. GSI indicatif : 18-20.

- Type 6 : Brèche argileuse avec fragments de roches dures. Les inclusions sont centimétriques et rarement décimétriques. La structure est chaotique, moins marquée que celle du flysch. L'état de consolidation dépend de la profondeur.
- Type 7 : Sables avec graviers et calcarénites. Il s'agit d'une formation plio-quaternaire détectée dans le sillon méridional. La possibilité qu'elle soit interceptée par le tracé du tunnel est faible.

Au titre d'une synthèse des essais de laboratoire réalisés sur les échantillons recueillis en sondage et dans les puits creusés à Tarifa et Bolonia (Espagne) et Malabate (Maroc), on présente les paramètres géomécaniques attribués aux différents types lithologiques mentionnés, les valeurs utilisées dans la modélisation géomécanique de l'avant-projet et quelques résultats de la modélisation relatifs au phénomène de convergence en galerie dans la zone des brèches argileuses (Annexes 1 à 4 : Figures 11 à 20).

Cette synthèse a permis d'évaluer pour les brèches argileuses, associées au tronçon le plus critique du tunnel, les valeurs de pré-convergence et convergence, avec ou sans drainage, susceptibles d'être observées dans l'hypothèse d'un creusement au tunnelier. Ces paramètres de convergence ont été analysés en fonction du degré de consolidation des brèches, de leur perméabilité, des vitesses d'avancement du tunnelier et des pressions au front du tunnelier.

INCERTITUDES D'ORIGINE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

On peut souligner les points suivants :

- A ce jour, le profil géologique longitudinal présente d'importantes incertitudes dues aux informations limitées au niveau du tracé du tunnel.
- Le relief de Camarinal correspond aux écailles tectoniques d'une unité complexe de flyschs. Les matériaux constitutifs présentent une grande variété lithologique. Le contexte tectonique peut être à l'origine d'états de contraintes particulièrement anormaux.
- Les deux sillons ont été détectés à partir d'un nombre de sondages marins relativement faible. Par ailleurs, la présence de la couche de corail du fond marin ayant représenté une difficulté pour les explorations géophysiques et l'interprétation des résultats, on ne peut pas écarter la présence d'autres sillons profonds le long du tracé du tunnel.
- Le tracé traverse la zone de contact entre les plaques eurasiatique et africaine, avec les aires de déformation associées. Les Figures 6 et 7, d'après [3], montrent les failles actives et linéaments observés dans cette zone. En conséquence on peut s'attendre à trouver des failles actives, de décrochement, perpendiculaires à l'axe du tunnel. En fait les sillons sont une preuve de la préexistence d'importantes failles dans la zone de Camarinal. Ces failles pourraient conduire à s'interroger sur la faisabilité de la solution tunnel à l'étude.
- Des « surfaces de glissement » ont été détectées, associées à la présence de matériaux de faible résistance au cisaillement. Si le tracé du tunnel devait traverser de telles couches avec un angle de pendage défavorable, la situation serait plus critique que celle envisagée dans les brèches argileuses.

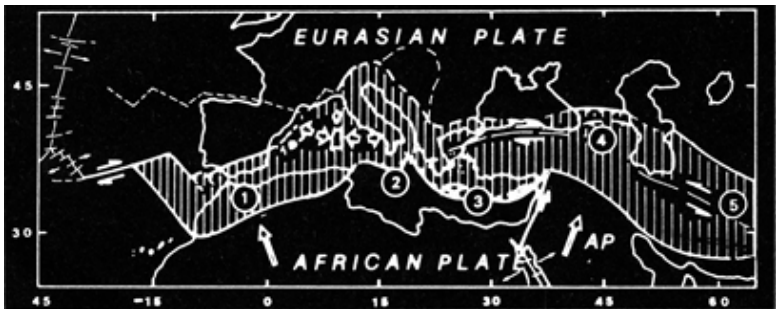


Figure 6 : Contexte géodynamique du contact entre la plaque eurasiatique et la plaque africaine. 1 : zone ibéro-maghrébine ; 2 : arc calabrien ; 3 : arc égéen ; 4 : zone caucasienne ; 5 : zone iranienne

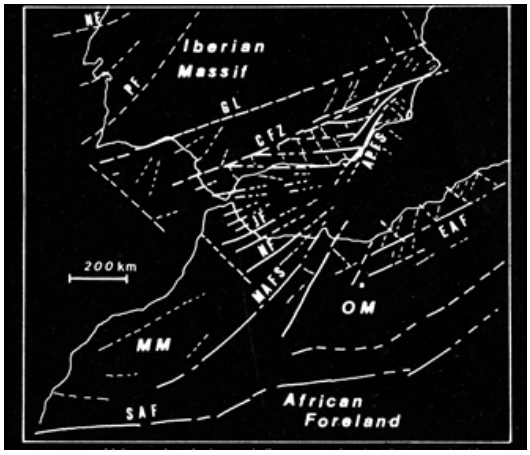


Figure 7 : Principales failles actives et linéaments de la zone ibéro-maghrébine

- En relation avec le contexte hydrogéologique du tunnel, l'avant-projet souligne la possibilité de rencontrer des débits importants dans les structures tectoniques fragiles (grès fracturés). Nonobstant, l'étude suggère que la présence de matériaux gonflants dans le flysch pourrait conduire au resserrement des intercalaires perméables, comme cela a été détecté dans le puits d'observation de Malabata (Maroc). Évidemment cette situation dépend étroitement des épaisseurs des couches perméables.
- Les galeries creusées à terre ont détecté des émanations de méthane au cours du creusement dans certaines formations géologiques.
- Par rapport à ces incertitudes majeures énumérées ci-dessus, des problèmes géotechniques moins importants se présentent, qu'il faut mentionner :

- Les dispersions importantes dans les résultats des essais effectués au laboratoire sur des échantillons intacts et dans les essais dilatométriques effectués dans les galeries.
- Le remaniement notable qui se produit lorsque l'on remonte en surface des matériaux qui se trouvent à 200m sous le fond marin.
- L'effet d'échelle associé aux matériaux de forte granulométrie (brèches argileuses) lorsque l'on réalise des essais au laboratoire.
- Les pressions de confinement données aux brèches dans des essais de laboratoire, inférieures aux pressions « en place ».
- La difficulté d'extrapoler des mesures de perméabilité, réalisées sur des échantillons de diamètre réduit, aux perméabilités du massif rocheux.

En résumé, le rapport de caractérisation géologique et géotechnique de l'avant-projet, tout en reconnaissant que les meilleures ressources actuellement disponibles ont été utilisées, souligne l'insuffisance des informations pour pouvoir se prononcer sur la faisabilité du projet et en conséquence, sur les coûts et les délais de réalisation.

PRECONISATIONS POUR LES FUTURES ETUDES

L'avant-projet propose comme un premier objectif immédiat, le creusement d'une galerie de service au tunnelier, après avoir réalisé une campagne complémentaire de sondages pour préciser la position des deux sillons et écarter la présence de sables au niveau du tunnel. L'exécution de la galerie de service permettrait de vérifier « en place » la faisabilité du projet de tunnel, en étudiant les possibilités de traitement des terrains et de drainage. Différentes opinions se sont exprimées au sein du Comité d'Experts au sujet de cette proposition.

Une galerie de service devrait avoir un diamètre minimum de 3m pour permettre la reconnaissance réelle du tracé, pour installer des appareils de surveillance, pour étudier le comportement de la galerie en conditions statiques et pendant les micro-séismes. La galerie devrait servir pour contrôler l'efficacité des traitements des terrains et des systèmes de drainage. Les dernières opérations sont irréalisables avec un tunnelier qui ne peut pas s'arrêter. La galerie pourrait aussi être utilisée pendant l'exécution du tunnel principal comme base pour le traitement préalable des zones de creusement difficiles de façon à ce que le tunnelier ait un parcours préparé pour son avancement.

Dans la Figure 8 on peut voir la section du tunnel de Seikan avec les deux galeries (galerie de service et galerie pilote). La dernière a servi comme galerie de drainage dans les zones avec débits d'eau importants. En complément aux Figures 6 et 7, la Figure 9 est présentée, issue de la communication de Gutscher [4] à la Conférence de Lisbonne 2005, commémorant le 250ème anniversaire du tremblement de terre de 1755. On peut apprécier le contexte tectonique dans la zone du détroit, avec la possibilité d'une zone de subduction locale sous Gibraltar qui expliquerait l'occurrence du tremblement de terre et celle du tsunami qui suivit.

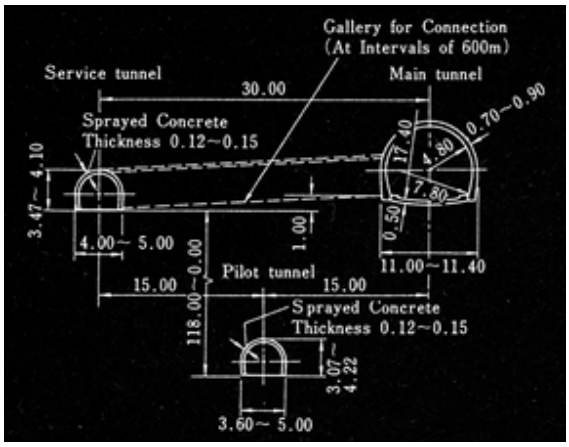


Figure 8 : Tunnel de Seikan, avec la galerie de service et la galerie pilote

Gutscher précise que parmi les 12 grands tremblements de terre (M>=8,5) des 100 dernières années, 11 se sont produits dans un contexte de faille de subduction relativement superficielle, comme celle identifiée au large de Gibraltar.

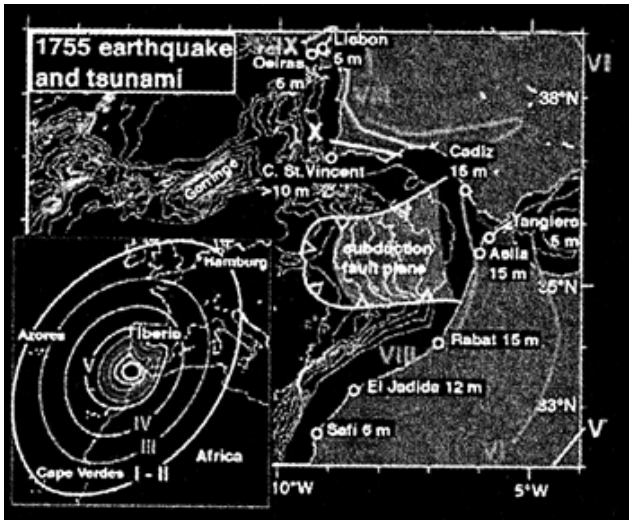


Figure 9 : Courbes isoséistes (intensité Mercalli) du tremblement de terre de Lisbonne en 1755. Hauteurs atteintes par le tsunami. La zone de subduction plongeant vers l'Est est la zone source du séisme la plus probable

L'auteur indique aussi que les nouvelles mesures par GPS, dans le sud de la péninsule Ibérique, peuvent aider à identifier les régions présentant des déplacements significatifs,

en rapport avec le mouvement des plaques tectoniques, qui pourraient être à l'origine de futurs tremblements de terre.

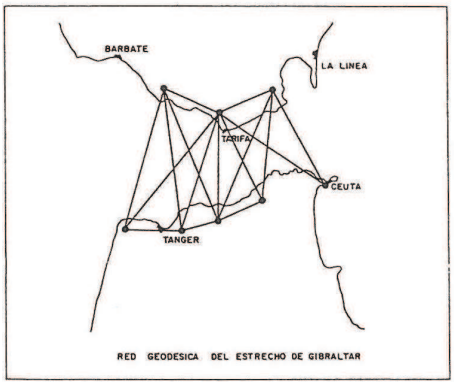


Figure 10 : Réseau géodésique du détroit de Gibraltar

De ce point de vue, les derniers résultats des mesures géodésiques montrent que les deux rives du détroit de Gibraltar convergent avec une vitesse dont la valeur ne pourra être fixée définitivement qu'après les mesures actuellement en cours (Figure 10, [5]).

REFLEXION FINALE

Du point de vue des techniques il y a encore d'importantes lacunes d'information qui vont demander du temps avant d'être comblées. Du point de vue économique, le trafic actuel ne justifierait pas la construction du tunnel à court terme, bien que le futur développement des grands axes de communication Nord-Sud pourrait donner une impulsion notable au projet. Finalement, avant de penser réaliser un ouvrage de cette envergure il est nécessaire qu'il existe un consensus social favorable, c'est à dire qu'il faut que le projet soit souhaité par les peuples ou les communautés qui vont être concernés par lui.

Il serait peut-être opportun d'attendre quelque temps, afin que les conditions historiques (socio-politico-économiques) soient plus favorables.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] Actualisation APP Tunnel 2007 (Typsa, Ingema, Lombardi, Geodata)

[2] Rapport Comité Experts 2008 (Santos, Perucho, Levy, Olalla, Vacona)

[3] R. Vegas : "*Present day Geodynamics of Ibero Magrebian Region*" (1991)

[4] Gutscher : International Conference 250 Anniversary Lisbon Earthquake (2005)

[5] J.R. Serrano : "*Les grands projets de tunnels sous marins, cas du détroit de Gibraltar. Le tunnel sous la Manche. Géologie et géotechnique*", Presses de l'Ecole des Ponts, (1989) 27-46

ANNEXE 1

Formation	n° essais	Valeurs	Perméabilité (m/s)
Almarchal argileux	13	min	$3.0*10^{-11}$
		moyen	$1.3*10^{-10}$
		max.	$4.9*10^{-10}$
Almarchal marneux	13	min	$5.0*10^{-11}$
		moyen	$1.2*10^{-10}$
		max.	$2.9*10^{-10}$
Brèches argileuses	16	min	$2.2*10^{-11}$
		moyen	$1.7*10^{-10}$
		max.	$4.8*10^{-10}$
Calcarénites bioclastiques	4	min	$4.0*10^{-8}$
		moyen	$8.1*10^{-8}$
		max.	$1.6*10^{-7}$

Figure 11 : Perméabilités de quelques formations géologiques le long du projet

Type	γ' kN/m3	c' (MPa)	φ' (°)	c'r MPa	φ' r (°)	•Ed (GPa) (1)
VI	10-13	0.10-0.15	23-25	0.05-0.10	16-18	0.15-0.30
VII	9-14 (2)	0-0.05	40-35	0	38-33	0.10-0.35

Note : γ' = poids volumique efficace; c' = cohésion efficace; φ' = angle de frottement efficace; r=résiduel; Ed=module de déformabilité; (1) pour une contrainte effective de confinement de ≈2.2MPa. (2) la limite inférieure a été réduite pour tenir compte de la possibilité d'intercepter des niveaux de sable moins denses que détectés

Figure 12 : Caractéristiques géotechniques des brèches (Type 6) et des sables (Type 7)

Unité	E	ν	ϕ	c	k
	[MPa]	[-]	[°]	[kPa]	[m/s]
III	1750	0.3	27	340	1E-10
IV	1000	0.3	22	220	1E-10
V	500	0.3	20	170	1E-10
VI	200	0.3	24 / 17	150 / 100	2E-10

Figure 13 : Paramètres hydro-mécaniques moyens des flyschs (Types 3, 4 et 5) et des brèches (Type 6)

ANNEXE 2

Samp.	Hole	Water	Water	Depth	Perme ability	mécanical Characteristics	
n°	n°	m	from	to	x 10^{-11}	c' (MPa)	Phy' (°)
Z01	**KF3I**	**277**	**256,24**	**256,49**	**0,488**	**0,407**	**15,2**
Z02	**KF3I**	**277**	**298,50**	**298,68**	**1,050**	**0,732**	**7,5**
Z05	**KF3H**	**274**	**223,46**	**223,77**	**0,038**	**0,392**	**10,2**
Z10	**KF19**	**307**	**82,90**	**83,13**	**2,280**	**0,162**	**21,0**
Z11	**KF20**	**303**	**48,35**	**48,56**	**2,440**	**0,473**	**27,1**
Z12	**KF20**	**303**	**79,39**	**79,61**	**1,860**	**0,184**	**25,4**
Z13	**KF21**	**282**	**79,08**	**79,40**	**2,530**	**0,178**	**22,2**
Z15	**KF10**	**306**	**25,97**	**26,18**	**0,526**	**0,177**	**22,6**

Figure 14 : Caractéristiques de résistance mécanique et de perméabilité des brèches

- **Roche (Classe VI)**
- gsat = 21.7 kN/m3 n = 0.336 k = 2.10-10 m/s
- E = 200 MPa n = 0.3
- c = 0.15 / 0.10 MPa f = 24° / 17° epla=10%
- a = 0.825 OCR = 1
- **Revêtement**
- Eb = 25'000 MPa nb = 0.2
- **Tunnelier**
- V = 3m/j Pf = 1 MPa
- Lt = 10 m Cmax = 40 cm

Figure 15 : Paramètres utilisés pour la modélisation géomécanique

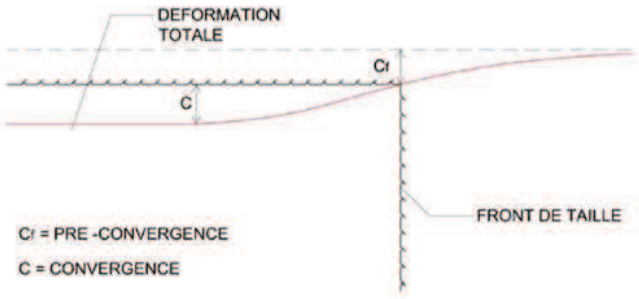


Figure 16 : Définition des paramètres de convergence suivis par la modélisation

ANNEXE 3

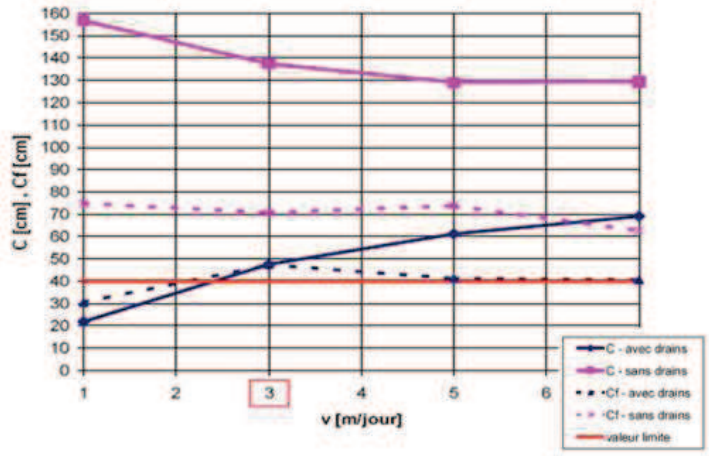


Figure 17 : Effet de la vitesse d'avancement sur les paramètres de convergence C et C_f . Zone des brèches

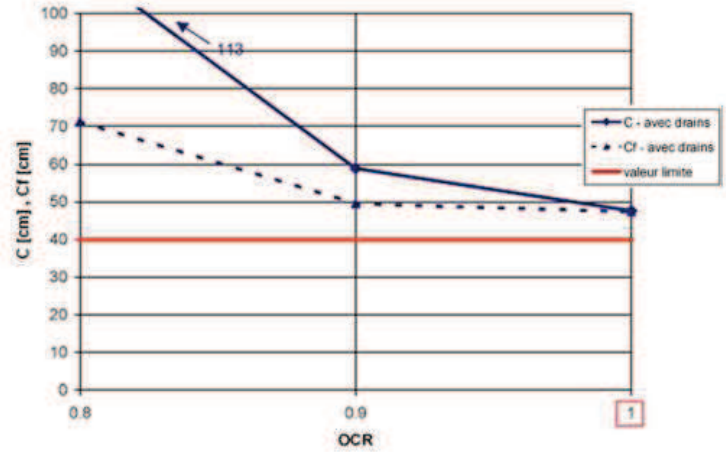


Figure 18 : Rôle du degré de consolidation des brèches sur les paramètres de convergence C et C_f

ANNEXE 4

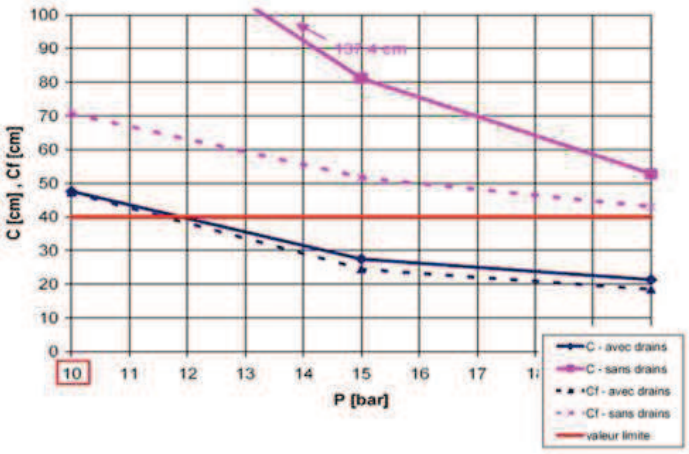


Figure 19 : Effet de la pression au bouclier du tunnelier sur les paramètres de convergence C et C_f. Zone des brèches

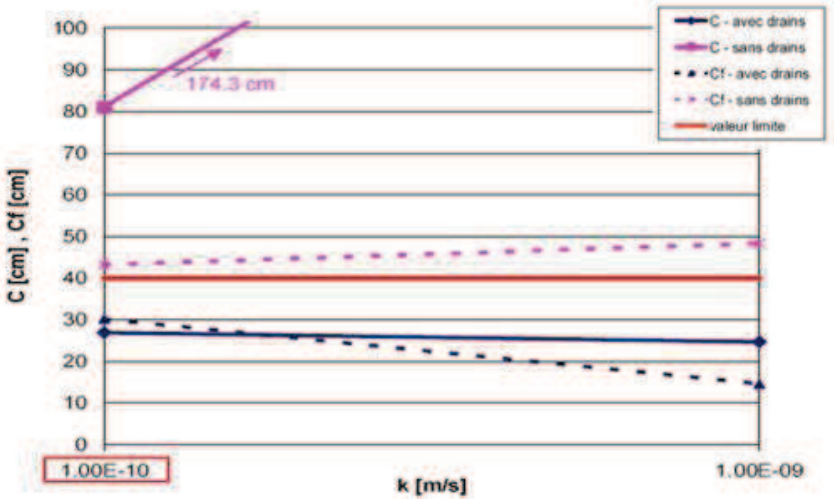


Figure 20 : Effet de la perméabilité de la formation géologique sur les paramètres de convergence C et C_f. Zone des brèches

LE PROJET FERROVIAIRE LYON-TURIN – 20 ANS D'ETUDES ET DE RECONNAISSANCES TECHNIQUES POUR LA CONCEPTION DU TUNNEL DE BASE

NATHALIE MONIN[1], LORENZO BRINO[2], XAVIER DARMENDRAIL[1]
[1] LTF, 1091 avenue de la Boisse, 73006 Chambéry, France
[2] LTF, Piazza Nizza 46, 10121 Torino, Italie

INTRODUCTION

Depuis les premières reconnaissances pour le projet de liaison ferroviaire Lyon-Turin en 1990, 20 années se sont écoulées au cours desquelles de nombreuses campagnes de reconnaissance se sont déroulées pour avancer de manière itérative jusqu'à la définition du Tunnel de Base que l'on connaît en 2011.

Le contexte particulier de ce projet, tant du point de vue géographique (zone de montagnes) que géologique (traversée d'une grande partie du massif alpin) ou encore du point de vue des infrastructures (Tunnel de Base sous forte couverture) a nécessité la mise en place de méthodes novatrices. Cet article a pour objet de montrer l'apport de ces reconnaissances aux différentes phases de conception de ce grand projet.

LE PROJET DE LIAISON FERROVIAIRE LYON-TURIN

LE LYON-TURIN, MAILLON DU CORRIDOR V



Figure 1 : La position du Lyon-Turin en Europe

Du fait de l'augmentation permanente des échanges tant marchandises que voyageurs à travers l'Europe, et en particulier à travers l'Arc Alpin, une nouvelle liaison ferroviaire entre Lyon (France) et Turin (Italie) est en cours d'étude. Cette liaison n'est qu'un maillon du corridor V (réseau transeuropéen) qui reliera à terme Lisbonne à Kiev (Figure 1). En permettant le report des marchandises et des voyageurs de la route vers le rail, elle contribuera à la diminution des polluants atmosphériques et par conséquent à la protection de l'environnement alpin.

LTF, SOCIETE BINATIONALE POUR DEVELOPPER LE PROJET ET REALISER LES RECONNAISSANCES

Les reconnaissances pour la partie commune franco-italienne du Lyon-Turin ont débuté dès le début des années 1990. Elles étaient alors pilotées par la SNCF et son homologue italien, les FS. En novembre 1994, le Groupement d'Intérêt Economique (GEIE) binational « Alpetunnel » a été créé pour poursuivre les études de faisabilité relatives à cette partie commune entre Saint-Jean-de-Maurienne et la vallée de Suse.

Suite au traité binational de 2001 entre la France et l'Italie, la société par actions simplifiées Lyon Turin Ferroviaire (LTF SAS) a succédé au GEIE Alpetunnel. Afin de présenter aux gouvernements français et italien le détail des ouvrages à réaliser en termes de situation, coût et délai de construction, LTF, dont les actionnaires sont RFF pour la France et RFI pour l'Italie, a en charge de réaliser les études de projet et les travaux de reconnaissance, toujours pour la seule partie commune franco-italienne du projet. Les études relatives aux accès côté français (de Lyon à Saint-Jean-de-Maurienne) sont quant à elles gérées par RFF et celles relatives aux accès côté italien par RFI (de Chiusa San Michele à Turin).

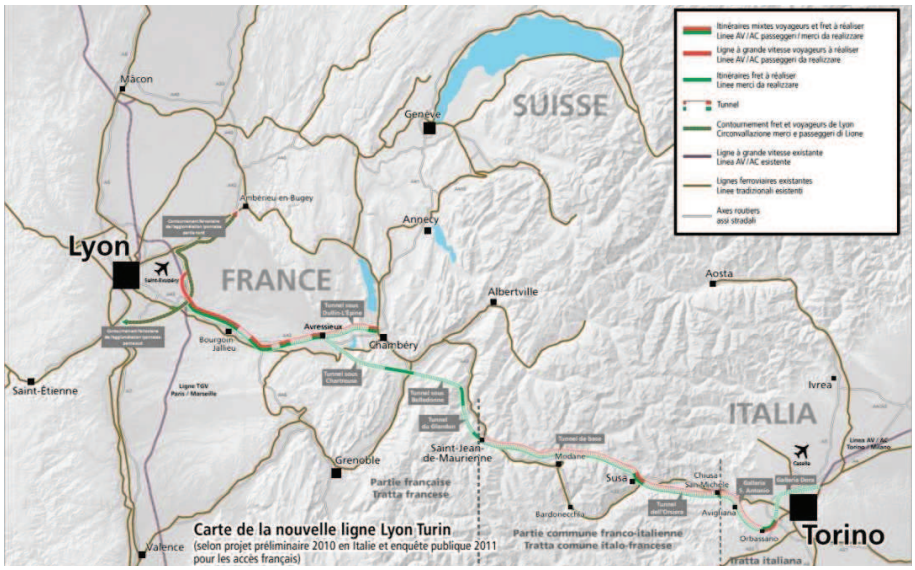


Figure 2 : Le tracé du Lyon-Turin en 2011

La partie commune franco-italienne est constituée d'environ 84km de ligne nouvelle entre St-Jean-de-Maurienne (Savoie, France) et Chiusa San Michele (Piémont, Italie). L'ouvrage majeur de cette ligne nouvelle est un Tunnel de Base d'environ 57km pour relier St-Jean-de-Maurienne à Suse. Un second tunnel d'environ 19km est également projeté dans le val de Suse pour traverser le massif de l'Orsiera.

La suite de cet article est consacrée au seul Tunnel de Base.

LE LYON-TURIN, LES INFRASTRUCTURES DU TUNNEL DE BASE

Le Tunnel de Base est un tunnel bi-tube. A l'image des tunnels de base suisses (Loetschberg et Gotthard), des rameaux de communication tous les 333m permettront de passer d'un tube à l'autre en cas d'incident (Figure 3). A ces rameaux de communication s'ajoutent des accès intermédiaires régulièrement répartis le long du tracé : pour le côté français, ce sont, d'ouest en est, les descenderies de St-Martin-La-Porte, La Praz et Villarodin-Bourget/Modane.

En phase de construction, les descenderies serviront d'accès intermédiaires pour réaliser la construction du Tunnel de Base sur plusieurs fronts. En phase d'exploitation elles assureront la ventilation du tunnel et permettront l'accès des équipes de maintenance et de secours en cas d'incident. Au pied de la descenderie de Villarodin-Bourget/Modane, à peu près au centre du Tunnel de Base, les installations de service et de sécurité seront plus importantes, avec en particulier la réalisation de 2 tubes supplémentaires.

Enfin, en complément des descenderies, deux puits de ventilation seront réalisés : les puits d'Avrieux et de Clarea.

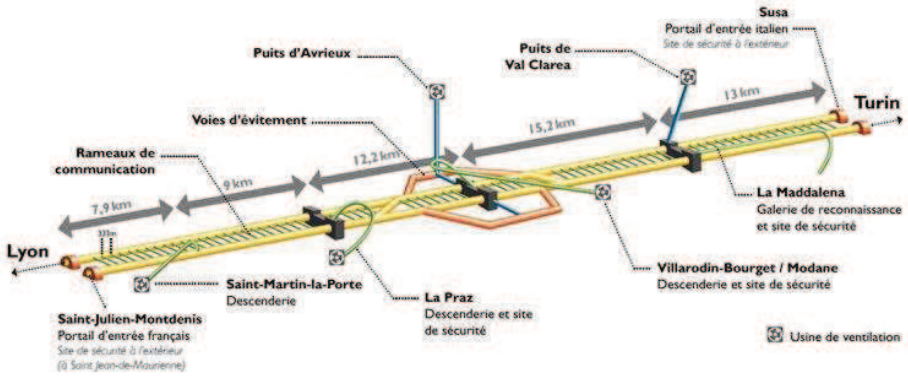


Figure 3 : Le Tunnel de Base et ses infrastructures

Côté italien, le tracé du projet a dû être révisé du fait d'une forte opposition locale en Val de Suse. Un nouveau « Progetto Preliminare » a donc été remis en Août 2010 et le tracé de la galerie de reconnaissance de La Maddalena a été ajusté en conséquence. L'excavation de cette galerie devrait débuter au deuxième semestre 2011 pour une longueur totale de 7500m environ.

Du fait des faibles déclivités de son profil (pentes < 12,5‰), le Tunnel de Base permettra de créer une ligne de plaine sous la montagne.

CONTEXTE GEOLOGIQUE DU TUNNEL DE BASE

Avec ses environ 57km de longueur, le Tunnel de Base traversera une grande partie des Alpes, sous des couvertures significatives, souvent supérieures à 1000m, voire de près de 2500m sous le massif d'Ambin (Figure 4).

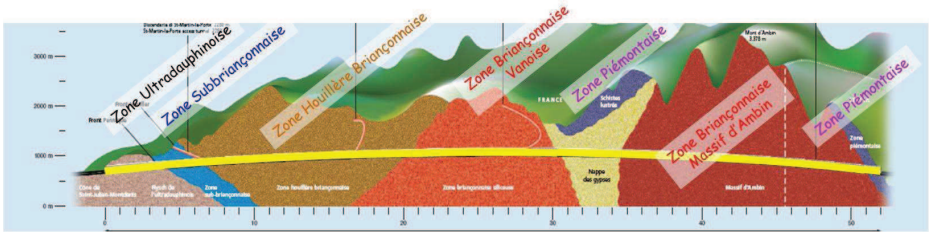


Figure 4 : Complexité structurale et géologique du Tunnel de Base

Les principales unités géologiques (et leurs lithologies dominantes) seront les suivantes, d'ouest en est :

- La zone ultradauphinoise (flysch) ;
- La zone subbriançonnaise (roches carbonatées et sulfatées) ;
- La zone houillère briançonnaise (grès, schistes et charbons) ;
- La zone briançonnaise centrale (roches carbonatées et majoritairement siliceuses) ;
- La nappe des gypses (roches carbonatées et siliceuses) en tant que soubassement de la zone piémontaise ;
- Le Massif d'Ambin (roches essentiellement siliceuses) ;
- La zone piémontaise côté Italie (calcschistes), au sein de laquelle s'intercale une traversée en souterrain du Val Clarea dans des dépôts quaternaires.

Le Tunnel de Base rencontrera donc des terrains de nature et de qualité géotechnique très variable tout au long de son tracé, depuis des matériaux meubles (éboulis, moraines, alluvions, etc.) jusqu'à des roches très dures (micaschistes, gneiss, etc.) voire très abrasives (quartzites). Les structures sont également très variées, depuis des structures plissées jusqu'à des zones très fracturées, voire broyées.

Afin d'évaluer le mieux possible la succession des terrains le long du tracé et pour anticiper au mieux les difficultés techniques lors de l'excavation, de nombreuses campagnes de reconnaissances se sont enchaînées depuis le début des années 1990 jusqu'à aujourd'hui. Ces campagnes de reconnaissance, dont les objectifs ont évolué au cours du temps, peuvent être scindées en 4 étapes :

- De 1990 à 2000, reconnaissances permettant de connaître le contexte géologique tout au long du Tunnel de Base pour en définir son tracé et sa faisabilité ;
- De 2000 à 2002, études et reconnaissances complémentaires pour arriver à un niveau d'Avant-Projet Sommaire (APS) ;

- De 2002 à 2006, reconnaissances complémentaires pour les études d'Avant-Projet de Référence et début de l'excavation des descenderies côté français ;
- Depuis 2006, reconnaissances complémentaires ciblées suite aux incertitudes résiduelles identifiées à la fin de l'APR, poursuite de l'excavation des descenderies et reprise des études pour améliorer le tracé du Tunnel de Base côté italien suite à la forte opposition locale en Val de Suse fin 2005.

La suite de cet article montre l'utilité des reconnaissances géologiques comme support à la définition du projet du Tunnel de Base au fil de ces différentes phases.

LES RECONNAISSANCES GEOLOGIQUES, SUPPORTS DES ETUDES DE PROJET

DE 1990 A 2000, LES ETUDES DE FAISABILITE

Reconnaissances engagées

Entre 1990 et 1994 (Tableau 1), outre les levés géologiques et structuraux de surface, une vingtaine de forages de 40 à 1520m de longueur, représentant une longueur cumulée de 10 340m ont été réalisés. Des campagnes de reconnaissance par sismique d'une longueur cumulée de 73km environ (sismique réfraction, sismique réflexion haute résolution et sismique en forage), ont également été réalisées.

Ces premières reconnaissances avaient pour objectif de prendre connaissance du contexte géologique au sens large (géologie, hydrogéologie et géotechnique) sur l'ensemble du territoire concerné par la traversée du Tunnel de Base. En effet, du fait de la couverture importante par rapport à l'ouvrage et du contexte structural complexe, les inconnues géologiques étaient nombreuses. Parmi les inconnues les plus importantes à lever qui pouvaient générer une remise en cause de la faisabilité du Tunnel, il faut citer les inconnues hydrogéologiques, thermiques ou encore celles liées aux contraintes mécaniques.

En effet, pour un ouvrage d'une telle envergure, il est nécessaire de caractériser les venues d'eau, aussi bien en termes de débit que de charge (possible pression hydrostatique élevée, liée à l'épaisseur de couverture) ou encore de réalimentation (venues pérennes ou non) ou de qualité géochimique, aussi bien pour évaluer les venues d'eau qui pourraient être rencontrées durant l'excavation que pour évaluer les impacts en surface en cas d'interception en tunnel. Pour cela, de nombreux essais d'eau ont été réalisés en forages (essais Lugeon, essais d'eau entre packers). Ces essais ont permis d'individualiser des ensembles hydrogéologiques au comportement homogène de par leur perméabilité et leur qualité géochimique. A partir de ces données, les débits spécifiques ont pu être évalués (L/s/km) ainsi que les secteurs dans lesquels des venues d'eau ponctuelles plus importantes étaient attendues, ce qui a conduit à dimensionner un système d'exhaure cohérent.

En outre, un réseau d'auscultation hydrogéologique important a été mis en place depuis 1995 côté français pour suivre les évolutions des ressources hydriques en surface (sources, captages, piézomètres, etc.) et la qualité chimique des eaux. Sur les 45km du Tunnel de Base en territoire français, des 650 points recensés et caractérisés, 150 points,

retenus comme les plus représentatifs suite aux différentes études de risques réalisées entre 1995 et 2007, sont toujours suivis mensuellement en 2011. Grâce à cette importante base de données, il a été possible d'identifier les points considérés à risque et de prévoir des mesures alternatives pour éviter tout risque de drainage en cas de perturbation avérée lors du creusement.

De même, la température à la cote de l'ouvrage est un paramètre important à déterminer pour préciser les zones où des systèmes de refroidissement pourraient être nécessaires. Grâce aux digraphies thermiques réalisées dans tous les forages, les gradients géothermiques sont bien connus et des modélisations thermiques par conduction ont pu être engagées, en tenant compte également des effets topographiques et du refroidissement superficiel qui peut exister du fait des circulations d'eau. Ainsi, les premiers modèles ont montré que la température au rocher devrait être supérieure à 40°C sur une dizaine de kilomètre sous le massif d'Ambin pour atteindre un maximum de 47-48°C dans la partie la plus profonde de l'ouvrage.

Enfin, la couverture souvent supérieure à 1000m ou le contexte tectonique peuvent générer des contraintes mécaniques fortes, avec pour conséquence des phénomènes de décompression violente, d'écaillages, de fluage, de convergence forte, etc.

TABLEAU 1 : LES CAMPAGNES DE RECONNAISSANCE DE 1990 A 1994

Reconnaissances par forages			
	Nombre	Longueur Cumulée	Secteurs investigués
Forages *(de 40m à 1250m de longueur)*	20 forages	10 340 m	1, 3, 4, 5, 6, 7
Reconnaissances par géophysique			
			1, 3, 4, 5, 6, 7
Sismique réfraction	6 profils	8860m	
Sismique réflexion HR	42 profils	54 245m	
Sismique en forage	33 profils	10 094m	

Les n° des secteurs investigués sont reportés sur la Figure 5

Si ces paramètres ne sont pas suffisamment reconnus, ils peuvent engendrer des risques constructifs importants (débourrage, blocage de l'excavation, etc.) lors de la réalisation de l'ouvrage. C'est pourquoi, de nombreuses reconnaissances ont été engagées dès les premières années d'engagement du projet Lyon-Turin. Ces reconnaissances avaient également pour objectifs d'appréhender d'autres problèmes géotechniques tels que l'identification de zones pouvant libérer des gaz nocifs lors de l'excavation, tels que le méthane dans la zone houillère briançonnaise, de zones pouvant contenir des matériaux évolutifs (argiles, gypse/anhydrite, etc.) ou toxiques comme l'amiante par exemple. Creuser un tel ouvrage générant beaucoup de déblais (environ 16 millions de m^3 pour le Tunnel de Base), les reconnaissances étaient aussi ciblées pour caractériser au mieux ces matériaux d'excavation et prévoir un plan de gestion et de valorisation qui limite au maximum la mise en dépôt définitif et donc l'impact sur l'environnement.

En 1996, la première coupe géologique prévisionnelle a ainsi été réalisée à partir des reconnaissances listées dans le Tableau 1 (Figure 5).

A ce stade, de nombreuses incertitudes demandaient un approfondissement des reconnaissances comme en témoignent les zones blanches sur la Figure 5. Ces incertitudes concernaient plus particulièrement la caractérisation du contact zone houillère briançonnaise (zone 3)/zone briançonnaise (zone 4), la caractérisation de la zone briançonnaise elle-même (zone 4) ou encore la nature des terrains sous la nappe des Schistes Lustrés (zone 5).

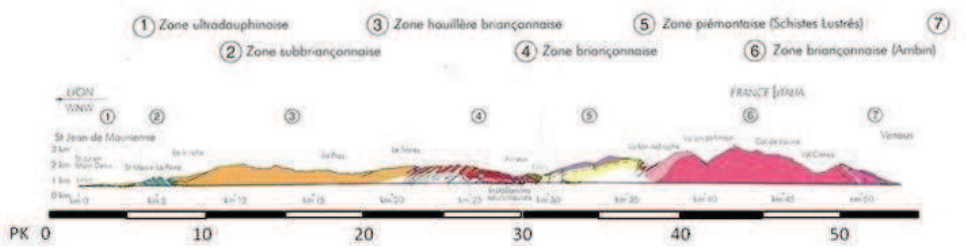


Figure 5 : 1996 – Première coupe géologique du Tunnel de Base (légende commune avec la Figure 6)

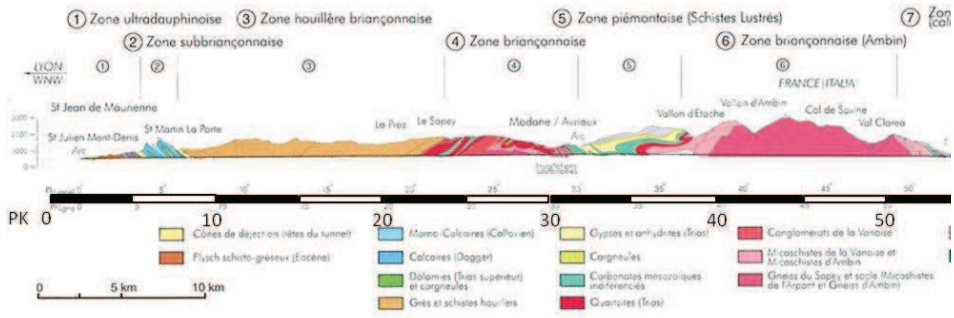


Figure 6 : 2000 – Etudes de faisabilité et coupe géologique du Tunnel de Base

Ainsi, de 1995 à 2000, les campagnes de reconnaissances se sont poursuivies (Tableau 2), avec notamment la réalisation d'environ 34km de linéaires de forages supplémentaires, soit un peu plus de 44km de linéaires de forages pour l'ensemble des 10 années de reconnaissance engagées depuis 1990.

Grâce à ces 10 années de reconnaissance, les grandes zones géologiques qui seront traversées par le Tunnel de Base ont pu être caractérisées des points de vue géologique, structural, hydrogéologique, géotechnique et géomécanique pour aboutir à la coupe géologique prévisionnelle de la Figure 6.

TABLEAU 2 : LES CAMPAGNES DE RECONNAISSANCE DE 1995 A 2000

	Nombre	Longueur cumulée	Secteurs investigués
Reconnaissances par forages			
Forages *(de 15 à 1450 m de longueur)*	114 forages	29 241 m	1, 2, 3, 4, 5, 6, 7
Forages dirigés	2	4 772 m	4, 5, 6
Reconnaissances par géophysique			
Sismique réfraction	56 profils	38 189 m	1, 6, 7
Sismique réflexion HR	17 profils	16 705 m	3, 4, 5
Sismique en forage	121 profils	55 190 m	3, 4, 5, 6, 7
Tomographie sismique	1 profil	500 m	7
Géoélectrique		4 300 m	6, 7

Les n° des secteurs investigués sont reportés sur la Figure 6

Les principales incertitudes identifiées en 1996 ayant pu être en grande partie reconnues, la faisabilité du Tunnel de Base était démontrée. La coupe géologique prévisionnelle de la Figure 6 a alors servi de base pour les études suivantes que sont les études d'Avant-Projet Sommaire (APS) et la rédaction des Dossiers de Consultation des Entreprises (DCE) pour la réalisation des descenderies et galeries de reconnaissance.

Avant de passer à la description de la phase suivante du projet, il est important de noter que la situation géographique (contexte alpin), la complexité structurale et la profondeur conséquente de l'ouvrage ont rapidement montré les limites des reconnaissances « classiques » et ont nécessité la mise en œuvre de reconnaissances innovantes. Ces innovations sont exposées brièvement dans ce qui suit.

Des méthodes de reconnaissance innovantes

Le contexte alpin du projet a dès le départ imposé des contraintes significatives pour la réalisation des reconnaissances : accès limités aussi bien géographiquement (pistes de montagne à la viabilité restreinte) que climatiquement, les mois d'hiver réduisant fortement les possibilités de reconnaissances, voire les rendant impossibles.

Outre ces aspects logistiques, des méthodologies innovantes ont été mises en place pour tenter de reconnaître au mieux les terrains à la cote du Tunnel de Base. Parmi elles, nous citons les forages dirigés, la modélisation sismique par tracé de rais, la recherche d'optimisation des essais in situ en forage (essais hydrauliques entre packers, mesures de contrainte, etc.) ou encore la modélisation géothermique.

Les forages dirigés sont probablement la plus grosse innovation de cette décennie de reconnaissances. Caractérisés par un mixte entre les techniques pétrolières et minières, ils ont permis de reconnaître, entre 1999 et 2000, environ 2km à la cote du Tunnel de Base dans deux secteurs où des incertitudes pouvaient encore remettre en cause la faisabilité du projet ou imposer des contraintes constructives fortes : il s'agissait du passage de la zone briançonnaise (zone 4, Figure 6) au soubassement de la nappe des

Schistes Lustrés (zone 5, Figure 6) avec un risque d'accident hydrogéologique majeur au franchissement souterrain sous l'Arc et d'un accident intra-micaschistes pouvant comporter un risque hydrogéologique comparable à celui rencontré par EDF lors de la réalisation des ouvrages hydroélectriques du Mont Cenis, accident qui avait entraîné des arrêts de chantier conséquents. Les forages dirigés d'Avrieux (pour le franchissement sous l'Arc) et d'Etache (pour l'accident intra-micaschistes) ont permis de vérifier que ces deux secteurs ne présentaient pas de tels risques hydrogéologiques et ont permis de reconnaître environ 2km de terrain par carottage à la cote même du Tunnel de Base.

Quant à la modélisation sismique par tracés de rais (simulation du trajet des ondes dans le terrain), elle a été principalement appliquée dans la zone de la station de service et de sécurité de Modane. Elle a permis, en recoupant l'ensemble des informations disponibles non seulement par sismique en forage (Profils Simiques Verticaux – PSV – et Profils Sismiques avec Offset – PSO – en forages) mais aussi par les forages eux-mêmes et leurs essais (diagraphies, essais in situ, etc.), d'extrapoler la géométrie des structures au large de ces forages et de définir des complexes hydrogéologiques différents en fonction de la profondeur.

DE 2000 A 2002, ETUDES D'APS ET DOSSIERS DE CONSULTATION DES ENTREPRISES POUR LES DESCENDERIES

Cette phase est marquée par des campagnes de reconnaissance plus limitées. Elle reprend l'ensemble des reconnaissances réalisées pendant les études de faisabilité pour en faire une synthèse et préparer les documents d'Avant-Projet Sommaire (APS).

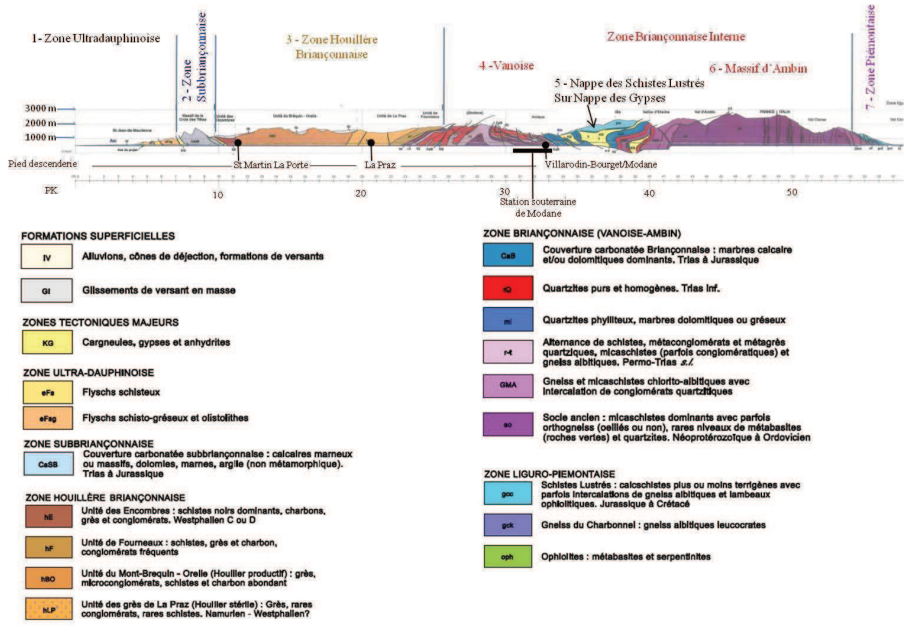


Figure 7 : 2006 – Coupe géologique prévisionnelle de l'APR

L'APS a été approuvé par l'Etat français en 2003. Il a servi de données d'entrée pour la signature du « mémorandum d'entente » entre la France et l'Italie en mai 2004. Ce mémorandum a d'ailleurs permis à LTF d'engager la phase d'études suivantes avec la réalisation de l'Avant-Projet de Référence (APR) de la partie commune, phase décrite dans le paragraphe suivant.

Sur la base des données de l'APS, LTF a également engagée une Enquête Publique en France qui a abouti, en Décembre 2007, à la Déclaration d'Utilité Publique (DUP) de la section sur le territoire français de la partie commune du projet de liaison ferroviaire Lyon-Turin, soit les 45 premiers km du Tunnel de Base. Les législations étant différentes en France et en Italie, la DUP côté italien ne pourra être prononcée qu'après approbation du Progetto Definitivo (proche d'un niveau APD), soit d'ici fin 2012/début 2013 selon les prévisions de planning actuelles.

Enfin, les résultats des reconnaissances réalisées entre 1990 et 2000 ont permis de rédiger les Dossiers de Consultation des Entreprises des descenderies de St-Martin-La-Porte, La Praz, Villarodin-Bourget/Modane pour le côté français, et de la galerie de reconnaissance de Venaus pour le côté italien.

DE 2002 A 2006, APR ET EXCAVATION DES DESCENDERIES

Pour préciser le modèle géologique de l'APS et compléter la caractérisation des terrains dans certains secteurs où la densité de reconnaissance restait faible comme en particulier dans la zone houillère briançonnaise, le soubassement de la nappe des Schistes Lustrés ou encore la traversée à l'air libre du bassin de St-Jean-de-Maurienne, des campagnes de reconnaissances complémentaires ont été engagées entre 2002 et 2006. Elles concernent près de 11km de linéaire de forage, quelques profils de sismique hybride et le début de l'excavation des descenderies de Villarodin-Bourget/Modane et St Martin La Porte (Tableau 3).

TABLEAU 3 : LES CAMPAGNES DE RECONNAISSANCE DE 2002 A 2006

	Nombre	Longueur cumulée	Secteurs investigués
Reconnaissances par forages			
Forages *(de 15 à 1231 m de longueur)*	58 forages	10 983 m	1, 2, 3, 7
Reconnaissances par géophysique			
Sismique hybride	6 profils	3 562 m	3, 6
Reconnaissances par descenderies			
Descenderies de Villarodin-Bourget/Modane et St-Martin-La-Porte		2 400 m	3, 4

Ces reconnaissances ont ainsi permis de réaliser les études de l'Avant-Projet de Référence entre 2004 et 2006, études qui ont abouti à la coupe géologique prévisionnelle illustrée en Figure 7.

Par rapport à l'APS, elles ont permis de préciser le contexte géologique et structural de la zone houillère briançonnaise et du soubassement de la nappe des Schistes Lustrés. La

zone houillère briançonnaise (zone 3) a ainsi été subdivisée en 4 unités en fonction des structures et des lithologies observées en surface et dans la descenderie de St-Martin-La-Porte. Ces unités sont, d'ouest en est, les unités des Encombres, du Brequin-Orelle, de La Praz et de Fourneaux. Quant au soubassement de la nappe des Schistes Lustrés (zone 5), il est caractérisé par une alternance de roches sulfatées (anhydrite en majorité) et carbonatées (calcaires et dolomies) appartenant à une nappe de gypse.

Des modélisations poussées ont également été menées pour ce qui concerne les aspects thermiques et hydrogéologiques. Les modélisations géothermiques ont permis de préciser les zones dans lesquelles seraient nécessaires des installations de refroidissement. Quant aux modélisations hydrogéologiques, grâce aux nombreux essais d'eau entre packers et aux retours d'expérience du premier kilomètre de la descenderie de Villarodin-Bourget/Modane et des grands ouvrages alpins profonds déjà réalisés (tunnels du Mont-Blanc, du Simplon, du Loetschberg, etc.), elles ont permis de préciser les débits instantanés, spécifiques et stabilisés à attendre le long du Tunnel de Base pour dimensionner les installations d'exhaure tant en phase de chantier que d'exploitation.

Grâce à ces nombreuses études et reconnaissances, les méthodes de construction, ainsi que les plannings et les coûts du Tunnel de Base ont pu être fiabilisés.

Toutefois, des incertitudes subsistaient encore en particulier dans la zone sub-briançonnaise où les difficultés d'accès réduisent les possibilités de reconnaissance, dans la zone houillère briançonnaise, la descenderie de St-Martin-La-Porte y rencontrant de grandes difficultés techniques du fait de convergences marquées lors de l'excavation de l'unité des Encombres, pour valider l'implantation de la station souterraine de service et de sécurité ou encore dans la nappe des gypses.

DEPUIS 2007…

Reconnaissances engagées

Pour lever les incertitudes résiduelles de l'APR précédemment exposées, des reconnaissances par levés de terrain géologiques et structuraux très détaillés et par forages ont été réalisés (Tableau 4). Des forages ont également été réalisés dans le dernier kilomètre de la descenderie de Villarodin-Bourget/Modane en direction des installations de service et de sécurité pour vérifier les caractéristiques des terrains et la faisabilité des infrastructures complexes dans cette zone.

TABLEAU 4 : LES CAMPAGNES DE RECONNAISSANCE DEPUIS 2007

	Nombre	Longueur cumulée	Secteurs investigués
Reconnaissances par forages			
Forages *(de 200 à 1231 m de longueur)*	23 forages *10 en descenderie*	7 770 m	1, 2, 3, 4, 7
Reconnaissances par descenderies			
Descenderies de Villarodin-Bourget/Modane, La Praz et St-Martin-La-Porte		8 880 m	3, 4

Ces reconnaissances ont permis de lever une partie des incertitudes avec notamment la vérification d'une amélioration des terrains, d'ouest en est, pour la zone houillère briançonnaise.

Les apports de ces reconnaissances seront intégrés dans la mise à jour de la coupe géologique prévisionnelle de l'APR lors de la révision de ce même APR en 2011-2012.

Quant au tronçon du Tunnel de Base côté italien, il a nécessité une reprise de tracé suite à la forte opposition locale en Val de Suse, fin 2005. Un Commissaire Extraordinaire du Gouvernement Italien a été nommé et une concertation mise en place par le biais d'un Observatoire Technique. Cette concertation a abouti à la définition d'un nouveau tracé qui a conduit à l'allongement de quelques kilomètres du Tunnel de Base (57km actuellement contre les 53km de l'APR) pour décaler la tête de cet ouvrage à l'Est de Suse. Les études ont donc été approfondies sur la base de ce nouveau tracé, en particulier grâce au retour d'expérience des ouvrages déjà réalisés dans ce secteur (installations hydroélectriques de Pont Ventoux, tunnels de l'autoroute A32, etc.).

Elles se sont conclues par la remise d'un Progetto Preliminare en Août 2010, lequel est en cours d'instruction par les services de l'Etat italien.

Apports des descenderies

Côté français, la réalisation des 3 descenderies a permis d'excaver près de 9km de terrain en méthode traditionnelle.

La descenderie de Villarodin-Bourget/Modane, initiée fin 2002, a confirmé l'existence sur son premier kilomètre d'un aquifère superficiel au sein de quartzites et cargneules, caractéristique d'un aquifère fissural drainant des eaux superficielles mais qui n'atteint pas la cote du Tunnel de Base. Interrompue en mai 2004 pour des raisons contractuelles, l'excavation des 3km suivants a repris fin 2005 pour se terminer en novembre 2007. Même si elle a bien vérifié la complexité structurale (nombreux plis et écailles tectoniques, Figure 8), elle a surtout montré la bonne qualité géotechnique des terrains et l'absence de venues d'eau, ce qui a permis de confirmer l'implantation de la station souterraine de service et de sécurité de Modane.

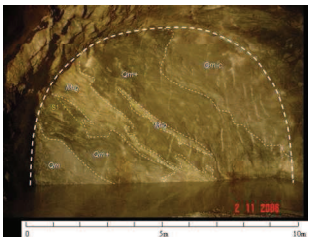


Photo 1 - PM 2461 – Plis au sein du Permo-Trias (r-t) : alternance de quartzites micacés vert (Qm) micaschistes gris clair (M-g

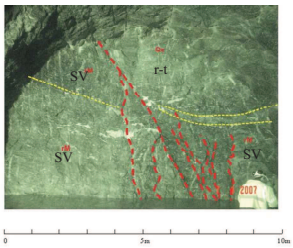


Photo 2 - PM 3237 – Alternance de micaschistes (SV) et de quartzites phylliteux (r-t). Traits rouges : fractures

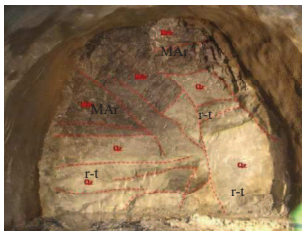


Photo 3 - PM 3950 – Front le plus tectonisé rencontré par la descenderie : contacts faillés entre micaschistes de l'Arpont (MAr) et quartzites phylliteux (r-t

Figure 8 : Fronts de taille de la descenderie de Villarodin-Bourget/Modane représentatif de la complexité structurale du secteur de la station souterraine

L'excavation de la descenderie de St-Martin-La-Porte a débuté en 2003. La première partie dans les carbonates de la zone subbriançonnaise, puis dans l'anhydrite du front du houiller, s'est révélée de très bonne qualité et avec des venues d'eau très faibles, ce qui a contribué à des avancements moyens de l'ordre de 8m/j. Par contre, des convergences importantes (Figure 9) ont remis en cause les méthodes d'excavation lors de la traversée de l'unité des Encombres (zone houillère briançonnaise). Des adaptations des cycles d'excavation ont donc dû être mises en place pour dépasser ce problème constructif, adaptations qui ont pu être d'autant mieux gérées que l'on se trouvait dans une phase de reconnaissance et non de réalisation du Tunnel de Base lui-même.



Figure 9 : Réduction de gabarit dans la descenderie de St-Martin-La-Porte du fait de convergences marquées.

Enfin, l'excavation de la descenderie de la Praz, débutée en Janvier 2006, a permis de reconnaître principalement l'unité de Fourneaux (unité la plus orientale de la zone houillère briançonnaise) alors que l'unité de La Praz y était attendue. Cet ouvrage a donc permis de caractériser précisément l'unité de Fourneaux en termes de répartition lithologique, structures et régime aquifère, avec une extrapolation relativement fiable vers le Tunnel de Base.

Le retour d'expérience des données acquises lors de l'excavation de ces 3 descenderies sera intégré dans la révision de l'APR prévue en 2011-2012.

CONCLUSIONS

Les 20 années de reconnaissance réalisées pour le projet du Tunnel de Base ont donc permis d'affiner le modèle géologique au fur et à mesure des différentes phases de conception. Au final, ce sont plus de 200 forages qui ont été réalisés représentant plus de 60km de linéaire (soit plus d'un mètre de forage par mètre linéaire de tunnel), 205 profils

de sismique représentant presque 200km d'acquisition, 3 descenderies représentant presque 9km de tunnels.

L'ensemble de ces reconnaissances a donc permis de fiabiliser le modèle géologique le long du Tunnel de Base. A ce jour, les plus grandes incertitudes sont levées. Même si certains points restent encore à préciser, il paraît difficile de le faire à partir de reconnaissance depuis la surface. Des reconnaissances à l'avancement ciblées dans ces zones présentant encore quelques interrogations seront le meilleur moyen pour reconnaître et anticiper les éventuels problèmes techniques lors de l'excavation du Tunnel de Base.

En conclusion, après 20 années de reconnaissances ayant permis la mise au point de méthodes novatrices, LTF a pu préciser la consistance des ouvrages (géométrie, section d'excavation, méthode d'excavation, délai d'exécution, etc.), et l'enveloppe financière prévisionnelle de la section transfrontalière du projet de liaison ferroviaire Lyon-Turin, qui devrait ainsi pouvoir être réalisée dans un délai de 10 ans à partir du premier « coup de pioche ».

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] P. Antoine, D. Fabre, G. Ménard : "*Contraintes liées à la géologie pour les projets de tunnels transalpins*", C.R. Coll. Int. "Franchissements souterrains pour l'Europe", AFTES Lille, Legrand ed., Balkema, (1990) 169-177

[2] P. Antoine, B. Coppola, D. Fabre, P. Fauvel, P. Lacombe, A. Le Mouel, G. Menard, A. Ricard : "*Reconnaissances pour le tunnel ferroviaire de base entre la France et l'Italie*", C.R. Conf. Int. "Infrastructures souterraines de transport", AFTES Toulon, Balkema, (1993) 87-91

[3] P. Antoine, D. Fabre, P. Lacombe, G. Ménard : "*Les problèmes géologiques posés par le tunnel ferroviaire de base franco-italien sous les Alpes*", 7th Int. Congress I.A.E.G., Lisbonne, Balkema, (1994) 4297-4303

[4] L. Brino, N. Monin, P. Poti, J. Piraud, A. Buscarlet : "*Modélisation géothermique et système de refroidissement pour le tunnel de base de la nouvelle liaison ferroviaire Lyon-Turin*", congrès AFTES Monaco, (2008)

[5] L. Brino, N. Monin, A. Farinetti : "*Lyon-Turin new railway link - Excavation of a long deep tunnel under rock burst conditions*", World Tunnel Congress, Helsinki, (2011)

[6] D. Burlet, D. Fabre, G. Ménard : "*Mesures de contraintes in situ par tests hydrauliques de fractures en forage, dans le cadre d'un projet de grand tunnel sous les Alpes*", Proc. 8th Int. Congress I.S.R.M., Tokyo, Balkema, vol. 3, (1995) 1141-1144

[7] M. Carpegna, B. Mayeur, D. Fabre, B. Gaudin, H. Tournery, F. Bultel : "*Influences du relief et de la tectonique pour la prévision des états de contraintes sous fort recouvrement*", Proc. 9th Int. Congress I.S.R.M., Paris, Balkema, (1999) 1137-1142

[8] X. Darmendrail, P. Lacombe, C. Marty, B. Mayeur, N. Monin, P. Vignat, G. Ménard : "*Approches originales des reconnaissances géologiques pour un projet de tunnel de grande ampleur dans le contexte alpin. Cas du tunnel de base de la future liaison ferroviaire Lyon-Turin*", C.R. Conf. Int. "Travaux en souterrain : ambitions et réalités", Paris, AFTES ed., (1999) 27-34

[9] X. Darmendrail, G. Ménard : "*Reconnaissances pour le projet de tunnel ferroviaire Maurienne-Ambin (52km) reliant France et Italie : adaptation des méthodes et modifications de tracé*". Bull. Eng. Geol. & Env. 59, (2000) 157-169

[10] X. Darmendrail, L. Brino, J. Burdin : "*Bilancio e risultati degli studi sulla gestione e valorizzazione dei materiali di scavo del Tunnel di Base della nuova linea Torino-Lione*", Convegno SAMOTER, Verona, (2011)

[11] D. Fabre : "*Geotechnical investigations for the Maurienne-Ambin base tunnel (a 52km long tunnel at great depth, on the future high speed railway crossing of the Franco-Italian Alps)*", Proc. I.T.A. Int. Symp., Prague, (2000) 76-83

[12] D. Fabre : "*Geothermal survey and temperature modelling for a deep tunnel through the Alps*", Proc. Int. Symp. "Temperature and its influence on geomaterials", Geonics ed. Ostrava, (2001) 67-75

[13] D. Fabre, L. Goy, G. Ménard, D. Burlet : "*Température et contraintes dans les massifs rocheux : cas du projet de tunnel Maurienne-Ambin*", Tunnels et Ouvrages Souterrains 134, (1996) 85-92

[14] D. Fabre, P. Sirieys, B. Mayeur : "*Paramètres caractérisant l'état de contraintes naturel dans les massifs rocheux*", Proc. Symp. Int. PARAM 2002 «Paramètres de calcul géotechnique », Presses de l'ENPC/LCPC Paris, (2002) 359-368

[15] L. Goy : "*Mesure et modélisation des températures dans les massifs rocheux. Application au tunnel profond Maurienne-Ambin*", Thèse de doctorat Géomécanique, Université de Grenoble, (1996) 143p

[16] L. Goy, D. Fabre, G. Ménard : "*Modelling of rock temperature for deep alpine tunnel projects*", Rock Mechanics 29, 1 (1996) 1-18

[17] J.C. Maréchal : "*Les circulations d'eau dans les massifs cristallins alpins et leurs relations avec les ouvrages souterrains*", Thèse de doctorat Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, (1998) 296p

[18] B. Mayeur : "*Mesure et modélisation des contraintes dans les massifs rocheux. Application au tunnel profond Maurienne-Ambin*", Thèse de doctorat Géomécanique Université de Grenoble, (1999) 188p

[19] B. Mayeur, D. Fabre : (a) "*Mesure et modélisation des contraintes naturelles. Application au projet de tunnel ferroviaire Maurienne-Ambin*", Bull. Eng. Geol. & Env. 58, (1999) 45-59

[20] B. Mayeur, D. Fabre : (b) "*Measurement and modelling of in situ rock stresses in the Ambin Massif (Franco-Italian Alps)*", Proc. 37th U.S. Rock Mech. Symp. "Vail Rocks ' 99", Balkema, (1999) 1157-1163

[21] N. Monin : "*Caractérisation par sismique de puits d'un aquifère profond ; cas de la zone des aménagements souterrains de Modane (tunnel de base, liaison ferroviaire Lyon-Turin)*", Thèse Université de Savoie, (1998) 166p

[22] N. Monin, A. Daudignon, C. Jewkes, C. Fournier : "*Applications de la tomographie sismique 3D dans la descenderie de St Martin La Porte, France*", Congrès AFTES Lyon, (2005)

[23] N. Monin, A. Chabert, L. Brino : "*Nuova Linea Torino – Lione. Ritorni d'esperienza dalla discenderia di La Praz*", Swiss Tunnel Congress, Lucerne, (2011)

[24] M. Panet : "*Quelques problèmes géomécaniques posés par le creusement des tunnels alpins*". Colloque «Mécanique et Géotechnique» (Jubilé scientifique de Pierre Habib) Luong ed., LMS Ecole Polytechnique, (1998) 77-85

[25] M.E. Parisi, N. Monin, L. Brino, M. Bufalini, C. Fournier : "*Approccio metodologico per determinare le previsioni idrogeologiche e le venute d'acqua nell'ambito della progettazione della Nuova Linea Torino Lione – Ritorno di esperienza della Discenderia di La Praz*", Convegno idrogeologico, Roma, (2010)

[26] L. Rybach, M. Pfister : "*Temperature predictions and predictive temperatures in deep tunnels*", Rock Mechanics, 27, 2 (1994) 77-88

[27] D. Subrin, T.M. Vu, J. Sulem, A. Robert, N. Monin, L. Brino : "*Geometrical treatment of convergence and leveling data for the description of the anisotropic behavior of carboniferous coal schists met in the St Martin La Porte access gallery*", ITA, Budapest, (2009)

[28] P. Vignat, P. Lacombe, C. Marty : "Reconnaissances géologiques par sondages dirigés dans le cadre du tunnel de base de la future liaison ferroviaire transalpine Lyon-Turin", Tunnels et Ouvrages Souterrains 160, (2000) 236-241

TUNNEL FERROVIAIRE DE VIERZY : VIEILLISSEMENT, ALTERATION DES MAÇONNERIES CALCAIRES. CAUSES DE L'EFFONDREMENT CATASTROPHIQUE DU 16 JUIN 1972

MARCEL ARNOULD[†]
6 rue Carrière Marle, 92340 Bourg-la-Reine, France

RESUME

Le tunnel ferroviaire de Vierzy a été creusé en 1859-60 dans des sables cuisiens sous 38m de couverture essentiellement de calcaires lutétiens. L'accident est dû à l'effondrement de 15m de longueur de voûte maçonnée et de 4m d'épaisseur de calcaires du Lutétien inférieur. Une première cause est une malfaçon à la construction du clavage de la maçonnerie de la voûte, entre deux sections d'excavation. En 1914 un effondrement volontaire militaire a créé une « cathédrale » de 17m de haut, 50m de longueur en axe, 10 000m^3 d'éboulis, à 20m de la limite sud de l'effondrement de 1972. L'ébranlement a provoqué l'affaissement des formations du Lutétien inférieur sur la voûte. Les fumées de la traction à vapeur ont déposé des suies contenant des sulfures et du charbon imbrûlé dans les vides ainsi créés et dans les hors profils, la maçonnerie et les mortiers caverneux. Ceci a permis le développement d'une altération sulfurique, acide, accélérée par un processus bactérien sur les mortiers et les moellons calcaires et réduit la portance de la voûte. A l'intrados la gélifraction a provoqué des réductions d'épaisseur des moellons tendres et gélifs avec chutes de fragments altérés. Le dégarnissage d'un rouleau de parement dégradé, en briques, purgé pour remplacement par du béton projeté a été la cause finale. Deux trains de voyageurs se sont presque simultanément encastrés dans l'éboulis faisant 108 morts. C'est la troisième plus grande catastrophe de l'histoire ferroviaire française.

MOTS-CLES : Tunnel ferroviaire, Effondrement, Lutétien, Calcaires, Suies, Altération, Bactéries, Gélifraction.

ABSTRACT

The Vierzy railway tunnel was excavated in 1859-1860 in Cuisian sands below 38m of essentially Lutetian limestones. The accident is due to the collapse of the roof of the tunnel on a 15m long section and of about 4m thick Lower Lutetian formations. The initial cause of the collapse is a defect, at construction time, in the keystone zone of the masonry of the circular vault, at the joint between two sections of excavation. In 1914 a war destruction with explosives created a collapse and a "cathedral" 50m long, 17m high, and a cone of 10 000m^3 debris at 20m of the 1972 collapse. The shaking provoked the sinking of Lower Lutetian formations on the masonry, at a distance, Middle Lutetian staying as a slab. Fumes of steam trains deposited soots with coal and sulphides (pyrite) particles in voids of the ground and of the masonry up to in cavernous mortar. This permitted a sulfuric acid alteration, increased by bacterial processes, changing

carbonates into soluble sulfates (gypsum). It lowered the resistance of the vault and permitted the fall of quarry stones. At the inner surface freezing caused a progressive fall of debris and reduction of thickness of the masonry. Thin facing rolls of bricks or concrete were placed here and there as a protection. The removing of a section of such a roll of bricks, altered, to be substituted with concrete was the final cause. One limit of the removed section coincides with one limit of the collapse. On June 16, 1972, two passenger trains crossed into the tunnel at a small interval and collided with the cone of debris. There were 108 deaths. It is the third most important catastrophe in French railway history.

KEY-WORDS: *Railway tunnel, Collapse, Lutetian limestones, Soots, Alteration, Bacteria, Freezing.*

L'ACCIDENT DU 16 JUIN 1972

Le tunnel de Vierzy, à deux voies, est situé sur la ligne Paris-Soissons à environ 10km au sud de Soissons. Après 31 trains dans la journée, une locomotive haut-le-pied est passée dans le tunnel à 20h23 sans relever d'anomalie. A 20h55 un autorail venant de Paris à sa vitesse normale de 108km/h s'est encastré dans une masse éboulée. Dans l'autre sens à 20h56 un autorail venant de Laon a fait de même à 90km/h. Bilan : 108 morts et 110 blessés. C'est la troisième plus grande catastrophe de l'histoire ferroviaire en France. Selon l'axe du tunnel l'éboulement a affecté 15m linéaires de voûte entre les PK 94,760 et 94,775. L'éboulis d'un volume total de 460m^3 a atteint 5m de hauteur maximale au-dessus du niveau du rail et la cloche d'effondrement 5m au dessus de l'intrados du tunnel.

LE TUNNEL : PROJET, RECONNAISSANCE ET CONSTRUCTION

Le tunnel de Vierzy a été construit en 1860-1861 par la Compagnie du Chemin de Fer du Nord. Il a une longueur de 1401m (PK 94,208 à PK 95,609).

Le tracé en plan (Figure 1) comporte des courbes probablement imposées par la topographie du recouvrement.

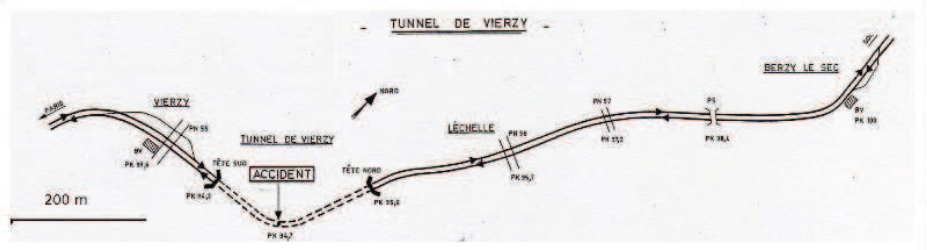


Figure 1 : Tracé en plan (d'après Archives SNCF)

Le profil en long (Figure 2) a une pente régulière de 3mm/m du sud vers le nord, à l'inverse du pendage général, faible, du Bassin parisien. La hauteur de recouvrement va

de 30m à 38m, sous des terres cultivées. Du point de vue géologique l'idée était un creusement dans les sables fins du Cuisien sous une couverture de calcaires lutétiens.

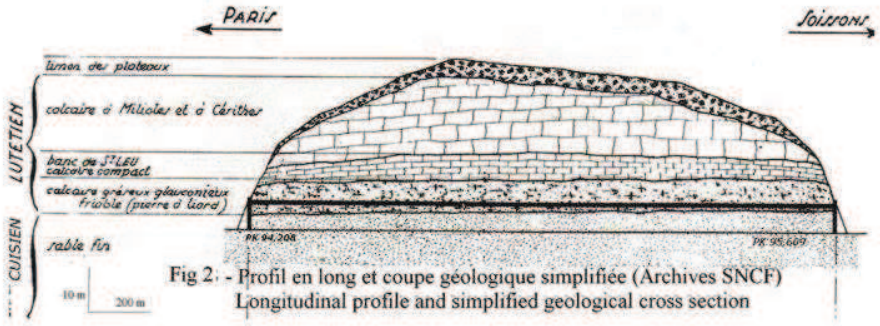


Fig 2 - Profil en long et coupe géologique simplifiée (Archives SNCF)
Longitudinal profile and simplified geological cross section

Figure 2 : Profil en long et coupe géologique simplifiée (Archives SNCF)

En section transversale (Figure 3) l'ouvrage fait 8m de largeur entre des piédroits verticaux de 2m de haut en intrados. Une voûte circulaire maçonnée de 4m de rayon s'appuie sur les piédroits. Le tunnel a donc 6m de hauteur en axe. Il n'y a pas de radier.

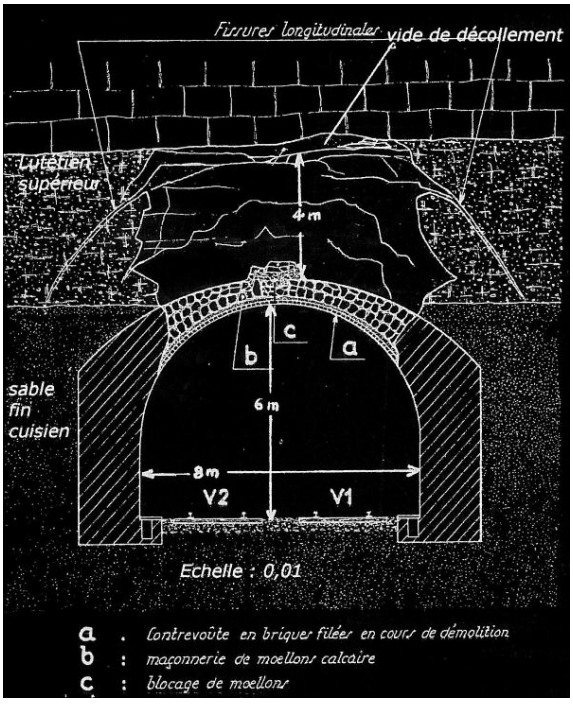


Figure 3 : Profil en travers et coupe de la cloche d'effondrement, lèvre sud (d'après Archives SNCF)

La reconnaissance préalable a été faite en 1857-1859 par 7 puits verticaux de 4m à 5m de diamètre dans l'axe du tunnel et par deux galeries de 2,15m de largeur et de hauteur au dessus du futur tunnel : l'une de 600m partait de l'entrée nord, l'autre partait de l'entrée sud vers le nord sur 280m.

La planification du creusement des tunnels avec les moyens de perforation et d'aérage de l'époque consistait à créer grâce à des puits intermédiaires foncés jusqu'au niveau de l'ouvrage et dans son axe autant de points d'attaque qu'il en fallait en plus des deux entrées pour un achèvement dans des délais de l'ordre de 30 mois avec des avancements de 12mà 15m par mois. Ici 5 sections étaient prévues : deux de 250m, à partir de chacune des entrées et trois de 300m, chacune desservie par trois puits de service. Les documents d'archives donnent des indications parfois contradictoires. Ainsi la section commençant à l'extrémité nord aurait eu 325m de longueur, suivie d'une section de 250m. Le creusement a été particulièrement rapide. Il a duré 22 mois et demi, du début janvier 1860 au 15 novembre 1861. Il a été exécuté avec la méthode belge en commençant par une galerie de faîte, de 3m sur 3m, boisée, ensuite élargie en voûte avec étayage puis creusement du stross et confection des piédroits et de la voûte maçonnée.

GEOLOGIE

STRATIGRAPHIE ET LITHOLOGIE

Nous sommes dans le Tertiaire du Bassin parisien, plus précisément dans l'Eocène, étages Lutétien et Cuisien. Une coupe simplifiée de la colline selon le profil en long du tunnel (Figure 2) montre sous une couverture de formations superficielles un massif de calcaires lutétiens surmontant des sables cuisiens dans lesquels est creusé le tunnel. Celui-ci est donc censé avoir un toit de calcaire lutétien. Le contact Lutétien/Cuisien paraît plan et subhorizontal.

La réalité est un peu différente. Le contact entre Cuisien et Lutétien présente des ondulations (Figure 4) ce qui, outre son contre pendage, conduit le tunnel à pente régulière à ne pas rester inscrit exactement dans le même niveau.

Du point de vue stratigraphique et lithologique et du haut vers le bas on rencontre, sous les champs cultivés et les formations superficielles de la colline :

- Lutétien supérieur : pour mémoire, alternance de niveaux marneux et de bancs durs (caillasses) ;
- Lutétien moyen : ensemble rocheux, calcaire, avec une superposition de bancs de faciès un peu différents, tous exploités comme matériaux de construction dans toute la région parisienne. Notamment, ici, du haut vers le bas : le banc royal, réputé le meilleur, le Vergelé avec un banc « à vérins » puis, à la base du Lutétien moyen, un banc de 3m à 6m d'épaisseur, le « calcaire de Saint-Leu ». C'est ce banc qui constitue la dalle visible au toit de la cloche d'effondrement (Figure 3). C'est un calcaire tendre et gélif. Néanmoins il a été largement utilisé régionalement dans le bâtiment. Dans le tunnel, la grande majorité des moellons employés sont en calcaire de Saint-Leu : 87% de la longueur des sondages carottés dans la maçonnerie ont recoupé des moellons de ce calcaire. Une carrière souterraine abandonnée de part et d'autre au-dessus du tunnel a exploité les principaux bancs de calcaire dont le banc royal et le calcaire de

Saint-Leu. On y accédait par un puits également abandonné mais elle reste accessible par la « cathédrale », ancienne cloche d'effondrement d'une destruction militaire en 1914. Cette carrière ne s'étend pas jusqu'à l'effondrement. Elle s'arrête à environ 5m de sa lèvre sud.

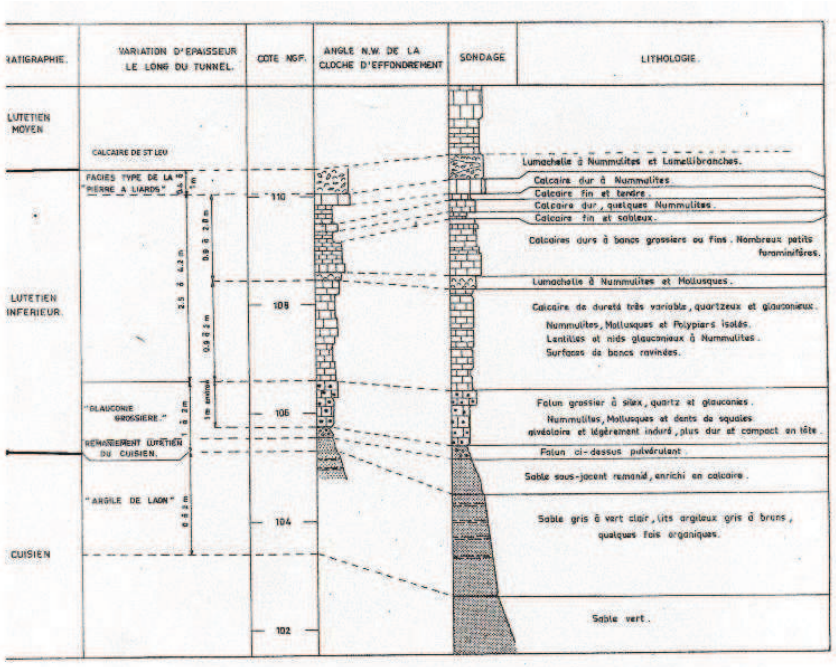


Figure 4 : Logs du Lutétien inférieur de Vierzy, d'après un sondage situé à 10m de l'axe du tunnel PK 94,772 ([1])

- Lutétien inférieur (Figure 4) : Environ 5m d'épaisseur totale. Sous le calcaire de Saint-Leu vient d'abord un banc de lumachelles – accumulation de coquilles de Lamellibranches consolidées en roche tendre - avec abondance de Nummulites d'où le nom de « pierre à liards » vers la base du banc dont l'épaisseur peut atteindre 1m. On continue vers le bas par une alternance de bancs calcaires alternativement durs et tendres, souvent sableux, sur environ 2,5m. Puis 1m à 2m d'une formation de faluns, sables coquilliers à ciment sableux ou sablo-argileux, parfois cimentés en lentilles mais carrément pulvérulents à leur base. Marqué par la présence de glauconie verte, cet ensemble de formations plus ou moins sableuses d'environ 2m d'épaisseur est dénommé « glauconie grossière ». Le passage aux sables cuisiens siliceux sous-jacents se fait par un mélange de sables calcaires et siliceux, produits du remaniement du sommet du Cuisien. La totalité des formations du Lutétien inférieur se retrouve en désordre dans le cône d'éboulis. On a pu y constater qu'au moins un quart du volume total était sableux. Le Lutétien inférieur comporte donc dans sa partie supérieure des bancs de calcaire compact intercalés avec des niveaux de roches tendres ou/et friables. Ils ont pu être confondus par les constructeurs avec la véritable dalle du

calcaire de Saint-Leu. Il a pu en aller de même avec des lentilles consolidées dans la « Glauconie grossière » friable et sableuse. Les parois de la cloche d'effondrement montrent que la voûte est essentiellement dans la « Glauconie grossière » et que le haut de la voûte avec l'encoche de la galerie de faîte atteint un banc de calcaire au-dessus du sommet de la « Glauconie grossière ». Il n'y a donc guère plus de 3m à 3,50m de recouvrement jusqu'au vide ouvert sous la dalle du calcaire de Saint-Leu à laquelle une partie des lumachelles du sommet du Lutétien inférieur reste attachée. Moins de 4m en toute hypothèse.

- Cuisien : alors que tout le Lutétien est calcaire, le Cuisien est représenté par des sables siliceux fins assez homogènes qui se poursuivent assez profondément sous le radier du tunnel. Dans leur partie supérieure la présence de quelques minces couches d'argile sur les 2 à 2,5 premiers mètres les a fait identifier sous le nom d'« argiles de Laon ».

DONNEES STRUCTURALES

Le contact Lutétien-Cuisien n'est pas subhorizontal comme attendu. Il présente des ondulations bien visibles (Figure 5).

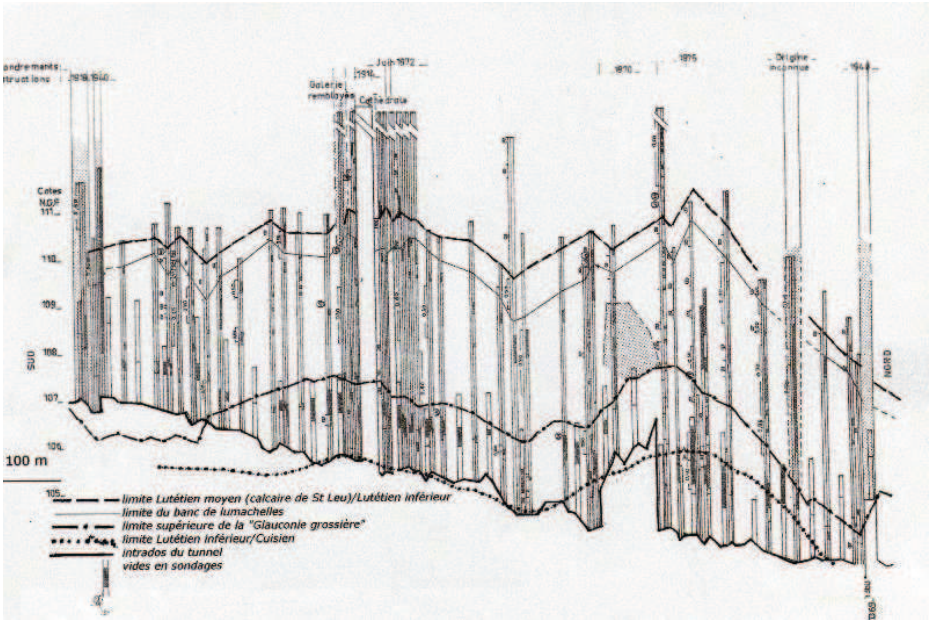


Figure 5 : Coupe géologique du tunnel et vides dans les sondages (d'après archives SNCF, [1])

HYDROGEOLOGIE

Le tunnel est hors d'eau. On y observe uniquement des infiltrations d'eaux de surface dont le temps de transit est de l'ordre du mois sous forme de suintements et traces d'humidité. Les rares ruissellements sont drainés par les caniveaux.

KARSTIFICATION DES CALCAIRES LUTETIENS – VIDES ET DEPOTS DE SUIE DANS LE LUTETIEN INFERIEUR

Des cavités de dissolution karstique sont connues dans les calcaires lutétiens de la région. Mais il n'y en a pas dans le massif au-dessus du tunnel. J'en ai personnellement recherché sans succès. Il existe seulement quelques rares rubéfactions de surfaces de fissures ou de leur remplissage. Ceci est logique. Le tunnel est à l'aplomb d'un point haut. L'infiltration est insuffisante pour des dissolutions significatives.

Par contre les 5m d'épaisseur du Lutétien inférieur présentent des vides dus à la construction et aux avatars de la vie du tunnel :

- Un important vide longitudinal de 0,30m à 0,50m de hauteur sépare la dalle du calcaire du Lutétien de Saint-Leu du sommet du Lutétien inférieur affaissé. Il a été découvert dans la coupe offerte par la cloche d'effondrement. Il se prolonge au moins jusqu'à la « cathédrale ». Il est tapissé de suie. Il est donc ancien et bien antérieur à l'effondrement de 1972. Il est vraisemblablement une conséquence de la destruction militaire volontaire de septembre 1914 qui a créé la cathédrale. L'explosion de mines placées au niveau de l'ancienne carrière souterraine a pu provoquer le décollement de l'ensemble du Lutétien inférieur et son affaissement vertical en écrasant la galerie de reconnaissance.
- De nombreux vides marqués de suie sont dans l'épaisseur des terrains du Lutétien inférieur. Ils étaient bien visibles dans les parois de la cloche d'effondrement, dans les joints de stratification. Beaucoup d'autres ont été reconnus grâce aux nombreux sondages postérieurs à l'accident de 1972 (Figure 5). la plupart sont partiellement ou totalement remplis de suies déposées par les fumées de la traction à vapeur qui n'a disparu qu'en 1965 au profit de la traction diesel. Ces dépôts sont impressionnants. Ce ne sont pas des films. On observe des accumulations de plusieurs centimètres d'épaisseur. En moyenne selon F.M Pellerin [1] il y a 20cm de vide par sondage en clé mais 5 sondages sur 39 n'en ont pas rencontré. Il est vraisemblable que ces vides correspondent à des décollements irréguliers entre différents niveaux du Lutétien inférieur. Leur origine est à rapprocher de celle du décollement principal indiqué plus haut. L'observation des éboulis a montré des blocs aplatis, de diverse nature, avec des couvertures de suies. Il est également vraisemblable que le talutage des sables cuisiens (voire de la base du Lutétien inférieur) a contribué à ces décollements.
- Des dépôts de suies sont également abondants à l'extrados du tunnel, dans les hors-profil, sur les moellons de bourrage et au sein de la maçonnerie elle-même, dans des fissures et jusque dans des parties caverneuses des mortiers.

Ces vides forment un réseau dans lequel les fumées ferroviaires se sont propagées comme dans une cheminée à des distances – notamment horizontales – de plusieurs dizaines de mètres. Ceci a été confirmé par un essai le 6 octobre 1974. Une cartouche

fumigène d'une durée de 10 minutes a été introduite à 1,50m dans un forage vertical en clé au PK 94,805, à 30m de la limite nord de la cloche d'effondrement (PK 94,775). La fumée a atteint le décollement au toit de la cloche d'effondrement après seulement 3 minutes.

LA CLOCHE D'EFFONDREMENT ET L'EBOULIS

La cloche d'effondrement a une hauteur maximale de 5m au-dessus de l'intrados du tunnel et une longueur de 15m selon son axe longitudinal (PK 94,760 à PK 94,775). Sa lèvre sud est à l'aplomb exact de la limite d'une section d'un chantier de réfection d'une contre-voûte en briques dégradée et purgée à l'intrados du tunnel, restée provisoirement dégarnie deux mois avant l'accident avant son remplacement par du béton projeté. La limite entre le 2ème et le 3ème lot de construction est donnée entre les PK 94,755 et PK 94,760, donc sensiblement à la lèvre sud de l'effondrement. Selon d'autres documents d'archives elle pourrait aussi être dans les 5 premiers mètres de la zone effondrée, coté nord. On sait que la confection de la voûte maçonnée et du clavage de clé sont particulièrement difficiles au raccord de lots dont les attaques partaient en sens opposé.

Le toit de la cloche est la dalle du calcaire de Saint-Leu, base du Lutétien moyen à laquelle reste soudée une certaine épaisseur des lumachelles du sommet du Lutétien inférieur. C'est cette dalle - qui est en réalité constituée par l'ensemble du Lutétien moyen - que les constructeurs auraient aimé avoir au toit du tunnel.

L'examen des parois montre que les naissances de la voûte commencent dans des sables verts mais encore calcaires, extrême base du Lutétien inférieur, transition avec le Cuisien. Au-dessus on identifie la « glauconie grossière ». Le sommet de la voûte et l'encoche de la galerie de faîte sont dans un calcaire coquillier. On peut en conclure que seules les formations du Lutétien inférieur se sont éboulées. En clé, leur épaisseur n'est guère plus de 3m à 3,5m, inférieure à 4m.

Sur les parois de la cloche le vide d'environ 0,30m à 0,50m de hauteur mentionné plus haut, tapissé de suie, s'enfonce sous la dalle du calcaire de Saint-Leu vers le sud et vers le nord selon l'axe du tunnel. On a pu montrer qu'il est continu jusqu'à la cathédrale, environ 20m au sud. D'autres vides remplis ou soulignés de suie sont visibles dans les parois.

Enfin, côté sud, la partie hourdée (liée au mortier, un peu sommairement) est réduite à une épaisseur de 0,20m (au lieu des 0,70m attendus) sur plus de 1m de large. Il y a eu mauvaise exécution – malfaçon – lors de la construction.

Les éboulis sont très sableux, calcaires, avec des blocs dont certains, friables, se sont effrités, des moellons et des blocs de maçonnerie. Tous les niveaux stratigraphiques du Lutétien inférieur s'y trouvent mélangés. Certains blocs se trouvaient en position verticale. Le volume total des éboulis a été évalué à 460m^3.

VIEILLISSEMENT – AVATARS SIGNIFICATIFS DE LA VIE DU TUNNEL

DESTRUCTIONS MILITAIRES.

La liste est impressionnante.

- 1870 : destruction par mines de deux tronçons de 30m et de 14m de long, entre les PK 95,120 et PK 95,220 (la position exacte n'est pas connue avec précision), suivie de reconstruction en 1873.
- 1er septembre 1914, 5 « fourneaux de mines » placés au plancher de la carrière souterraine de calcaire citée supra ont provoqué un effondrement sur 50m de longueur en axe entre les PK 94,690 et PK 94,740 et 17m de hauteur. 10 000m^3 d'éboulis ont été abattus (à comparer aux 460m^3 de 1972). Les piliers de la carrière ont été fissurés. Ils ont dû être renforcés et d'autres piliers ont dû être construits pour soutenir le toit. Le plancher de cette carrière étant en calcaire de Saint-Leu, sa vibration a pu provoquer le décollement des formations sous-jacentes du sommet du Lutétien inférieur, ce décollement se prolongeant jusqu'à la zone de l'effondrement de 1972 à une vingtaine de mètres de distance et au-delà.
- juillet 1918, destruction d'un tronçon de 40m au voisinage de la tête sud entre les PK 94,210 et PK 94,250.
- 9 juin 1940, aux deux extrémités, PK 94,250 à PK 94,280 et PK 95,550 à PK 95,570.

RESCINDEMENT

En 1957 le souterrain a été rescindé, par places, pour dégager le gabarit « TZ » et permettre le transport de gros matériels militaires. La zone de l'accident de 1972 n'aurait pas été concernée.

EBOULEMENT DE 1875

Un compte rendu en archives fait état d'un éboulement le 24 janvier 1875, à 315m de la tête nord, à l'aplomb exact d'un puits noté « Puits n° 2 ». Cette numérotation indiquerait un puits d'extraction. On serait donc là encore à la jonction entre deux lots d'excavation. Mais ceci s'accorde mal avec la distance de l'entrée nord : 315m alors que la longueur de cette section d'entrée est de 250m dans le projet. S'agirait-il plutôt d'un puits de reconnaissance qui aurait dû être noté par une lettre majuscule ? Le volume de déblais n'est pas indiqué. Selon un croquis, la cloche de fontis avait un volume sensiblement inférieur à celui de 1972. L'origine de l'instabilité a été attribuée à un défaut de boisage de la base du puits. « Heureusement aucun train ne passait à ce moment et on a pu arrêter à temps le train de Paris ».

LA VOUTE EN MACONNERIE

En section la voûte hémicirculaire de l'ouvrage a un rayon de 4m. Elle s'appuie sur des piédroits verticaux de 2m de hauteur et de 1,40m à 1,75m d'épaisseur. Dans l'axe la clé de voûte est à 6m au-dessus du radier. Elle est constituée de moellons calcaires appareillés liés par un mortier à la chaux. Les moellons sont essentiellement du calcaire de Saint-Leu, local, malheureusement tendre et gélif. Le mortier est fait de sables issus de l'excavation et de chaux de Tournai.

La voûte était censée avoir une épaisseur totale de 1,40m à 1,70m aux naissances et de 0,70m à 0,90m en clé. Un rouleau de parement épais de 0,20m en briques cuites sur place liées par un mortier était quelquefois ajouté à l'intrados. A l'extrados, des moellons non taillés plus ou moins liés par un mortier de chaux étaient utilisés en remplissage de vides de construction (hors-profil, parties résiduelles de la galerie de faîte, etc.). Ces épaisseurs n'ont pas toujours été respectées. Un sondage à quelques mètres de l'éboulement côté sud n'a recoupé que 0,55m de moellons appareillés surmontés de 0,20m de moellons liés par un mortier de chaux. A la lèvre sud de la cloche d'effondrement il n'y avait que 0,20m de moellons mal équarris, hourdés à la chaux, sur 1m de longueur.

ALTERATIONS DES MACONNERIES

Pratiquement dès la mise en service et tout au long du temps la maçonnerie a souffert de problèmes d'altération se manifestant par des chutes de débris de moellons et de briques notées au passage des convois et lors des visites de surveillance. Dès 1876 des documents d'archives mentionnent des effritements de moellons atteignant 15cm d'épaisseur et des revêtements de briques montrant aussi des desquamations et des écaillages. Un grand nombre de zones ont ainsi été identifiées par des campagnes successives de surveillance, purgées et remplacées selon diverses techniques de réfection. Ainsi un compte rendu de visite en octobre 1959 relève des avaries des parements de brique, des disjointoiements et des exfoliations de moellons sur au moins 2cm, des mortiers désagrégés en poudre ou en pâte. Un autre, du 11 mai 1964, a relevé des descellements de moellons et de nombreuses dégradations des revêtements de la voûte et des piédroits. Diverses réclamations émanent de mécaniciens suite à la chute de débris. L'une d'elles fait spécifiquement suite à une chute de moellon.

CAUSES DES ALTERATIONS DES MACONNERIES

Deux causes principales sont clairement identifiées : gélifraction et attaque sulfurique acide des carbonates.

GELIFRACTION

Les jets de vapeur et de gaz brûlants émis par les locomotives à des températures de 150°C à 400°C ont certainement joué un rôle d'érosion mais il n'a pas été étudié. Par contre les effritements superficiels des moellons calcaires sont caractéristiques des effets du gel. En hiver la température peut descendre, jusqu'à -13°C à l'intérieur du tunnel et jusqu'à -8°C près des têtes.

ATTAQUE BIOCHIMIQUE ACIDE DES CARBONATES

On connait la « maladie de la pierre » des matériaux de construction calcaires. En présence d'humidité l'oxydation de sulfures (essentiellement pyrite) présents dans le matériau ou dans des imbrûlés de charbon des suies provoque une attaque sulfurique acide du calcaire et sa transformation en sulfates - essentiellement en gypse - solubles. Ainsi en surface les pierres calcaires ont une croûte externe riche en gypse - le calcin - recouvrant une zone plus ou moins pulvérulente qui passe progressivement à la roche saine. Le même processus a opéré sur les moellons et sur les mortiers de chaux -

carbonatée - du tunnel, à l'intrados, comme sur des murs de bâtiments mais surtout dans les fissures de la maçonnerie, à l'extrados et dans l'intérieur du terrain par les réseaux de vides avec dépôts de suie décrits dans un paragraphe précédent. La démonstration en est faite par l'analyse des eaux souterraines. A quelque distance du tunnel elles ne contiennent pas de sulfates. Celles qui sont recueillies dans le tunnel en contiennent.

L'attaque sulfurique acide des carbonates est accélérée par des bactéries anaérobies, acidophiles, notamment du genre « Thiobacillus » qui tirent précisément leur énergie de la réaction d'oxydation des sulfures et leur substance du carbone des carbonates voire, ici, également de charbon imbrûlé. Leur présence a été recherchée, après l'accident, en utilisant des méthodes mises au point à l'Institut Pasteur. Le Tableau 1 montre leur grande abondance là où il y a des suies.

TABLEAU 1 : VARIATION D'ABONDANCE DE THIOBACILLES SUR DES CALCAIRES AVEC SUIE ET SANS SUIE DANS LE TUNNEL DE VIERZY [2]

	Thiobacilles. Nombre de germes par gramme de pierre sèche
ECHANTILLON DE REFERENCE	
Calcaire lutetien (carrière d'origine)	20
TUNNEL	
Echantillon 1 : poudre, localisée dans le massif calcaire, en relation indirecte avec le tunnel par les fissures	1000
Echantillon 2 : croûte sans suie, sur le calcaire du massif, en relation directe avec le tunnel par une fissure	2500
Echantillon 3 : croûte avec suie, sur moellons calcaires, à la base d'une cheminée d'aération du tunnel	400000

L'altération biochimique acide des carbonates, alimentée en sulfures par les suies déposées par les fumés ferroviaires, a certainement été très pernicieuse dans les vides à l'extrados du tunnel et dans toutes les fissures de la maçonnerie, notamment celles qui ont pu être engendrées par l'ébranlement dû aux explosifs utilisés pour la destruction militaire de septembre 1914. Cette altération a pu contribuer à une certaine réduction de

taille des moellons. Elle a surtout entrainé une dégradation des mortiers de chaux conduisant au descellement de moellons.

CONCLUSIONS – CAUSES DE L'ACCIDENT

La cause de l'accident du 16 juin 1972 est un effondrement de la voûte du tunnel dû à un enchainement de causes de diverses natures qui se sont succédées au fil du temps et du vieillissement de l'ouvrage. Après la catastrophe, la SNCF a entrepris des recherches approfondies : 5 forages verticaux depuis la surface du sol ; plus de 100 forages à partir du tunnel dans le terrain et dans la maçonnerie ; ouverture de nombreuses fenêtres ; essais divers ; thèses de Doctorat. Un important document de référence, le rapport de la Commission d'Enquête Administrative publié en avril 1973 [3], a fait la synthèse des connaissances à cette date. A lui seul l'examen des parois de la cloche d'effondrement a été riche d'enseignements. Il est donc évident que le niveau des connaissances après le drame n'est pas comparable à ce qu'il était avant.

Appelé par la SNCF aussitôt après la catastrophe, en qualité de Conseil pour la Géologie, j'ai suivi ces recherches jusqu'au procès où j'ai été l'un des cinq témoins cités par la Société. Tous les résultats n'étaient pas encore acquis à cette date. La rédaction du présent article me fournit l'opportunité de faire un point plus complet. Voici, à ce jour, mes conclusions sur les causes.

Au stade du projet, le profil en long aurait pu être mieux adapté à la coupe géologique pour tenir compte de la cote du calcaire lutétien supérieur, comme toit potentiel de l'ouvrage et du caractère sableux des deux derniers mètres du Lutétien inférieur. A la construction, le choix de moellons en calcaire de Saint-Leu, tendre et gélif, avec encore sa teneur en eau de carrière, s'est avéré lourd de conséquences pour la maintenance de l'ouvrage du fait de la gélifraction.

Mais pour l'effondrement je retiens 4 causes directes :

- A l'origine, lors de la construction, une malfaçon dans la maçonnerie de la clé de voûte, au raccord entre deux sections d'excavation, zone toujours difficile pour la finition de la maçonnerie : épaisseur insuffisante et mauvaise taille des moellons d'appareil.
- En septembre 1914, un effondrement provoqué par le Génie militaire a mis en jeu une énergie très importante avec des mines disposées dans une carrière souterraine au-dessus du tunnel créant une cloche d'effondrement de 17m de hauteur, 50m de longueur en axe et 10 000m^3 d'éboulis, à comparer aux 460m^3 de l'effondrement de juin 1972 à une vingtaine de mètres seulement de celui-ci. Il est vraisemblable que la vibration engendrée dans la base des calcaires massifs du Lutétien moyen soit à l'origine du décollement et de l'affaissement des formations du Lutétien inférieur qui sont venues reposer sur la voûte maçonnée et probablement d'une certaine fissuration générale des maçonneries.
- Dès la mise en service du tunnel, deux types d'altération se sont attaqués à la maçonnerie. A l'intrados, la gélifraction hivernale, a provoqué des réductions d'épaisseur par chute et purges des parties altérées. Plus dangereusement, à l'extrados comme à l'intrados, dans les fissures et même dans les parties caverneuses des

mortiers, les fumées de la traction à vapeur ont déposé des suies porteuses de particules de charbon et de sulfures à l'origine d'une altération sulfurique acide des carbonates, accélérée par une intense activité bactérienne qui a conduit à rendre des mortiers pulvérulents permettant la désolidarisation et la chute de moellons.

- La cause ultime a été le dégarnissage d'un rouleau de briques, conçu comme un simple parement à l'intrados de la maçonnerie, dégradé, pour le remplacer par du béton projeté. Restée dégarnie pendant 2 mois la voûte a cédé le 16 juin 1972 au soir. La limite sud de l'effondrement coïncide avec une des limites du dégarnissage. La limite nord n'est pas aussi nette mais la longueur effondrée est proche de la longueur dégarnie.

Même anormalement mince comme elle l'était en clé, la voûte était en mesure de supporter la charge d'environ 3m d'épaisseur de terrains du Lutétien inférieur affaissés sur elle, en clé. Il est possible que l'irrégularité des contacts ait créé des surcharges locales conduisant à la rupture. C'est la conclusion de la Commission d'Enquête Administrative en avril 1973 [3]. Plus que des surcharges locales, ce sont probablement des dégradations locales des propriétés mécaniques de la maçonnerie du fait de l'altération qui sont à mettre en cause, l'effet étant similaire. Il se peut même que des moellons, voire des blocs de maçonnerie de clé descellés par l'altération des mortiers, soient tombés par simple gravité, ouvrant la voie à un effondrement en sablier et à la formation d'un cône d'éboulis. Ceci s'accorderait avec la forme des fissures ouvertes dans les parois de la cloche d'effondrement

Pour conclure on ne peut qu'être saisi par la différence de probabilité de l'aléa géologique - l'effondrement lui-même avec l'enchainement de ses causes multiples dont le cancer de l'altération sulfurique acide de la maçonnerie - et la probabilité considérablement plus faible du risque de sa conjonction en un court laps de temps, avant qu'il ne soit signalé, avec le croisement de deux trains de voyageurs en ce point.

REMERCIEMENTS :

Je remercie M. Jean-Claude Daumarie, Chef de la Division Tunnels de la SNCF, et M. Pierre Magnien, membre de cette Division pour leur coopération et pour m'avoir très libéralement ouvert les archives de la SNCF.

Cet article a été publié dans la Revue Française de Géotechnique (N° 131-132, p. 93-100, 2010). Nous remercions l'éditeur Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées pour son autorisation de publication dans l'ouvrage Géologie de l'ingénieur – Engineering geology.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] J.M. Pellerin : "*Les altérations des maçonneries carbonatées dans les tunnels ferroviaires anciens*", Thèse Ecole des Mines de Paris, (1978) 232p

[2] M. Arnould : "*Altération bactérienne des pierres calcaires*". In Géologie de l'ingénieur appliquée aux travaux anciens, monuments et sites historiques, Balkema, Rotterdam, ISBN906191 793X, (1988) 819-823

[3] P. Duffaut., J. Goguel, J. Lehuerou-Kerisel, L. Lupiac, F. Ramel, J. Rerolle : Commission d'Enquête Administrative "*Rapport sur les causes de l'accident survenu le 16 juin 1972 dans le tunnel de Vierzy*", Commission d'Enquête Administrative J.O.R.F. Documents Administratifs, (11 avril 1973) 21-73

COMPARATIVE STUDY OF THE USE OF HOEK-BROWN AND EQUIVALENT MOHR-COULOMB PARAMETERS IN TUNNEL EXCAVATION

PETER FORTSAKIS[1], EMILIA-MARIA BALASI[1], GEORGE PROUNTZOPOULOS[1], VASSILIS MARINOS[2], PAUL MARINOS[1]
[1]National Technical University of Athens, 9, Heroon Polytechneiou Str., 15780, Zografou, Athens, Greece
[2]Aristotle University of Thessaloniki, 541 24, Thessaloniki, Greece

INTRODUCTION

The Hoek-Brown failure criterion ([1]) can sufficiently describe the strength of rock masses, based on the characteristics of the intact rock and the rock mass fracturing state. However, Mohr-Coulomb is a widespread failure criterion in geotechnical engineering, incorporated in almost every relevant software, whereas the Hoek-Brown criterion was only recently incorporated in some of them. For that reason, a serious problem is the conversion of the Hoek-Brown parameters (GSI, σ_{ci}, m_i, D) to the equivalent Mohr-Coulomb ones (c, φ of the rock mass) and also the estimation of the divergence of the results from these two approaches, since the transformation of a non linear criterion to a linear one can never be exact.

Since the Hoek-Brown failure criterion describes a non linear equation, the determination of the equivalent Mohr-Coulomb parameters is really based on the transformation of a curve to an equivalent straight line for the range of parameters that are involved in every different problem. This approach can be achieved either by a tangent line to a certain point of the curve (this method leads to good results for the certain point but to large deviations for the adjacent part of the curve), or by adjusting a straight line to a specific part of the curve (this method provides sufficient results for the particular length and the equivalent stress limits). Given that tunnel problems demonstrate significant changes of the stress field around the excavation, the second approach is considered more appropriate. Therefore, the problem lies on which is the section of the curve that must be isolated in the analysis, in order to have the best possible convergence of the two different criteria.

Thus, the scope of the present study is firstly to compare the equivalent Mohr-Coulomb parameters derived from the implementation of different methods proposed in the literature. Moreover, it is attempted to quantify the differences in numerical analyses results for cases that the strength of a Hoek-Brown geomaterial is simulated directly via Hoek-Brown failure criterion or indirectly via the Mohr-Coulomb criterion and to evaluate the geotechnical conditions where such transformations are considered reliable. It is noted that the paper concerns the evaluation of the Hoek-Brown equivalent approach through Mohr-Coulomb criterion and not the comparison of the failure criteria.

LITERATURE REVIEW

The most known and used transformation method was introduced by Hoek *et al.* [1]. According to this method the adjustment of the linear equation to the Hoek-Brown curve is done in the area of minor principal stresses $\sigma_t<\sigma_3<\sigma_{3max}$, where σ_t is the tensile strength of the rock mass and σ_{3max} is determined through closed form solutions for both failure criteria Hoek-Brown [2] and Mohr-Coulomb [3] given that this value results in similar characteristic curves. This method does not consider the equivalent internal support pressure, which reduces the width of the plastic zone and differentiates the stress and displacement distribution.

Sofianos and Nomikos [4] proposed different methodologies for elastic - perfectly plastic and elastic - brittle plastic rock mass (with peak and residual strength parameters) using two different procedures; best fitting in the existing stress range method (BFe) and equating model responses method (EMR), which take into account the internal support pressure p_i. BFe method follows a best fitting procedure for the envelopes of the two failure criteria, in the stress range $p_{iN}<\sigma_3<p_{eN}$, where p_{iN} is the normalized support pressure (with respect to σ_{ci}) and p_{eN} the normalized critical stress σ_3 at the outer boundary of the plastic zone (with respect to σ_{ci}). EMR method is based on closed form solution and suggests that the two criteria should evaluate the same thickness of plastic zone and cross for a minor principal stress equal to the critical pressure. As for brittle rock masses, for the calculation of peak strength parameters before failure, for both methods BFe and EMR, the Mohr-Coulomb envelope is determined as a tangent line to the Hoek – Brown curve, at the maximum value p_e of the minor principal stress, on the boundary of the plastic zone. Afterwards, parameters of residual strength are calculated in the range $p_i<\sigma_3<p_e$.

Moreover, a methodology was recently proposed by Jimenez *et al.* [5] that uses non - dimensional formulae of Hoek-Brown failure criterion and proposes linearization in the stress range of σ_3 developed in the plastic zone around the tunnel, taking into account the internal pressure p_i. Initially the internal friction angle φ is estimated, according to the boundaries of plastic region. Afterwards, maintaining a constant slope of the straight line, a sensitivity analysis is performed to determine the value of equivalent cohesion c.

Another effort to approach Hoek-Brown with Mohr-Coulomb failure criterion has been presented by Yang & Yin [6] and concerns the calculation of strip footing bearing capacity.

For clarity in the following paragraphs the above methods will be mentioned as M1 for the Hoek *et al.* method ([1]), M2 for the Sofianos & Nomikos BFe method for the elastic-perfectly plastic rock masses ([4]), M3 for the Sofianos & Nomikos EMR method for the elastic-perfectly plastic rock masses ([4]), M4 for the Sofianos & Nomikos method for the brittle rock masses (maximum strength parameters values) and M5 for the Jimenez *et al.* method ([5]). For a given method M_i the corresponding cohesion and friction angle are noted c_i and φ_i .

COMPARISON OF THE METHODS FOR THE EQUIVALENT MOHR-COULOMB PARAMETERS ESTIMATION

The first step of the present study is the comparison of the equivalent Mohr-Coulomb strength parameters which are calculated through the aforementioned approaches. The results are presented in terms of c_i/c_1 and φ_i/φ_1. It is noted that method M1 has been chosen as reference method since it is the most widely used in practice.

A set of results of all the methods for a small range of geotechnical parameters is presented in the paper of Jimenez *et al.* [5], based on which the following histograms (Figure 1) have been created in order to compare the values of the equivalent cohesion and friction angle. It is obvious that the variation of the proposed values is more intense for the equivalent cohesion than the equivalent friction angle. The ratios of the cohesion values range between 0.40 and 2.80 (the highest percentage lies between 0.40 and 1.20), whereas the friction angle ratios range from 0.55 to 1.25 (the biggest percentage is concentrated between 0.75 and 1.15).

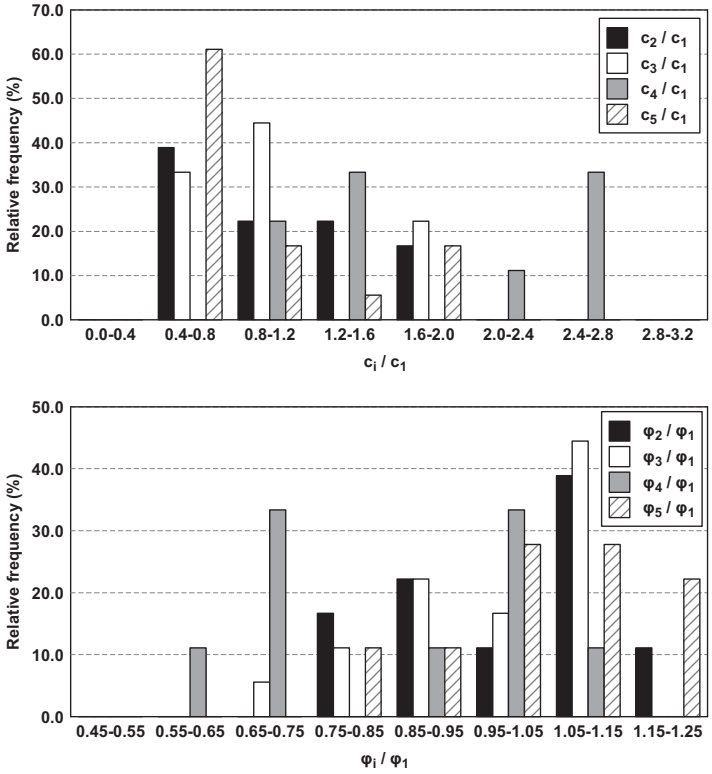


Figure 1: Variation of the proposed values for the rock mass equivalent Mohr-Coulomb parameters (Data from: Jimenez et al. [5])

In order to determine the geotechnical conditions where the methods converge or diverge, a parametric analysis in a wide spectrum of geotechnical properties has been carried out. In this analysis the equivalent Mohr-Coulomb parameters were calculated via methods M1, M2, M3 and M4 (peak strength), since the method M5 does not propose a closed form relationship. It is noted that methods M2, M3 and M4 lead to valid results only if plastic zone is developed around the tunnel section. Therefore, only these cases are examined in the parametric analysis. The parameters that were chosen reflect to a very wide range of in situ stresses, rock mass quality and support (Table 1).

TABLE 1: PARAMETERS OF ANALYSES

Parameters	Symbol	Unit	Range
Tunnel radius	R	m	5
Overburden height	H	m	100-500
GSI ([7], [8])			10-100
Intact rock compressive strength	σ_{ci}	MPa	5-150
Geomaterial constant	m_i		5-30
Disturbance factor	D		0.0-0.5
Internal pressure p_i normalised with p_o	p_i/p_o		0.0-0.20
Total	100,800 combinations		

It becomes evident from the following histograms (Figure 2) that the ratio φ_i/φ_1 (0.45-1.25) corresponds to a small scatter if compared with the scatter of the ratios c_i/c_1 (0.27-3.20). Regarding the friction angle for methods M2 and M3 about 70% of the ratios φ_i/φ_1 lie between 0.85 and 1.15, whereas the scatter for method M4 is larger, leading in general to lower values of friction angle compared to method M1. On the contrary in the case of equivalent cohesion and the methods M2 and M3, only 30% of the ratio values are from 0.80 to 1.20, while the values for method M4 seem to have a uniform distribution with cohesion values in general higher than those of method M1.

Summarizing methods M2 and M3 lead to similar distributions of friction angle and cohesion ratios and in a large percentage of the analyses also converge with method M1. Method M4 leads to quite different results than the other methods, since the peak values are calculated based on the tangent line of the Hoek-Brown curve, at the minor principal stress that corresponds to the limit of the plastic zone, procedure that eventually leads to higher cohesion and lower friction angle values.

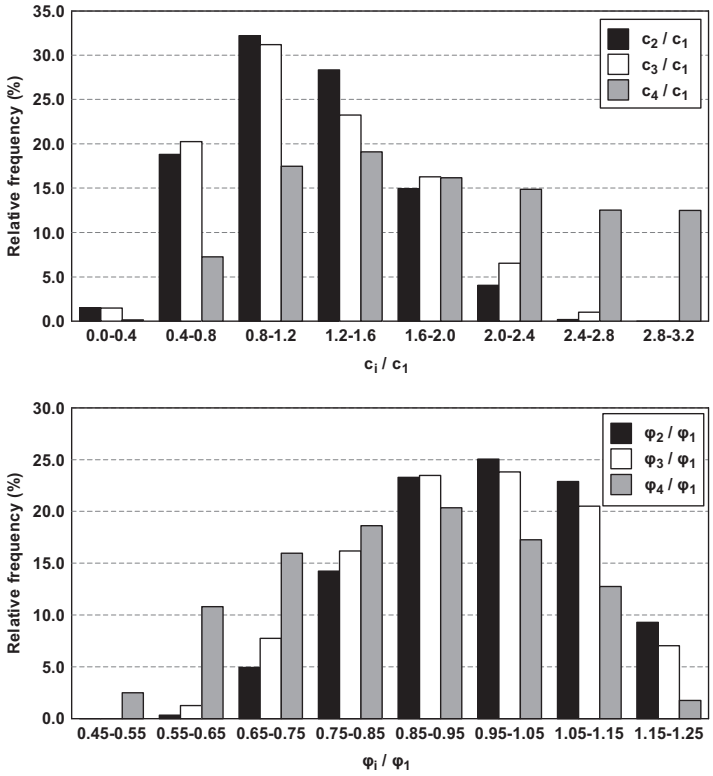


Figure 2: Variation of the proposed values for the Mohr-Coulomb parameters

Thence, Figure 3 illustrates the distribution of the cohesion and friction angle ratios as a function of the factor $\sigma_{cm}/p_{o,m}$ (σ_{cm}: global rock mass strength and $p_{o,m:}$ mean geostatic stress at the tunnel excavation level; $\sigma_{cm}/p_{o,m}$ quantifies the geotechnical conditions) indicatively for $p_i/p_o=0$ and $p_i/p_o=0.20$. The diagrams for the case of $p_i/p_o=0.20$ contain less points, since the implementation of the internal pressure as support, does not allow the development of plastic zone for several combinations of parameters, for which methods M2, M3 and M4 do not produce results.

The distribution of the ratio values shows in general that increase of the factor $\sigma_{cm}/p_{o,m}$, which means more favourable geotechnical conditions and decrease of the plastic zone extent corresponds to increase of the φ_i/φ_1 values and decrease of c_i/c_1 values. For the case of $p_i/p_o=0.20$ the ratios tend asymptotically to unity, whereas in the case of unsupported tunnel section ($p_i/p_o=0$) the values of the ratios may reach below unity for the cohesion and above unity for the friction angle. Additionally, the cases for which the methods seem to diverge are the unfavourable geotechnical conditions and the divergence becomes more intense as the internal pressure decreases.

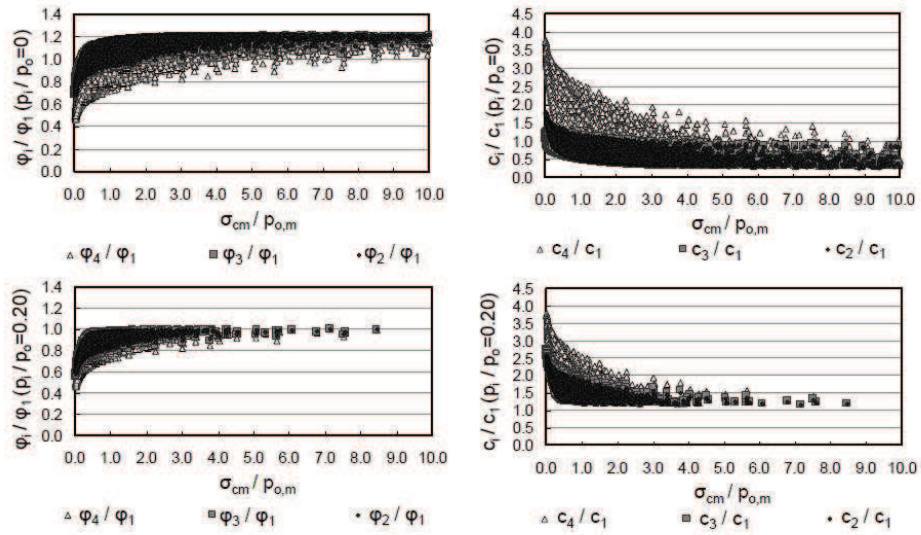


Figure 3: Distribution of the ratios φ_i/φ_1 and c_i/c_1 as a function of the ratio $\sigma_{cm}/p_{o,m}$ (p_i/p_o=0.00, 0.20)

Taking into account the influence of the geotechnical conditions and the support pressure the magnitude that governs the convergence of the results is the plastic zone width and the range of the minor principal stress, in which the linearisation of the Hoek-Brown failure criterion is performed. As a result the convergence of all the methods compared is very satisfactory for higher values of $\sigma_{cm}/p_{o,m}$ even for the case of p_i/p_o=0.20, even though method M1 does not take the internal pressure p_i into account.

COMPARISON OF NUMERICAL ANALYSES RESULTS WITH HOEK-BROWN AND MOHR-COULOMB FAILURE CITERIA

As a next step, a set of numerical analyses were carried out in order to quantify the deviation resulting from analysis of the same tunnelling problem using Hoek-Brown failure criterion and the equivalent Mohr-Coulomb approach. Initially the equivalent Mohr-Coulomb parameters were determined according to method M1 ([1]) and afterwards, in a specific range of geotechnical conditions, additional analyses were conducted using methods M2 and M3. The numerical analyses were carried out using finite elements code Phase2 (Rocscience Inc.), assuming a circular tunnel section with a radius R=5.0m. The results are presented and compared in terms of total displacements at the end of the excavation. The numerical analyses were performed for 14 parameter combinations shown in Table 1 that lead to development of plastic zone around the tunnel section and represent a wide range of geotechnical parameters. The dilatancy parameter was chosen equal to $\varphi/4$ for the Mohr-Coulomb criterion and $m_b/4$ for the

Hoek-Brown criterion. The temporary support was simulated with an equivalent support pressure. The range of the numerical analyses parameters is presented in Table 2.

TABLE 2: NUMERICAL ANALYSES PARAMETERS

Parameters	Symbol	Unit	Range
Tunnel radius	R	m	5
Overburden height	H	m	100-500
Geostatic stress ratio	k_o		0.7, 1.0, 1.3
GSI			10-70
Intact rock compressive strength	σ_{ci}	MPa	10-50
Geomaterial constant	m_i		5-20
Disturbance factor	D		0.30
Rock mass unit weight	γ	MN/m^3	0.025
Internal pressure p_i normalised with p_o	p_i/p_o		0.0-0.20

In order to evaluate and compare the results, a factor u_{Ratio} is used, which is equal to the ratio of the average total displacement around the tunnel perimeter from the analysis with Hoek-Brown criterion to the average value from the corresponding numerical analysis with equivalent parameters of the Mohr-Coulomb failure criterion. Figure 4 shows the distribution of u_{ratio} as a function of the geotechnical conditions quantified through $\sigma_{cm}/p_{o,m}$ (σ_{cm}: rock mass global strength and $p_{o,m}$: mean geostatic stress). It becomes evident that the divergence of the two approaches increases as the geotechnical conditions become less favourable (decrease of rock mass quality or/and increase of overburden height) and the support pressure decreases, leading to increase of the plastic zone around the tunnel section. The values of u_{ratio} are up to 1.20 for the case of medium to favourable geotechnical conditions and vary from 1.10 to 1.80 for low values of $\sigma_{cm}/p_{o,m}$.

The difference of the displacements is derived completely from the plastic deformations component, since both analyses are carried out with the same values for the rock mass deformation modulus. Therefore this difference depends on the dilatancy parameter as well as the development of the minor principal stress, and more specifically the relative "position" of the $\sigma_{3,max}$ value adopted in the transformation procedure in the $\sigma_{3,max}$ field of the numerical analysis. It should be noted that the u_{ratio} values do not depend only on $\sigma_{cm}/p_{o,m}$ and the support pressure, but also on the individual values of H, k_o, GSI, σ_{ci} and m_i and therefore a significant scatter of the points is observed especially in the area of the unfavourable geotechnical conditions.

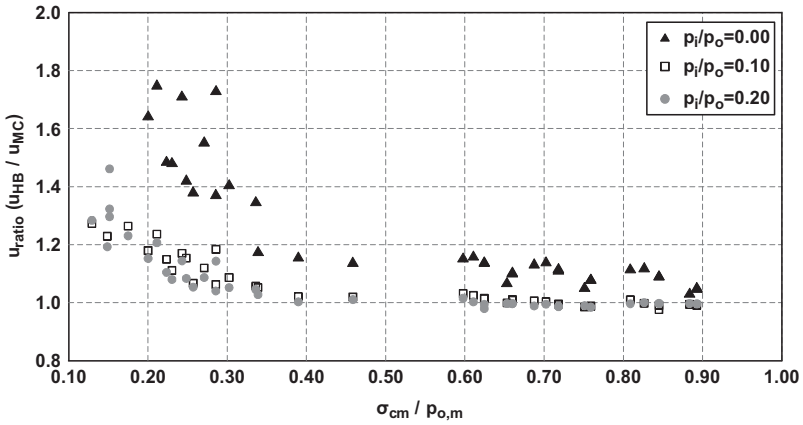


Figure 4: Variation of u_{ratio} (ratio of the mean value of displacements calculated using the Hoek-Brown criterion to the respective values calculated using the equivalent values of Mohr-Coulomb criterion) as a function of $\sigma_{cm}/p_{o,m}$ (Method M1)

In the area of the unfavorable geotechnical conditions (low values of $\sigma_{cm}/p_{o,m}$) where the divergence of the two approaches is significant, additional analyses were performed, in which the equivalent Mohr-Coulomb strength parameters were calculated based on methods M2 and M3 that consider the internal support pressure. The u_{ratio} values calculated based on these methods are in most cases lower than the corresponding ones of method M1 which means that the convergence of the Hoek-Brown and the equivalent Mohr-Coulomb approach is increased. Yet, the efficiency of methods M2 and M3 is diminished, since the internal pressure value that is an initial input, is usually an output of the numerical analyses and the empirical or analytical methods lead only to rough estimation of the internal pressure of a specific support category.

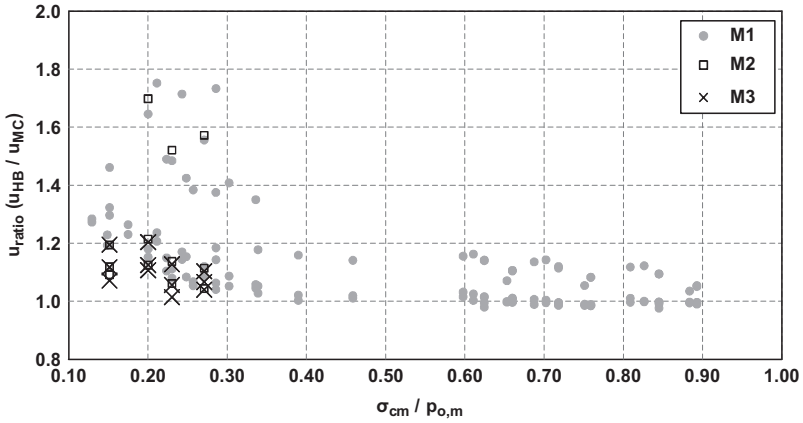


Figure 5: Variation of u_{ratio} as a function of the $\sigma_{cm}/p_{o,m}$ ratio for all the internal pressure values (Methods M1, M2, M3)

Finally, in order to evaluate the sensitivity of u_{ratio} to the minor principal stress range that the Mohr-Coulomb envelope is fitted to the Hoek-Brown envelope, a sensitivity analysis was performed for three specific cases of geotechnical conditions. For each one of them the value of $\sigma_{3,max}$ (upper limit of adjustment) varied from $0.20\sigma_{3,max(ref)}$ to $1.40\sigma_{3,max(ref)}$ ($\sigma_{3,max(ref)}$ is the $\sigma_{3,max}$ value determined in method M1), the corresponding Mohr-Coulomb parameters were calculated and the u_{ratio} value was determined through numerical analyses. The sensitivity analysis was performed for three combinations of parameters for different geotechnical conditions (k_o=1 and p_i/p_o= 0.00, 0.10). Figure 6 shows that in the case of $\sigma_{cm}/p_{o,m}$= 0.69 the results change very slightly as the value of $\sigma_{3,max}$ increases whereas as the geotechnical conditions become less favourable the u_{ratio} value differs significantly (from 1.15 to 3.0 for the case of $\sigma_{cm}/p_{o,m}$=0.15) in the range of the assumed $\sigma_{3,max}$.

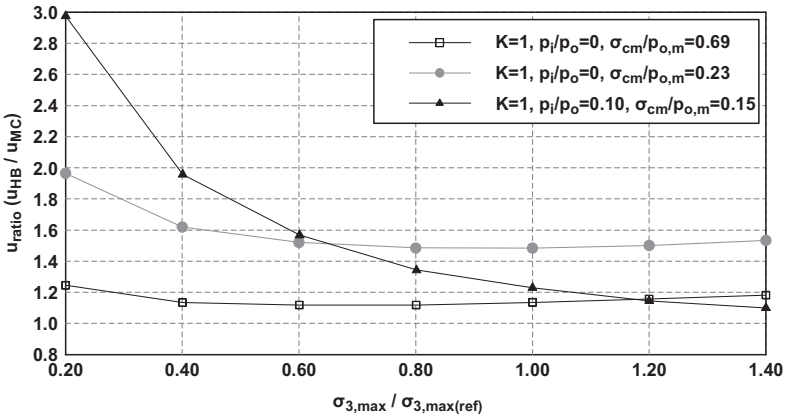


Figure 6: Variation of u_{ratio} as a function of the ratio $\sigma_{3,max}/\sigma_{3,max(ref)}$

A CASE STUDY

The difference resulting from the use of an equivalent Mohr-Coulomb failure envelope, compared to the use of the Hoek-Brown envelope, can be more clearly shown in the following application on a real tunnelling case. The case concerns Anthochori tunnel in Egnatia Highway (Northern Greece), which was excavated in a very weak siltstone mass, in the vicinity of a large scale tectonic thrust, under a maximum overburden equal to 90m. In this tunnel the motorway runs through a contact zone of the huge overthrust of a flysch unit (Pindos unit) over another flysch unit (Ionian unit). This thrust is a result of a big compression event during the alpine orogenesis with an ENE to WSW direction. Generally, the flysch is characterized by different alternations of siltstones and sandstones. Within the area of the tunnel, the flysch is of a more clayey nature and often exhibits a chaotic structure. Only small sections of the tunnel drive met sheared but not destructured parts of the initial geological stratigraphy, since the main thrust movement is associated with satellite shears within the thrusted body. Thus, the overall rock mass is heavily sheared, the original structure is no longer recognizable, blockiness is lost and its

behaviour can be assumed as isotropic. Thus, although the overburden is not very high the ratio σ_{cm}/p_o reaches very low values, corresponding to unfavorable geotechnical conditions. The geotechnical characteristics of the siltstone rock mass have been approached via back analyses ([9], [10]). The rock mass properties used in the analyses are summarized in Table 3. Note that the analyses were performed with a geostatic stress ratio k_0=0.7.

TABLE 3: GEOTECHNICAL PARAMETERS

Parameters	Symbol	Unit	Range
Overburden height	H	m	90
Geostatic stress ratio	k_o		0.7
GSI			13
Intact rock compressive strength	σ_{ci}	MPa	5
Geomaterial constant	m_i		5
Disturbance factor	D		0.00
Rock mass unit weight	γ	MN/m^3	0.024
Hoek-Brown parameters	m_b		0.224
	s		0.0001
	a		0.570
Equivalent Mohr-Coulomb parameters	c	kPa	64
	φ	(^{0})	16

The tunnel had 2 branches with an equivalent diameter equal to 12m. The temporary support that was finally applied was quite heavy, consisting of:

- a thick shotcrete layer (30-35cm),
- a number of 8-12m long fully bonded bolts (Ultimate capacity 300-450kN),
- heavy steel sets with an elephant foot,
- micropiles in the elephant foot foundation area,
- temporary and permanent invert closure,
- forepole umbrella.

The tunnel excavation and support application procedure was simulated with a reasonable accuracy, based on construction data ([11]). Excavation of the left branch top heading was simulated first, followed by excavation of the top heading of the right branch. Excavation of the bench was then simulated, initially for the left branch and then for the right branch. The FE model used for the analyses is illustrated in Figure 7 for the step before the excavation of the right branch bench. The rock mass confinement due to face advance was simulated through the methodology proposed by Chern *et al.* [12].

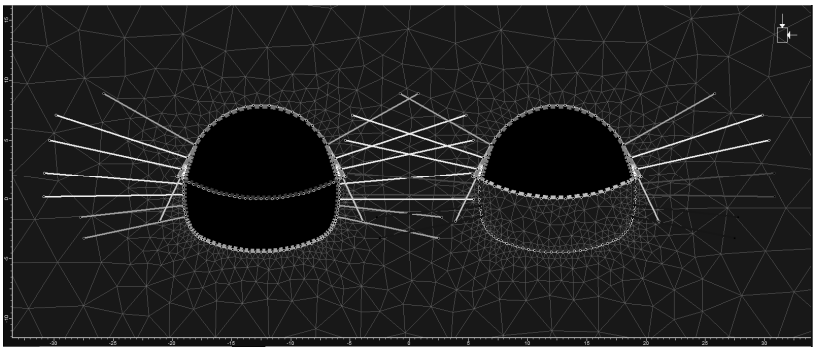


Figure 7: Indicative illustration of the finite element model for Anthochori Tunnel

Results of the analysis show that the use of the equivalent Mohr-Coulomb parameters, yields lower deformation values. The tunnel displacements are larger when the Hoek-Brown criterion is used and this is shown in the following figure. Figure 8 shows the distribution of the ratio of the total displacement (U_{mag}) using Hoek-Brown criterion to the total displacement (U_{mag}) using Mohr-Coulomb criterion, along the tunnel boundary for the right branch. The highest value of the ratio (1.63) is observed on the right bench side (the side away from the twin branch), whereas the lowest value is observed locally on the left bench side (1.08).

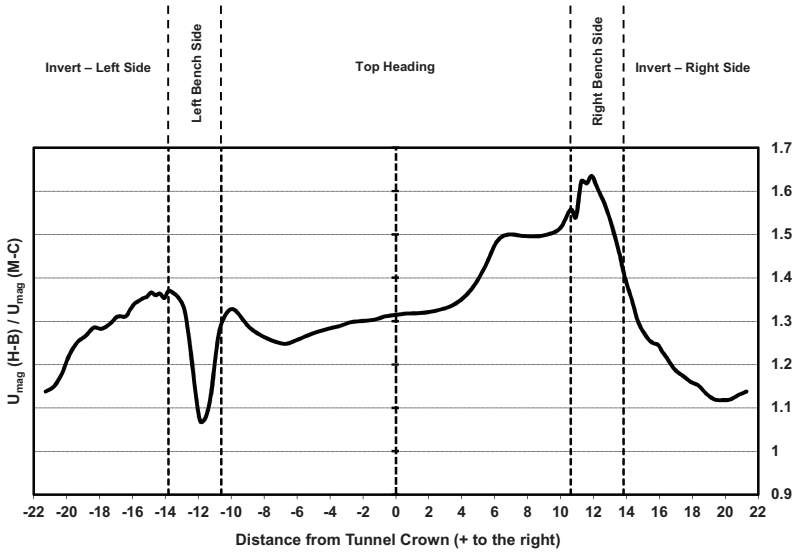


Figure 8: Distribution of total displacement ratio along the tunnel periphery for the right branch of Anthochori tunnel

Figure 9 shows the deformed tunnel profiles of the right branch, for both Hoek-Brown and Mohr-Coulomb criteria. Deformation is scaled 5 times to make it easier to observe

the differences. The conclusions of Figure 8 can now be seen even more clearly, as the profiles are much closer on the top heading than on the bench walls. The maximum total displacement occurs on the left bench wall, which is expected, as this wall is in the disturbed part of the rock mass between the 2 branches.

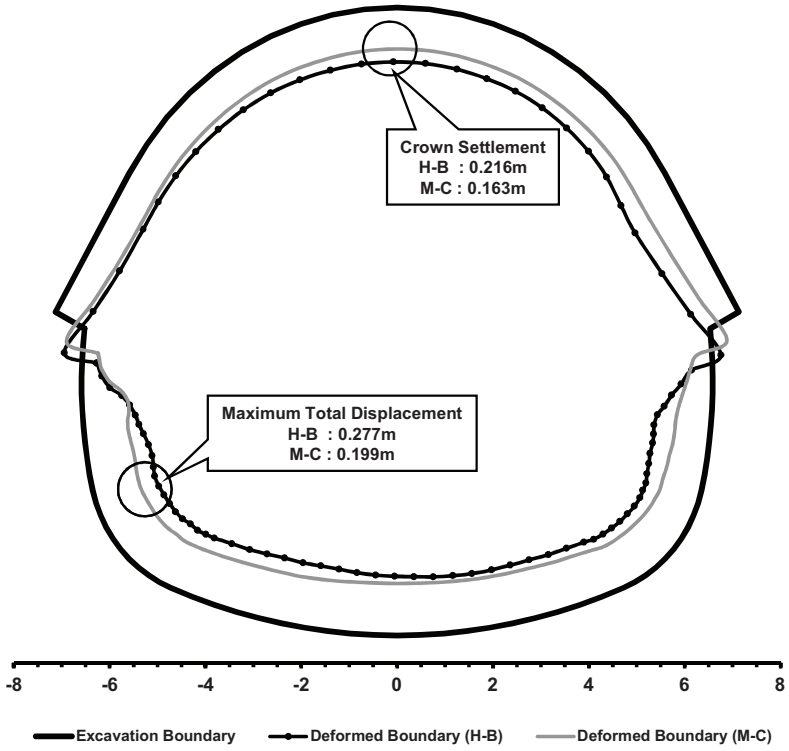


Figure 9: Deformed tunnel boundaries, compared to the excavation boundary, for both analyses, using generalised Hoek-Brown and equivalent Mohr-Coulomb parameters (Right tunnel branch - Deformation scaled ×5 times)

The more unfavourable results that come from the use of the Hoek-Brown failure criterion are also visible on the extent of failure of the temporary support measures, especially the bolts. A more general and supervisory view of the difference between the results of both criteria is shown in Figure 10, where the plastic zone around the tunnels is illustrated for both cases. The extent of plasticization in the case of application of the Hoek-Brown criterion is significantly larger.

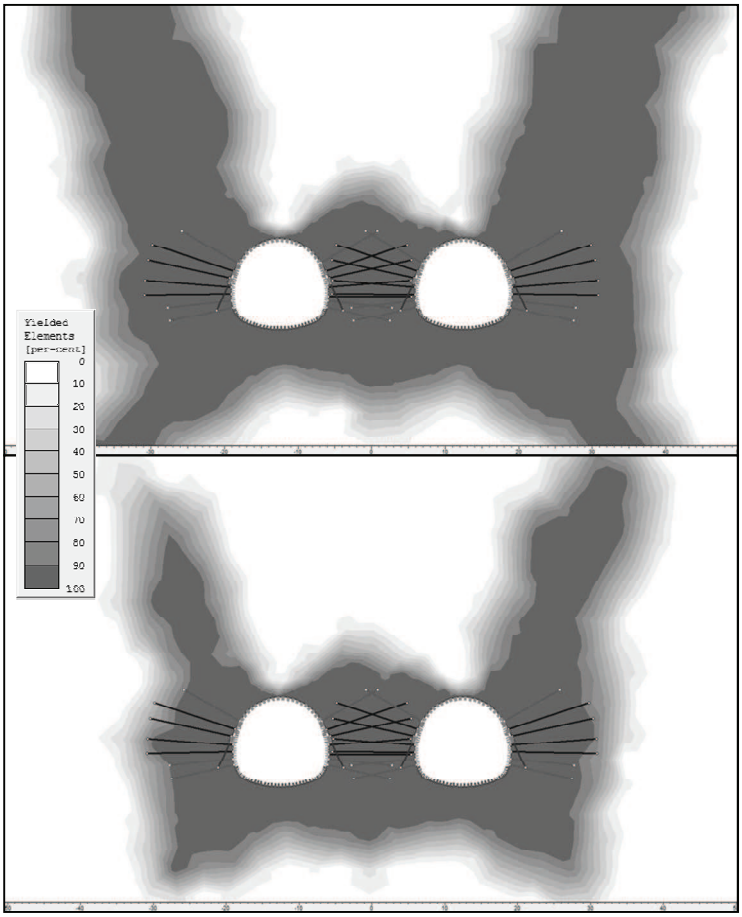


Figure 10: Plastic zones around the Anthochori twin tunnel, for both Hoek-Brown (top) and Mohr-Coulomb criteria (bottom)

The numerical analyses results, according to the admissions that have been presented, were compared with convergence measurements during construction. The selection of a representative monitoring station was based on the following criteria: a) sufficient data for the temporary support b) no significant signs of time dependent phenomena and c) similar distribution of displacements at the monitoring stations of the broader area to avoid influence of local geological conditions. The available monitoring construction data correspond to the top heading excavation of both branches. At the specific construction phase the maximum vertical displacement at the crown of the left branch was around 15cm, whereas the numerical analysis with Hoek-Brown failure criterion yielded around 13.5cm and the analysis with Mohr-Coulomb criterion around 8.5cm. The displacements from the numerical analyses that were compared to the monitored

displacements correspond to the portion of the total displacement that is measured after the installation of the targets, since the preconvergence due to rock mass confinement has been subtracted.

CONCLUSIONS

The transformation of the Hoek-Brown failure criterion parameters to the equivalent of the Mohr-Coulomb failure criterion has been proved an interesting issue in tunnelling since Hoek-Brown parameters (GSI, σ_{ci}, m_i) are widely used for the description of rock masses and Mohr-Coulomb criterion is the most widely used in analytical methods, as well as the most common in numerical analyses software.

In the case of medium to favourable geotechnical conditions ($\sigma_{cm}/p_{o,m}>0.40$), all the methods for the calculation of the equivalent Mohr-Coulomb parameters that were examined result to similar values of cohesion and friction angle. Moreover, the numerical analyses showed that the total displacements calculated from the direct implementation of Hoek-Brown failure criterion are very close to the values from the analyses with the equivalent Mohr-Coulomb approach and the sensitivity analysis proved that the u_{ratio} values are not sensitive to the stress range of adjustment of the two criteria. On the contrary, in the case of unfavourable geotechnical conditions ($\sigma_{cm}/p_{o,m}<0.40$) the equivalent Mohr-Coulomb parameters calculated from the different methods have a large scatter, because of the large width of the anticipated plastic region and the different assumptions they are based on. The numerical analyses showed that there may be a divergence between the two approaches, since the ratio of the average total displacements (u_{ratio}) varies from 1.10 to 1.80. This divergence increases almost exponentially as the values of $\sigma_{cm}/p_{o,m}$ decrease. The exact value of u_{ratio} depends also on the values of the individual parameters (p_i, k_o, GSI, σ_{ci}, m_i). In this case the sensitivity analysis showed that the results of the equivalent Mohr-Coulomb approach are very sensitive to the stress range of adjustment, which means that in cases of more complex stress field than the one developed in the case of circular section, the divergence could be even larger.

Consequently, in the case of medium and favourable geotechnical conditions the approach of the equivalent Mohr-Coulomb strength parameters for a rock mass that has initially been described in terms of Hoek-Brown failure criterion is considered to be satisfactory. On the contrary, in the case of low $\sigma_{cm}/p_{o,m}$ values the divergence of the two approaches is considerable and the direct implementation of Hoek-Brown criterion is proposed.

It is noted that the deviation of the two approaches (direct Hoek-Brown implementation or equivalent Mohr-Coulomb parameters) is sensitive to tunnel geometry (one or two branches, distance between branches, shape of tunnel section), the construction procedure (excavation phases and sequence) and the temporary support type. Therefore, the quantified conclusions derived from the numerical analyses of the present study for a single branch tunnel should not be considered as accurate when the tunnelling conditions are not simple. This is obvious in the analyses results regarding the case study, where the construction procedure and the geometrical particularities define the areas of stress and strain concentration and the areas where the largest divergence in the results of the compared approaches is observed.

REFERENCES

[1] E. Hoek, C. Carranza-Torres, B. Corkum: *"Hoek-Brown failure criterion-2002 edition"*, In: Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium and the 17th Tunnelling Association of Canada, Toronto 1, (2002) 267-273

[2] C. Carranza-Torres, C. Fairhurst: *"General formulation of the elasto-plastic response of openings in rock using the Hoek-Brown failure criterion"*, International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 36, (1999) 777-809

[3] M.E. Duncan Fama: *"Numerical Modelling of Yield Zones in Weak Rock"*, In Comprehensive Rock Engineering, (ed. J.A. Hudson), Oxford: Pergamon 2, 49-75

[4] A.I. Sofianos, P.P. Nomikos: *"Equivalent Mohr-Coulomb and generalized Hoek-Brown parameters for supported axisymmetric tunnels in plastic or brittle rock"*, International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 43, (2006) 68-704

[5] R. Jimenez, A. Serrano, C. Ollala: *"Linearization of the Hoek and Brown rock failure criterion for tunnelling in elasto-plastic rock masses"*, International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 45, (2008) 1153–1163

[6] X.L. Yang, J.H. Yin: "*Linear Mohr–Coulomb strength parameters from the non-linear Hoek-Brown rock masses*", International Journal of Non-Linear Mechanics 41, (2006) 1000–1005

[7] E. Hoek, P. Marinos, M. Benissi: "*Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation*", Bulletin of Engineering Geology and the Environment 57, 2 (1998) 151-160

[8] V. Marinos, P. Marinos, E. Hoek: "*The geological strength index: applications and limitations*", Bulletin of Engineering Geology and the Environment 64, (2005) 55-65

[9] V. Marinos, P. Fortsakis, G. Prountzopoulos: *"Two tunnelling case histories to estimate rock mass properties of heavily sheared flysch"*, Proceedings of the 10th International Congress of the IAEG, Engineering geology for tomorrow's cities, Nottingham, United Kingdom, 6 - 10 September 2006

[10] P. Fortsakis & M. Kavvadas: *"Estimation of time dependent ground parameters in tunnelling using back analysis of convergence data"*, Proceedings of the 2nd International Conference on Computational Methods in Tunnelling, Ruhr University Bochum, 9-11 September 2009, 2 (2009) 655-662

[11] V. Marinos, P. Fortsakis, G. Prountzopoulos, P. Marinos, K. Korkaris, K. Mirmiris, D. Papouli: *"TIAS database: A tunnel information and analysis system"*, Proceedings of the 11th IAEG Congress, Auckland New Zealand, (2010)

[12] J.C. Chern, F.Y. Shiao, C.W. Yu: *"An empirical safety criterion for tunnel construction"*, Proceedings of the Regional Symposium on Sedimentary Rock Engineering. Taipei, (1998) 222-227

OPTIMISATION DE PROJETS D'OUVRAGES DE GENIE CIVIL DU POINT DE VUE ENVIRONNEMENTAL

RICARDO OLIVEIRA
COBA– Consultores de Engenharia e Ambiente , S.A.
et Universidade Nova de Lisboa, Lisbonne, Portugal

RESUME

La construction d'ouvrages de Génie Civil engendre toujours des impacts environnementaux, certains négatifs et d'autres positifs. Dans la plupart des cas, les options qui existent, par rapport à la conception et au projet de ces ouvrages, permettent de concilier leur construction avec la préservation de l'environnement. Pour illustrer qu'il est possible d'optimiser ces projets, du point de vue environnemental, on a recours dans cette présentation à plusieurs exemples dans le domaine des matériaux géologiques de construction, aménagements hydrauliques, ouvrages linéaires de surface, ouvrages souterrains, ouvrages maritimes, ponts et viaducs et talus naturels et d'excavation.

MOTS-CLES : Optimisation de Projets, Ouvrages Génie Civil, Environnement

ABSTRACT

The construction of Civil Engineering projects always generate impacts on the environment, either they are positive or negative. The existing options regarding the design and projects allow, in most cases, to combine the construction with the environmental preservation. To illustrate that it is possible to optimize these projects, from an environmental point of view, several examples are given in this paper associated with construction materials, hydraulic developments, surface linear works, underground works, maritime works, bridges and viaducts and natural and excavation slopes.

KEY-WORDS: Project optimization, Civil engineering projects, Environment

INTRODUCTION

On peut dire que tous les ouvrages de Génie Civil engendrent des impacts sur l'environnement, certains positifs et d'autres négatifs.

Indispensables pour le développement économique et social des populations, les ouvrages de Génie Civil procurent des conditions de production économique et de bien-être social plus significatives dans les pays les plus développés. Dans certains cas, ces ouvrages visent, exclusivement, à protéger les personnes et les biens des catastrophes naturelles et de leurs impacts, comme c'est le cas, par exemple, des ouvrages de stabilisation des versants naturels, des barrages pour le contrôle des crues et pour la rétention de matériaux solides, en vue de la protection des zones aval, notamment des personnes et des biens.

L'importance médiatique accordée aux impacts négatifs d'un grand nombre de ces ouvrages (en oubliant, intentionnellement, ceux qui sont positifs et qui ont, fréquemment, une valeur bien plus élevée), qui est d'ailleurs alimentée par des organisations environnementales, transmet à l'ensemble des personnes l'idée que projeter et construire des ouvrages de génie civil est toujours néfaste pour l'environnement. Cependant, sans ces ouvrages, il n'est pas possible de créer des conditions de vie modernes, dont le but est le développement économique, l'amélioration des conditions sanitaires et des communications. On peut, à titre d'exemple, citer des infrastructures telles que les barrages (approvisionnement en eau, irrigation, énergie hydroélectrique propre et renouvelable, loisir), routes, voies ferrées, ponts, tunnels, ports, aéroports, creusement de cavités souterraines, galeries hydrauliques, etc.

Étant donné que la construction de ces ouvrages engendre toujours des impacts négatifs sur l'environnement, comme il a déjà été mentionné, il est indispensable de rechercher, dans les phases de planification et de projet, des solutions pour les réduire et les compenser. On peut, ainsi, affirmer que les études et les projets bien conduits ont toujours tenté d'identifier et de minimiser ces impacts négatifs sur l'environnement, tout en assurant la faisabilité technique et économique des aménagements respectifs.

Néanmoins, il faut reconnaitre que, dans le passé, en présence de plusieurs alternatives techniquement possibles, les solutions les plus économiques ont fréquemment été choisies, même en tenant compte que celles-ci auraient de plus grands impacts sur l'équilibre environnemental de la zone d'influence. En conséquence, la création de la législation environnementale, associée à l'élaboration et l'approbation de projets d'ouvrages de génie civil et au suivi de leur construction, a été un grand pas pour la compatibilité de ces ouvrages et pour la préservation de l'environnement.

La législation la plus récente qui ait été publiée au Portugal (Décret-loi 197/2005) exige que l'Etude d'Impact sur l'Environnement d'un aménagement déterminé soit terminée en même temps que l'Avant-projet et que ces deux études incluent, lorsque cela est possible, l'analyse d'alternatives. Ce n'est qu'après qu'une Déclaration d'Impact sur l'Environnement (DIE) favorable ait été émise que le projet peut se poursuivre. Dans un bon nombre de ces aménagements, le rôle de la géologie et de la géotechnique est essentiel, tout spécialement dans le cas d'ouvrages en interaction avec des massifs de sols ou des massifs rocheux, ainsi que, fréquemment, avec les eaux souterraines. Ce rôle est d'autant plus important que les interventions et les décisions de spécialistes compétents ont des conséquences en termes économiques, sociaux, environnementaux et de fonctionnalité des aménagements.

EXEMPLES D'OPTIMISATION DE PROJETS D'OUVRAGES DE GENIE CIVIL POUR SATISFAIRE LES ASPECTS ENVIRONNEMENTAUX ASSOCIÉS

Des thèmes et ouvrages ont été sélectionnés pour cet article, listés dans le Tableau 1, pour montrer comment il est possible d'optimiser des projets de Génie Civil, tout en tenant compte des questions environnementales et en préservant l'intérêt économique et social des aménagements respectifs.

A l'exception d'un ou deux cas, il s'agit de projets qui ont demandé la participation de l'auteur ([1]) et, pour la plupart, de constructions ayant démontré, plusieurs années plus tard, comment il est possible de rendre compatibles les deux côtés du problème.

TABLEAU 1 : THEMES ET OUVRAGES

Matériaux de construction
Aménagements hydrauliques
Ouvrages linéaires (routiers, conduites, canaux)
Ouvrages souterrains (tunnels, creusement de cavités)
Ouvrages maritimes (remblais, ports, quais)
Ponts et viaducs
Talus naturels et d'excavation

Le premier thème choisi est celui des matériaux géologiques pour la construction (Tableau 2), car il s'agit d'un thème transversal et, par ailleurs, leur extraction n'est possible, en règle générale, que par l'abattage de massifs en terre (emprunts) ou rocheux (carrières). Ce procédé provoque des interférences du point de vue environnemental et exige, fréquemment, le réaménagement des zones dégradées par ces exploitations, après qu'elles aient été terminées.

TABLEAU 2 : MATERIAUX DE CONSTRUCTION

Barrages
Zones d'exploitation de matériaux dans la zone du réservoir
- Barrage en remblai du Crato
- Barrage en BCR de Ribeiradio

Ouvrages linéaires (routiers, voies ferres, canaux)
Terrassements (compensation de volumes)
- Autoroute IP3 (Régua-Lamego)
- Axe d'intégration Castanhão-Fortaleza (lots 2 et 3)

Remblais/ ponts
- Pont Vasco da Gama
- Vala da Asseca (viaduc 700 m)

Remblais maritimes (Land Reclamation)
Dragages et remblais hydrauliques /matériaux d'emprunt
-Singapour (agrandissement de zone industrielle) ; 900 Mm^3, 5 dernières années (dragage et remblais)
- Hong Kong (Aéroport 950 ha) ; 110 Mm^3 (dragages et remblais)
- Macao (Aéroport, Zones Résidentielles et Industrielles 1 200 ha)
- Plage de Copacabana
- Plage de Rocha; Plage de Figueira da Foz (Portugal)

Le besoin de diminuer, autant que possible, l'abattage des massifs géologiques pour l'obtention des matériaux de construction a entrainé, surtout dans la dernière décennie, le développement de recherches dans différentes directions pour remplacer l'exploitation de matériaux géologiques par des matériaux alternatifs, provenant aussi bien du recyclage d'autres produits, que de l'utilisation des débris de carrières ou encore de matériaux géo-synthétiques.

D'autres aspects importants, ayant des conséquences aussi bien sur l'environnement que sur l'économie des ouvrages, sont également abordés. C'est le cas, notamment, des questions liées à la gestion des matériaux de construction en phase de travaux et à la compensation des volumes d'excavation et des remblais, évitant ainsi, autant que possible, la création de dépôts de terre, même à titre temporaire.

Pour appuyer la thématique des matériaux géologiques, utilisés en phase de travaux et l'optimisation de leur utilisation, on présente quelques exemples de Barrages, Ouvrages Linéaires (un ouvrage routier et un canal d'adduction), de Ponts et de Remblais Maritimes, comme il est indiqué dans le Tableau 2.

Quant au thème des aménagements hydrauliques (barrages et structures hydrauliques), les exemples font référence aux impacts environnementaux en phase de construction des ouvrages (évacuateur du Barrage de Gargar, en Algérie) et impacts environnementaux en phase d'exploitation, en amont et en aval, tel que la sédimentation dans les réservoirs (Barrage des Trois-Gorges, en Chine, et Pont de Jugais, au Portugal).

En ce qui concerne les ouvrages linéaires de surface, on fait référence à des exemples d'alternatives de tracé, au franchissement de zones karstiques, à la comparaison de solutions en tunnel et à ciel ouvert, ainsi qu'aux aspects économiques, sociaux et environnementaux de l'expropriation des terrains. On présente des cas liés aux autoroutes Lisbonne-Porto (tronçon Torres Novas - Fátima) et CREL (Voie Rapide de Contournement Externe de Lisbonne), à la voie aux caractéristiques autoroutières IP3 (Lamego - Régua) et au tunnel d'Anílio intégré dans la Route Egnatia, dans le nord de la Grèce. A titre d'exemple, on montre dans la Figure 1 les alternatives pour le franchissement de massifs calcaires de l'Autoroute A1, à proximité de Fátima.

On fait référence aux principaux impacts environnementaux engendrés par la construction de tunnels, notamment à leur effet sur le régime hydrogéologique des massifs géologiques qu'ils franchissent et à la destination à donner aux matériaux résultant de leur excavation.

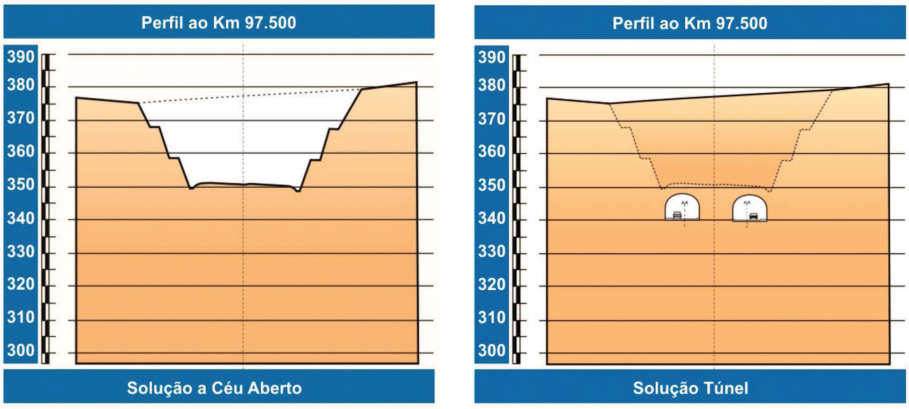


Figure 1 : Alternatives pour le franchissement de massifs calcaires de l'Autoroute A1 (Portugal)

Dans le domaine du creusement de cavités souterraines, notamment pour les stations de métro, usines hydroélectriques, réservoirs de fluides et stockage de résidus dangereux, on fait référence aux impacts relatifs aux régimes hydrogéologiques des massifs géologiques, à la pollution des terrains environnants, aux phénomènes de subsidence et de tassement affectant les terrains en surface, aux dépôts des matériaux d'excavation et au traitement, modelage et aménagement paysager des zones de dépôt de ces matériaux.

On signale, à titre d'exemple, l'usine hydroélectrique de Venda Nova II, située dans le nord du Portugal, dont la construction a impliqué l'excavation de plus d'un demi-million de mètres cubes de roches et, comme ces matériaux ne peuvent être utilisés dans la région, leur mise en dépôt et l'aménagement des zones correspondantes.

Finalement, on aborde le thème des talus naturels et d'excavation, en signalant les risques qui résultent de l'instabilité des talus naturels et qui engendrent des impacts sur les personnes et les biens dans les zones habitées. En conséquence, des interventions s'imposent afin d'assurer la stabilité, tout en interférant le moins possible avec l'environnement et le paysage (comme c'est le cas de la route Setúbal-Arrábida - Portugal, dans le Parc Naturel d'Arrábida (Figure 2) et des reliefs en bordure du Fleuve Douro, à Porto). Pour ce qui est des talus d'excavation, des analyses de stabilité pour le projet qui tiennent compte des conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques des terrains concernés sont nécessaires, tout en s'assurant que le choix des solutions provoque le moins de conflits possibles avec l'environnement. On peut, notamment, illustrer cette situation en faisant référence à une structure de soutènement construite sur un talus d'excavation, ayant une hauteur élevée dans un massif calcaire très fracturé, sur un tronçon de l'Autoroute CREL, dans la région de Lisbonne, où il y a eu une préoccupation de traitement paysager adéquat par rapport à la solution adoptée.



Figure 2 : Route Setúbal-Arrábida, dans le Parc Naturel d'Arrábida (Portugal)

CONCLUSION

La croissance brutale de la population mondiale (qui a quadruplé au XXème siècle, dépassant les six milliards d'habitants) et sa concentration dans les zones urbaines (50% de la population actuelle) et, en grande partie, dans des mégalopoles, impose la construction de nouvelles infrastructures de tous types pour accompagner le développement économique et social, tout en exigeant, dans la mesure du possible, la préservation de l'environnement.

L'objectif des exemples présentés est de démontrer qu'il est possible de concilier le développement avec la préservation de l'environnement, moyennant une intervention significative, qualifiée et décisive de la Géologie de l'ingénieur et de la Géotechnique, ce qui implique que les professionnels soient bien préparés et compétents.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

[1] R.Oliveira: "*Optimização de Projectos de Obras de Engenharia Civil numa Perspectiva Ambiental*", Proceedings VI Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental – REGEO' 2007, (2007)

PARIS : PROBLEMES DE GEOLOGIE DE L'INGENIEUR. UNE VILLE ET SIX SECTEURS

MARCEL ARNOULD[†]
ANNE-MARIE PRUNIER – LEPARMENTIER[1]
[1]*Ville de Paris - Inspection Générale des Carrières,*
3 avenue du colonel Henri Rol-Tanguy, 75014 Paris, France

INTRODUCTION

Ce texte fut un projet d'article commun entre le Professeur Arnould et moi-même, aussi ai-je tenu à sa co-signature. Il devait faire un point sur les nouvelles connaissances acquises depuis 1988, date à laquelle j'ai présenté ma thèse sur le même sujet sous la présidence du Professeur Arnould ([1], [2]).

Paris est connue pour un certain nombre de ses spécificités touristiques : la Seine, la Butte Montmartre, les Buttes Chaumont, les Catacombes, etc. Mais certaines de ces spécificités ne forment que la partie visible d'un iceberg constitué par des particularités géologiques et géotechniques de la Ville. Les différents problèmes géologiques, géotechniques et hydrogéologiques de la Ville de Paris intra-muros sont ainsi présentés en fonction de six secteurs géographiques où prédomine l'un ou l'autre de ces aléas connus. Cette répartition tient compte de la topographie et de la géologie du site.

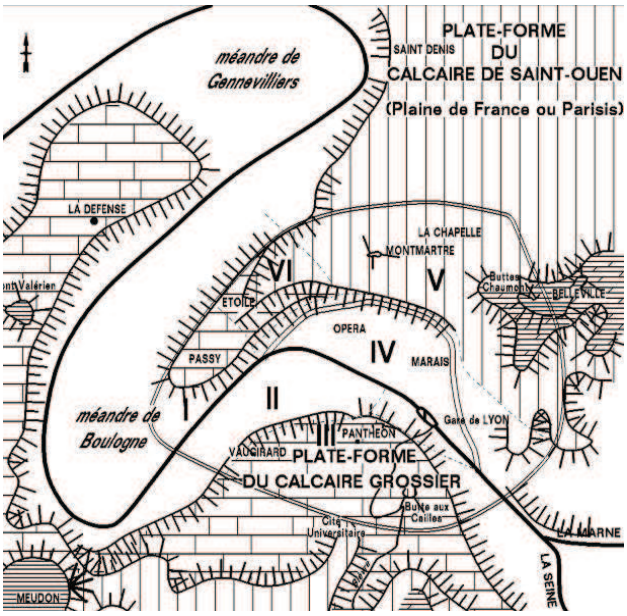


Figure 1 : Carte du découpage de Paris en 6 secteurs (d'après [4])

Seront ainsi présentés, les problèmes liés aux versants, aux argiles, aux carrières de calcaire ou de gypse ([3]), aux dissolutions du gypse, aux nappes et enfin à l'urbanisation qui aggrave ces problèmes, trouvant parfois plusieurs d'entre eux sur un même site.

LE PREMIER SECTEUR : LA MAJEURE PARTIE DU 16EME ARRONDISSEMENT

Deux problèmes majeurs dégagés de ce secteur I sont liés tous les deux à des problèmes de versants, mais ne concernent pas les mêmes types de roches. Le premier concerne le versant de la Seine où se présente une falaise de Calcaire Grossier exploité par entrée en cavage, sur des sables et des argiles rendant instable ce versant en présence de la nappe yprésienne. Outre les minis éboulements naturels liés aux blocs de calcaire sur lesquels certains bâtiments sont fondés, on rencontre également des habitats troglodytiques qui affaiblissent le versant.

Au sud, la nappe des Sables d'Auteuil était autrefois en charge et se déversait sur les Argiles Plastiques le long du versant. Toutefois, avec l'urbanisation, cette nappe s'est appauvrie et même si ces apports peuvent encore parfois poser problèmes dans les caves des bâtiments en aval, c'est plutôt son absence qui peut générer des phénomènes de retrait - gonflement dans ces argiles sur-consolidées que sont les Argiles Plastiques.

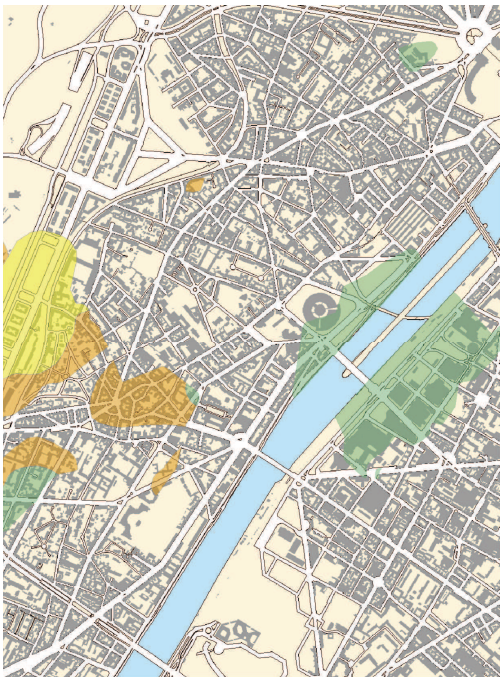


Figure 2 : Carte de susceptibilité au retrait-gonflement des argiles (Argiles Plastiques) dans le 16ème arrondissement. Vert : faible, jaune : moyenne, orange : forte ([4])

LE DEUXIEME SECTEUR : LA PLAINE DE VAUGIRARD

Géographiquement, ce secteur est le symétrique du précédent, recouvert par les alluvions. Le fleuve, à cet endroit, a progressivement décapé du nord au sud les terrains tertiaires pour atteindre la Craie Campanienne au niveau du Pont Mirabeau. Cette plaine est limitée à l'Est par une falaise lutétienne.

Les deux principales difficultés de ce secteur proviennent du substratum argileux du Sparnacien tant pour les fondations que pour les écoulements de la nappe alluviale. C'est en effet le seul endroit de la plaine alluviale dans Paris où la nappe alluviale n'est pas soutenue par une nappe sous-jacente. Cette nappe alluviale présente une dépression de 1 mètre environ par rapport au niveau de la Seine à l'étiage. Le centre de cette dépression se situe à peu près au milieu du 15ème arrondissement et sa direction est parallèle au fleuve.

Ce secteur est fortement touché en cas de crue majeure de la Seine. Ce point sera développé avec le secteur 4, qui est le principal affecté. Toutefois les circulations d'eau dans cet arrondissement sont perturbées par des exploitations d'alluvions anciennes remblayées, parfois sur 10 mètres. Les eaux peuvent rester prisonnières de ces fosses, provoquer des remontées capillaires dans les sous-sols d'immeuble et surtout des tassements différentiels au niveau des fondations par entraînements des particules fines.

Le substratum argileux sous-jacent a été aussi exploité dans la Plaine de Vaugirard. Il est essentiellement composé par les argiles gonflantes et sur-consolidées comme dans le sud du 16ème arrondissement. Ces carrières à ciel ouvert ou souterraines ont été remblayées ou se sont refermées d'elles-mêmes. Ces argiles ont de bonnes caractéristiques mécaniques quand elles ne sont ni oxydées ni en situation de versant. Toutefois elles sont présentes en fouille et nécessitent un blindage solide.

LE TROISIEME SECTEUR : LE PLATEAU RIVE GAUCHE

Ce plateau est entaillé par la vallée de la Bièvre. Cette vallée a été remblayée de façon exagérée. La base de certains de ses versants originels se trouve donc enfouie sous le fond de la vallée actuelle. Les problèmes liés à ces versants sont toujours identiques depuis les descriptions données par Broquet [4].

Les plateaux sont le siège des exploitations du Calcaire Grossier, calcaire très utilisé pour la pierre à bâtir d'un certain nombre de monuments parisiens et qui fut exploité dans Paris et sa banlieue sud. Les problématiques liées à ces exploitations à ciel ouvert ou souterraines sont décrites dans de nombreux ouvrages. Toutefois, ces carrières, contrairement à de nombreux autres sites, sont consolidées par maçonneries sous les voies publiques à raison d'une galerie pour les voies étroites et de deux galeries pour les voies larges. Par conséquent, lors des visites de contrôle sous le domaine public, il est assez rare de pouvoir observer des dégradations directes. Les diagnostics se font à la faveur de bombements des murs maçonnés, de percées dans ces mêmes maçonneries ou d'incidents dans des fouilles en dehors des zones consolidées. Les carrières souterraines de Calcaire Grossier sont assez anciennes sous Paris (du Moyen Age au XVIIème siècle pour la plupart) et les consolidations datent en majorité des XVIIIème et XIXème siècles

([3]). L'urbanisation en surface et les modifications fréquentes hydriques ou de charges mécaniques ont largement contribué à l'accélération du vieillissement de ces carrières.

Sur ce plateau, la nappe phréatique passe de la nappe bartonienne au sud à la nappe lutétienne au nord. Les eaux de la première nappe s'infiltrent en traversant la partie inférieure des Sables de Beauchamp et les Marnes et Caillasses, provoquant ainsi de petites rétentions d'eau localisées. En fonction de la pluviométrie ce passage peut glisser vers le nord. Ainsi certains sous-sols non protégés des venues d'eau se trouvent affectés temporairement par ces eaux. En année exceptionnellement pluvieuse, ces eaux peuvent atteindre la zone du Val de Grâce, avec six mois de décalage.

LE QUATRIEME SECTEUR : LE CENTRE RIVE DROITE ET LA VALLEE AMONT

Ce secteur correspond à la plaine alluviale de la Seine dans Paris. Il est limité au nord par une falaise lutétienne-bartonienne qui ne se distingue pas dans la topographie actuelle de Paris. Géologiquement cette zone est calme. Sa particularité vient de la forme des courbes hydro-isohypses de la nappe phréatique qui est constituée par la nappe alluviale sur une large partie puis par la nappe lutétienne. Les pompages industriels et commerciaux sont tels que les alluvions anciennes sont sèches dans toute la partie centrale et la nappe fortement déprimée dans le 12ème arrondissement. La nappe phréatique à Paris n'est pas exploitée pour l'alimentation en eau potable.

Les courbes hydro-isohypses forment toujours une ellipse dont l'axe principal va approximativement de l'Opéra au Forum des Halles. Leurs formes ont évolué dans le temps et quelques articles en décrivent les évolutions ([6]). Les conséquences de ces variations sont assez nombreuses. Toutefois la plus marquante a été mise en évidence par interférométrie radar satellitaire ([7]) : les incidences des gros pompages se font ressentir sur l'altimétrie même du sol. Or en site urbain, si le sol peut se déformer facilement, les bâtiments et leurs fondations ne peuvent en faire autant.

Dans ce secteur, le fleuve alimente la nappe phréatique. Ce phénomène a de lourdes conséquences en période de crue du fleuve, dans ce site fortement urbanisé.

Les incidents en bord de Seine et les études menées au début des années 2000, quand la problématique des effets d'une crue centennale sur le site urbain est apparue, ont montré que deux phénomènes coexistaient en liaison avec les fortes épaisseurs de remblais de surélévation, notamment derrière les murs de quai. En cas de crue majeure, en effet, deux arrivées d'eau vers les sous-sols sont possibles. La première, la plus simple, trouve son origine dans la remontée des nappes superficielles, avec une mise en charge des alluvions anciennes par le fond dragué du fleuve. La seconde, moins intuitive, provient d'infiltrations au niveau des murs de quai. Ces eaux ne peuvent rejoindre la nappe alluviale en raison de la faible perméabilité verticale des alluvions modernes.

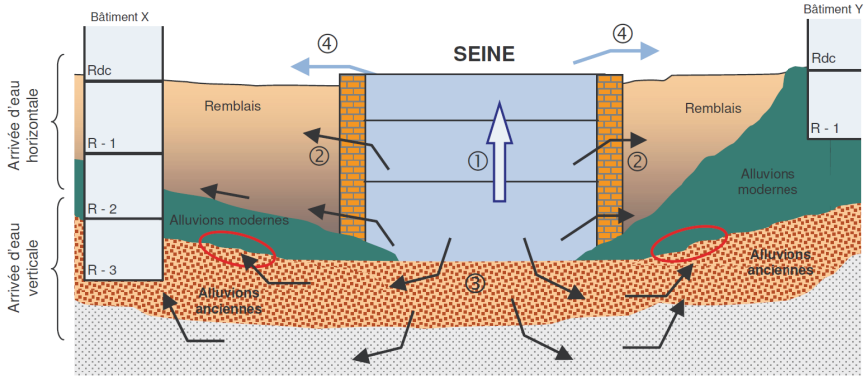


Figure 3 : Coupe très schématique des phénomènes de circulation d'eau lors d'une crue majeure (1 : montée des eaux, 2 : infiltration dans les remblais, 3 : infiltration dans les alluvions anciennes, 4 : inondation par submersion)

Ces constatations nous ont conduits à considérer deux cartes d'inondations possibles des sous-sols en fonction du phénomène considéré : arrivées d'eau par le fond avec les nappes, arrivées d'eau latérales par les circulations à la base des remblais, sur les alluvions modernes. Ces cartes sont en théorie maximalistes, pour des crues majeures et longues.



Figure 4 : Carte de risque d'inondations des sous-sols par arrivées d'eau par le fond (vert clair : 3ème, 2ème et 1er sous-sols atteints, vert foncé : 3ème et 2ème sous-sols atteints, jaune : 3ème sous-sol atteint)



Figure 5 : Carte de risque d'inondations des sous-sols par arrivées d'eau latérales (vert clair : 1er sous-sol atteint, vert foncé : 2ème sous-sol atteint, jaune : 3ème sous-sol atteint)

Enfin pour ce secteur, nous avons également détecté des risques de dissolution de gypse anté-ludien, risque explicité pour le prochain secteur.

LE CINQUIEME SECTEUR : LES DEUX BUTTES ET LE COL DE LA CHAPELLE

Sur la plateforme bartonienne, c'est le domaine du gypse et des venues d'eaux parasites. Ces buttes furent célèbres jusqu'au 19ème siècle pour la pierre à plâtre qui était même exportée. Ce plâtre provenait du gypse ludien exploité à ciel ouvert ou en souterrain sur 3, voire 4 niveaux de carrière, pouvant atteindre 16 mètres de haut pour la Haute Masse (1er niveau de carrière). Les vides résiduels liés à ces carrières forment la première catégorie d'instabilités au niveau des buttes. Les versants également présentent des mouvements de terrain en liaison avec la présence de fronts de taille ou de déchets gypseux dans les remblais.

Quand ce gypse ludien n'était pas exploité, c'est en grande partie parce qu'il était déjà affecté par des dissolutions. Au sommet de ces buttes existent des nappes perchées, de moins en moins actives, mais qui ont donné naissance à des ruisseaux, disparus aujourd'hui. Le phénomène s'est aggravé avec l'urbanisation et les fuites d'eau de toute nature (canalisations, gouttières, puisards, etc., volontaires ou accidentelles). Dans le gypse ludien cela s'est traduit par l'apparition de cheminées verticales dans les masses de gypse, avec des chenaux karstiformes à la base.

La dissolution du gypse ne se réalise pas uniquement dans les terrains superficiels ludiens : il existe d'autres bancs de gypse plus profonds, appelés anté-ludiens.



Figure 6 : Cheminée verticale de dissolution dans la Haute Masse du gypse, Paris 19ème

Des études récentes ont permis de mettre en évidence par combinaison de différents facteurs (corrélation entre les épaisseurs des horizons gypsifères et de leur présence, circulation des eaux de nappe et la hauteur de recouvrement) que la zone de risque était plus étendue que la zone réglementaire en vigueur depuis 1977.

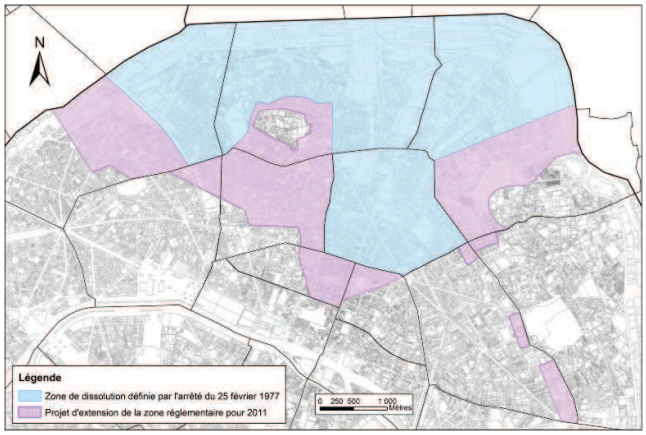


Figure 7 : Projet d'extension de la zone réglementaire de dissolution du gypse anté-ludien (Doc IGC- en cours d'enquête publique pour être joint au PLU de Paris)

Après le calcul des nouvelles zones par modélisation informatique, un certain nombre de sondages carottés ont été réalisés afin de vérifier l'état des bancs gypseux et de définir des zones de risques de remontée de vides par dissolution. Le résultat de cette étude a permis de définir un nouveau périmètre qui sera annexé au nouveau PLU de Paris, après enquête publique.

Tout ce gypse dissous a modifié la minéralisation des eaux de nappe qui sont devenues très sulfatées. De ce fait, des attaques chimiques par des bactéries sulfato-réductrices ont

déstabilisé les bétons des fondations et des ouvrages enterrés. Il est nécessaire d'utiliser à Paris des ciments adaptés afin d'éviter ces attaques et les dégagements de H2S.

Enfin ce gypse, présent sur tout le secteur, entraîne des difficultés dans l'urbanisation de tout le nord de Paris. Outre les décompressions des terrains de recouvrement et les dissolutions profondes liées aux variations des nappes, il interdit les infiltrations d'eaux de pluie. En fait ces eaux non saturées en sulfates provoquent de nouvelles dissolutions quelque soit la méthode utilisée : en surface pour les noues et les épandages, en profondeur pour les puisards. Par conséquent, il faut trouver d'autres méthodes pour évacuer les eaux de pluie sans surcharger les égouts et les stations d'épuration en aval.

LE SIXIEME SECTEUR : QUARTIER MONCEAU – ETOILE - MAILLOT

Par définition ce secteur était considéré comme le plus calme de Paris géologiquement parlant. En fait comme pour le secteur 5, des zones de risques liés à la dissolution du gypse anté-ludien ont été rencontrées, dans une moindre mesure. Les poches de gypse sont moins importantes, mais elles sont aussi plus proches de la surface.

Il subsiste également quelques petites nappes perchées dans les niveaux bartoniens qui se sont retrouvées isolées de la nappe phréatique lors de la baisse généralisée de celle-ci sur plusieurs secteurs de Paris lors de la première partie du 20ème siècle.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

[1] M. Arnould, M. Deveughèle, A-M. Prunier-Leparmentier : "*Past, present and future relations between urbanization and geoenvironment on example of Paris*", France. 28th IGC Abstracts, Washington, vol 1, (1989) 55-56

[2] A-M Prunier-Leparmentier : "*Les problèmes géologiques et géotechniques de la Ville de Paris*" – Thèse de Docteur de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, Paris (1988), 244p

[3] Atlas des cartes de carrières au 1/1000, atlas des cartes géologiques de l'IGC au 1/5000 et relevés piézométriques mensuels du réseau de la Ville de Paris depuis 1978

[4] J-F Broquet : "*Contribution à la cartographie géotechnique de la Ville de Paris : le XIIIème arrondissement*", Thèse de Docteur Ingénieur, Paris, (1976) 197p

[5] A-M Prunier-Leparmentier, O. David, M. Schönberg : "*Dissolution du gypse à Paris – Efficacité et carences de la réglementation*", colloque de l'AIH, (2007)

[6] A-M Prunier Leparmentier : "*Evolution de la nappe phréatique depuis un siècle dans Paris et niveaux connus en 1990*", Rev. Franç. Géotech. 56, (1991) 67-75

[7] B. Fruneau, B. Deffontaines, A-M Prunier-Leparmentier, J-P Rudant : "*Mesure des déplacements verticaux lors des travaux de construction de la gare Haussmann-Saint-Lazare (Paris) par interférométrie radar : une méthode opérationnelle*", Après-mines, (2003) 10p.

PROJET DE RECHERCHE DEEP CITY AVEC LA COLLABORATION DE MARCEL ARNOULD

AURELE PARRIAUX,
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne,
Laboratoire de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement,
CH- 1015, Lausanne, Suisse

INTRODUCTION

L'idée de promouvoir la connaissance des ressources du sous-sol des villes pour le bien de celles-ci m'est venue il y a bien longtemps, à force de côtoyer des gestionnaires du territoire ignorant totalement ce qu'ils avaient sous leurs pieds. Cette disharmonie entre les opérations intenses et multiples de l'aménagement du territoire en surface et cette ignorance des opportunités que représente le milieu géologique m'a toujours interloqué. A plusieurs reprises, j'ai essayé de lancer un projet de recherche multidisciplinaire sur ce sujet, tentatives vaines jusqu'au jour de l'appel du Projet de Recherche Prioritaire PNR 54 « Développement durable de l'environnement construit » lancé en 2005 par le Fonds national de la recherche en Suisse. Avec quelques partenaires, nous avons répondu à cet appel en proposant un projet intitulé « Underground resources and sustainable development in urban areas » projet devenu « Projet Deep City » en cours d'étude. Sur les 220 propositions de projet soumises, Deep City était le seul projet à traiter de la dimension du sous-sol urbain. Cette originalité a intéressé le chef de l'Office fédéral du développement territorial qui a su convaincre le jury de retenir notre projet. Très rapidement, je me suis tourné vers mes collègues d'autres pays pouvant apporter leur expérience dans leur propre contexte géologique. Pour Paris, c'était de toute évidence Marcel Arnould. Il a été également membre du comité d'expert du projet.

RAPPEL DE LA METHODOLOGIE DEEP CITY

La méthodologie DEEP CITY a été publiée dans divers articles internationaux, notamment Parriaux et al. 2007 [1], Parriaux et al. 2009 [2]. Le rapport final complet a été publié dans la revue Vdf (Parriaux et al., 2010) [3]. Je donne ci-dessous un bref rappel du concept et de la méthode proposée.

La thèse à la base du projet soutient que le sous-sol des villes est une source de ressources qui peuvent aider au développement harmonieux de celles-ci. Ces ressources sont essentiellement au nombre de quatre (Figure 1) :

- L'espace pour construire ;
- Les matériaux géologiques que l'on extrait du sous-sol lorsque l'on construit ;
- La ressource géothermique, pour produire de la chaleur ou du froid ;
- Les eaux potables pour l'alimentation des habitants.

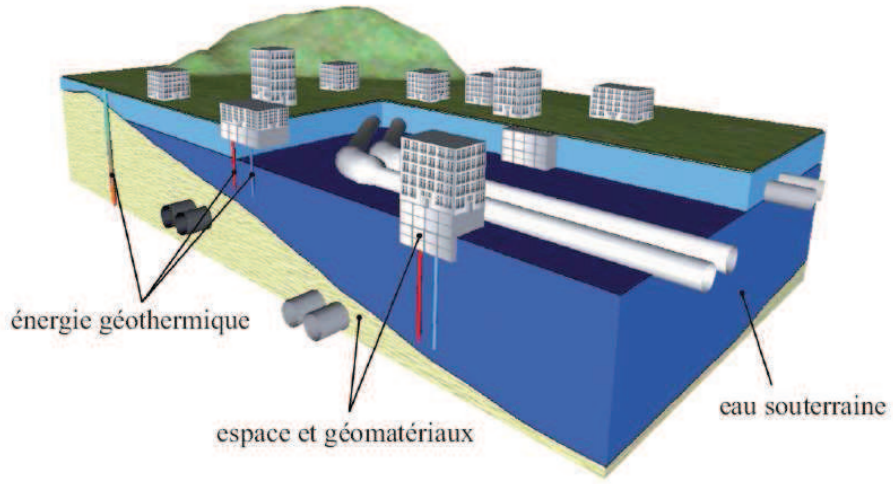


Figure 1 : Les quatre ressources principales du sous-sol urbain

Les premières phases du projet ont consisté à étudier les expériences passées dans différents endroits du monde, et en particulier à Paris grâce à Marcel Arnould notamment. Il en est ressorti la conclusion fondamentale suivante :

- L'approche sectorielle est la cause principale des problèmes de conflit dans l''usage du sous-sol (Figure 2) ;
- Les critères de décision sont généralement des critères à court terme (essentiellement technique et économique) ;
- Les professionnels des différents secteurs ont peu de contact entre eux ;
- Leur compréhension des autres domaines concernés par le sous-sol est souvent pauvre.

Au contraire, la méthodologie DEEP CITY considère le sous-sol de manière holistique. Ce volume sous la ville est un milieu riche en ressources dans lequel on doit développer les synergies (usages multiples, par exemple construction et géothermie) et prévenir les interactions négatives (par exemple construction et eau potable) (Figure 3).

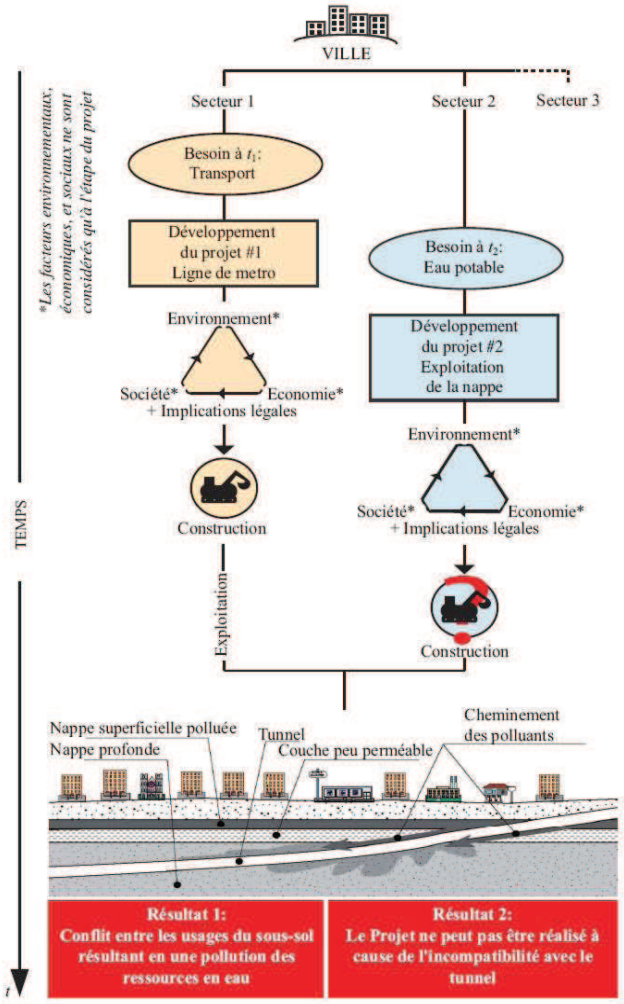


Figure 2 : Exemple d'utilisation du sous-sol urbain selon l'approche sectorielle. Au temps t1, la ville a besoin d'une infrastructure de transport. Elle crée un réseau de métro en optimisant les conditions propres à ce besoin. Au temps t2, elle a besoin d'augmenter son alimentation en eau potable. Un aquifère présent en profondeur sous la ville permettrait a priori de répondre à ce besoin. Cependant, on constate que cette réserve en eau a été péjorée par la construction du métro. Le rôle de by-pass des tunnels entre un aquifère superficiel pollué et des ressources profondes constitue un cas typique (schéma au bas de la figure). L'usage de ce réservoir naturel devient difficile, voire impossible. Un usage du sous-sol a dans un tel cas prétérité d'autres usages possibles de ce volume géologique. D'après Parriaux 2009 [2]

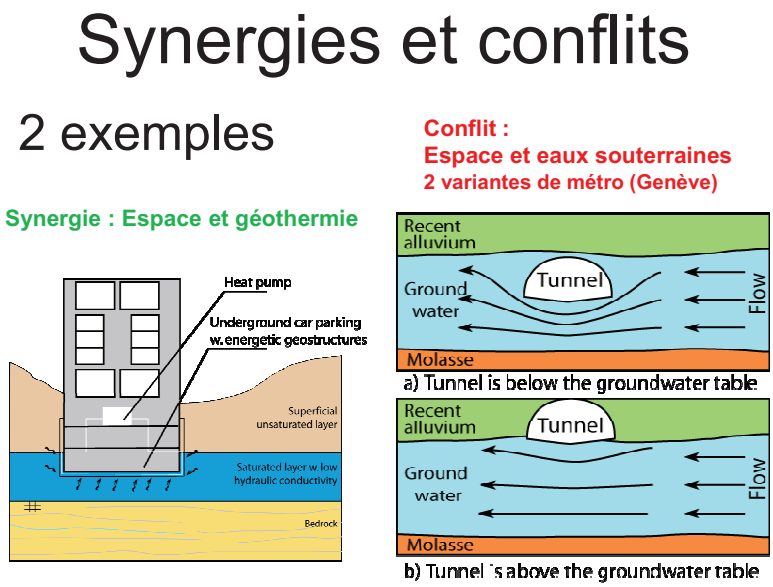


Figure 3 : Situations de synergies et de conflits dans l'usage du sous-sol urbain

La méthodologie DEEP CITY consiste d'abord à créer un modèle géologique tridimensionnel de la ville et de ses dessous, y compris les objets construits existants (Figure 4). Les volumes géologiques sont caractérisés par des variables qui traduisent leur comportement au sens des 4 ressources (composition, hydrogéologique, géomécanique, géothermique, etc.). Le potentiel de chacune des ressources est défini déjà individuellement, puis les interactions sont étudiées en fonction des conditions géologiques propres à la ville considérée. C'est cette boucle d'itération qui permet de maximiser les synergies et de minimiser les sources de conflit, qui fixe également les conditions aux limites de chacune des ressources en cas d'usage multiple.

La méthodologie DEEP CITY implique également un changement de paradigme. Actuellement, l'approche est essentiellement des besoins aux ressources. Pour un réel développement durable du sous-sol urbain, on doit passer à une approche des ressources aux besoins.

La démonstration de l'applicabilité de la méthodologie a été faite sur la ville de Genève qui présente l'intérêt d'avoir un sous-sol complexe, en particulier avec des sédiments quaternaires très variés, une nappe d'eau potable d'intérêt stratégique que se partagent la Suisse et la France (Figure 5). Ceci a permis de différencier des quartiers où une grande liberté d'usage multiple du sous-sol est encouragée, d'autres où la préservation de la nappe limite les capacités énergétiques par exemple.

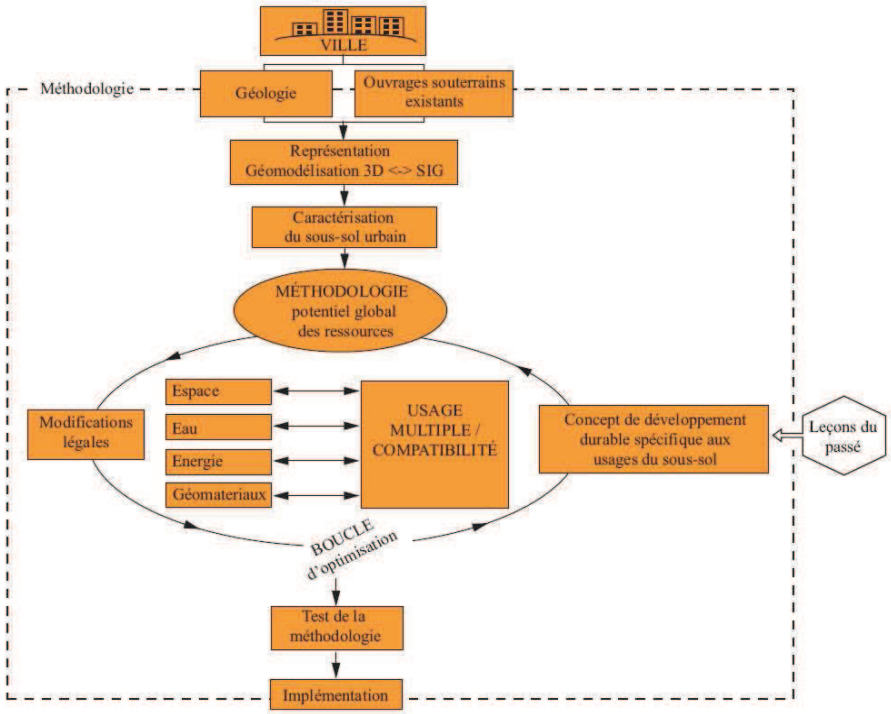


Figure 4 : Logigramme de la méthodologie DEEP CITY. Voir texte. D'après Parriaux 2009 [2]

La nécessité de densifier la ville pour éviter le mitage du territoire apporte un nouveau stress. Le déplacement en souterrain de certains volumes qui encombrent la surface offre une opportunité de développer une ville plus agréable en surface, qui permet notamment un enrichissement de la biodiversité urbaine. Une telle migration concerne par exemple :

- Infrastructures de transport ;
- Des espaces de stockage (p. ex. parkings) ;
- Des installations techniques utilisant peu de personnel ;
- Des « souterrains de surface » comme les grands magasins.

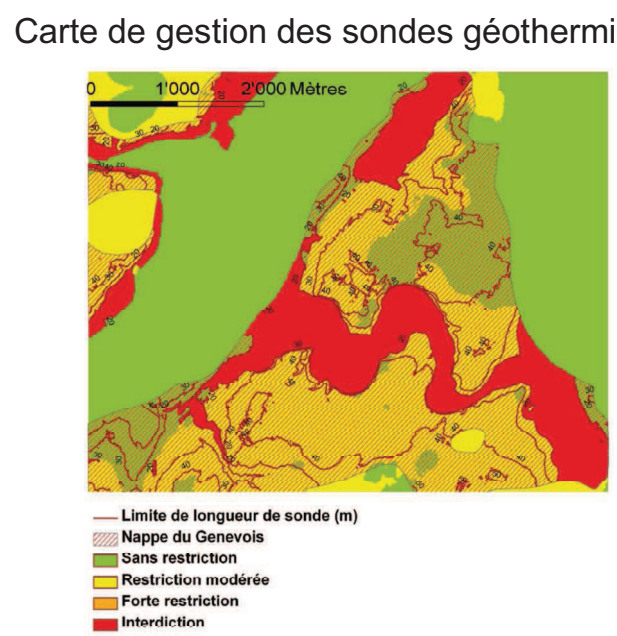


Figure 5 : Carte de développement des sondes géothermiques, compte tenu des autres ressources du sous-sol, en particulier la nappe souterraine du Génevois. D'après Blunier 2010 [4]

La recherche DEEP CITY a montré également que la construction souterraine n'est pas énormément plus chère que celle en surface. Un grand magasin urbain a été testé de manière comparative en surface et en souterrain (Figure 6). Les surcoûts du souterrain restent modestes dans un tel cas. A noter que le gain d'un terrain libre en surface n'a pas été inclus dans les calculs.

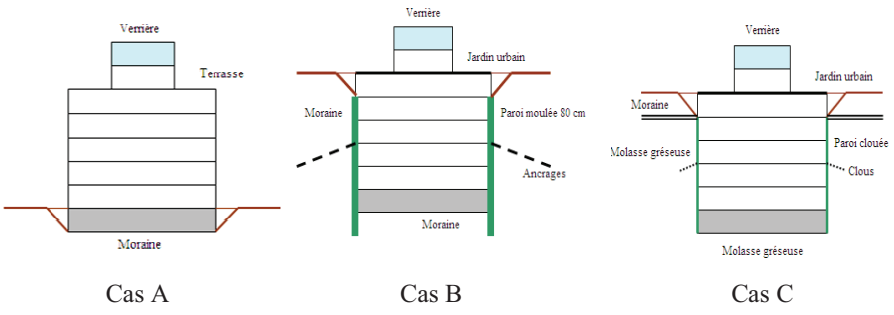


Figure 6 : A : magasin en surface. B : magasin en souterrain, géologie difficile. C : magasin en souterrain, géologie facile. Le surcoût du souterrain est de 10% pour la géologie facile, 23% pour la géologie difficile. D'après Maire 2011 [5]

Le projet DEEP CITY a permis la rédaction de deux thèses de doctorat : Blunier (2009) [4] sur la partie sciences dures et ingénierie, Maire (2011) [5] sur les volets économiques et sociologiques.

VERS UN AMENAGEMENT DU TERRITOIRE TRIDIMENSIONNEL

L'enjeu d'un développement harmonieux du territoire concernant le sous-sol est particulièrement important. En effet, au contraire de la surface où l'on peut pratiquement tout détruire et reconstruire, il n'en va pas de même du souterrain. Le milieu géologique d'une ville est un invariant temporel naturel que l'Homme ne peut pas recréer. Les erreurs dans le sous-sol sont par conséquent difficilement réparables, d'où l'intérêt de penser et planifier dans la compatibilité et la durabilité.

Aménager le territoire avec le sous-sol inclus ne modifie en rien les principes fondamentaux de la planification territoriale. Les motivations essentielles demeurent et sont simplement enrichies par comblement d'une lacune difficilement pardonnable. Les outils sont complétés par des modeleurs géologiques et les équipes qui procèdent à ces études sont complétées par une compétence de géologie de l'ingénieur vaste et ouverte sur les différents domaines des ressources concernées.

En Suisse, les droits de propriété des bienfonds ne s'en trouvent pas modifiés puisque la loi limite déjà l'usage du terrain en profondeur à ce qui est nécessaire pour une construction normale dans la zone concernée. En effet, l'article 667 du code civil écrit : « al.1 : La propriété du sol emporte celle du dessus et du dessous, dans toute la hauteur et la profondeur utile à son exercice; al.2 : Elle comprend, sous réserve de restrictions légales, les constructions, les plantations et les sources ». En France et dans les autres pays où la profondeur privée n'est pas limitée, l'expropriation du sous-sol en profondeur déjà pratiquée dans le cas des infrastructures souterraines peut être utilisée également dans un concept plus large comme DEEP CITY.

STRATEGIE DE MISE EN PRATIQUE

La mise en application de la méthodologie DEEP CITY au travers d'un aménagement du territoire tridimensionnel nécessite que deux conditions soient remplies :

APPLICABILITE SCIENTIFIQUE

Les compagnies d'étude de l'aménagement du territoire peuvent sans difficulté appliquer la méthodologie moyennant un élargissement de leur caractère multidisciplinaire du côté des sciences de la Terre et des domaines d'ingénierie associés.

APPLICABILITE LEGALE

Plusieurs professionnels de l'aménagement ont cautionné l'idée tout en disant que si les collectivités n'étaient pas contraintes par une loi de procéder à ce rattrapage 3D des plans d'aménagement, elles ne le feraient pas. C'est la raison pour laquelle nous avons, dès la fin du projet, contacté l'Office fédéral du développement territorial et ses juristes pour introduire ce concept dans une nouvelle version de la Loi fédérale sur l'aménagement du territoire. Ce processus est actuellement en route sous la forme d'un rapport établi par un groupe de travail qui va faire des propositions concrètes aux

Chambres fédérales en vue d'une adoption dans la nouvelle loi. Si ces articles très généraux sont acceptés, la méthodologie détaillée pourra être publiée par voie d'ordonnances et de recommandations pratiques.

Des applications pratiques partielles de la méthodologie ne se sont pas faîtes attendre. Pour le canton de Vaud, nous avons réalisé une méthodologie de cartographie du potentiel géothermique prenant en compte la protection des eaux souterraines (projet APOGEE). Ce potentiel intègre les diverses techniques d'exploitation géothermique, des sondes géothermiques aux géostructures énergétiques en passant par l'exploitation thermique des nappes souterraines. Ce croisement de deux des quatre ressources considérées dans DEEP CITY est déjà un pas concret vers une gestion moins sectorielle que jusqu'alors.

EXPORTATION DE DEEP CITY EN CHINE

Depuis la fin de l'opération PNR 54, la méthodologie DEEP CITY s'exporte en Chine, grâce à un fonds de recherche spécial sino-helvétique. Par un partenariat entre l'EPFL et l'Université de Nankin, un volet DEEP CITY CHINA a pour mission de tester la méthodologie dans des contextes géologiques différents, pour des villes de beaucoup plus grande taille et dans une autre forme de gouvernance. La ville de Souzhou sert de ville pilote (Figure 7).

Une étude typologique comparative des principales villes de Chine est également entreprise, en fonction de leur contexte géologique et de la proximité de la mer (Figure 8).

Un autre objectif du projet DEEP CITY Chine est de préciser les intérêts économiques du concept, en prenant en compte aussi les gains de confort de vie résultant de la décongestion en surface ainsi que les gains en biodiversité urbaine.

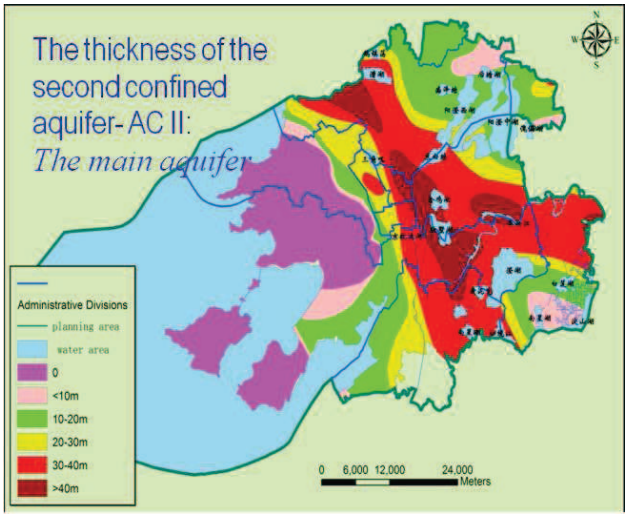


Figure 7 : Test de la méthodologie DEEP CITY à Souzhou. Carte isopaque de l'aquifère principal sous la ville. Document Prof. Li Xiao-zhao (Nanjing U.)

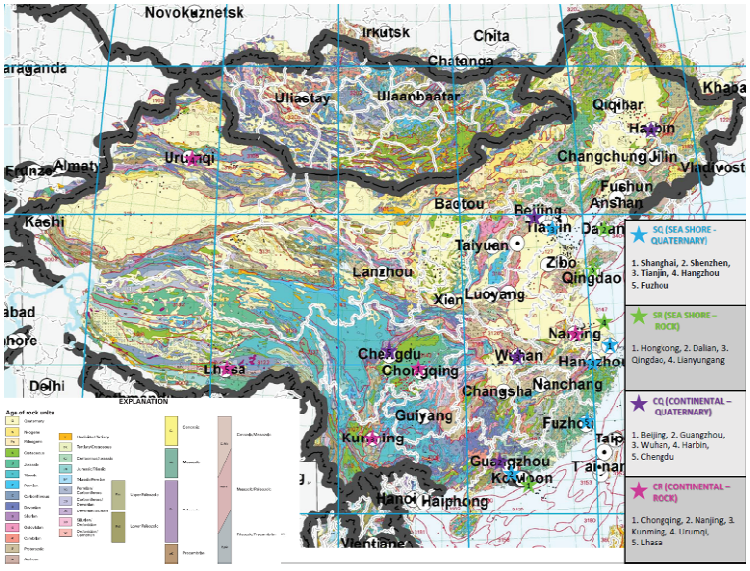


Figure 8 : Classification des principales villes chinoises selon leur géologie, leur géomorphologie et leur éloignement de la côte océanique

LES APPORTS POUR L'ENSEIGNEMENT

En charge de l'enseignement de la géologie de l'ingénieur et de l'environnement aux ingénieurs de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, j'ai pu traiter du concept d'approche holistique du sous-sol dans différents cours et dans un traité d'enseignement (Parriaux 2009) [2]. Il est aisé de démontrer que la géologie et le géologue sont la plaque tournante du concept, en ayant cette vue intégrale du sous-sol et de tout ce que la société peut en tirer comme profit de manière harmonieuse et durable. C'est une vision que j'ai partagée avec Marcel Arnould, en particulier durant la période d'existence du Cycle postgrade en géologie de l'ingénieur et de l'environnement, organisé dans les années 1990 en collaboration avec l'Ecole des mines de Paris, l'Université de Liège et l'Ecole polytechnique de Montréal.

CONCLUSION

La méthodologie DEEP CITY rencontre une bonne audience internationale dans plusieurs secteurs socio-économiques. En particulier, les professionnels des travaux souterrains (par exemple AITES) prennent de plus en plus conscience que la construction souterraine ne se borne pas à des problèmes d'ordre technique. Cette considération plus globale du sous-sol tend à les convaincre que des projets mieux conçus au point de vue de la compatibilité ont de meilleures chances d'aboutir. Du côté des urbanistes, le chemin est un peu plus long en raison de leur manque de formation en sciences de la Terre. Ils reconnaissent la pertinence de la méthode et le besoin mais ont de la peine à l'intégrer sur le plan pratique. Enfin, le succès du concept DEEP CITY renforce notablement le rôle de la géologie appliquée dans les grands défis de la société : un constat qui faisait très plaisir à Marcel Arnould.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] A. Parriaux, P. Blunier, P. Maire, L. Tacher : *"The DEEP CITY Project: A Global Concept for a Sustainable Urban Underground Management",* 11th ACUUS International Conference, Underground Space: Expanding the Frontiers, Athens, Greece, (10-13 September 2007) 255-260

[2] A. Parriaux : *"Géologie : Bases pour l'ingénieur. 2e édition revue et augmentée",* PPUR Lausanne, ISBN 978-2-88074-810-4, (2009)

[3] A. Parriaux, P. Blunier, P. Maire, G. Dekkil, L. Tacher : *"Projet Deep City – Ressources du sous-sol et développement durable des espaces urbains",* Rapport de recherche PNR 54, Fonds national suisse FNS/ vdf ETHZ, (2010)

[4] P. Blunier : *"Méthodologie de gestion durable des ressources du sous-sol urbain"*, Thèse No 4404, EPF Lausanne (Suisse), (2009)

[5] P. Maire : *"Étude multidisciplinaire d'un développement durable du sous-sol urbain : aspects socio-économiques, juridiques et de politique urbaine",* Thèse EPFL no 4287, (2011)

L'ALCALI-REACTION OU LE GONFLEMENT D'UN BARRAGE

SYLVINE GUEDON
IFSTTAR (Institut Français des Sciences et Technologies des Transports et des Réseaux)
58 Boulevard Lefebvre, 75732 Paris Cedex 15, France

AVANT PROPOS

Je tenais à rendre hommage au Professeur Marcel Arnould au travers de ces quelques pages. En effet je n'ai pas eu la chance de faire partie de ses élèves mais j'ai eu le privilège de le rencontrer tout au début de ma carrière de chercheur à la fin des années 1980. A cette époque là, un des grands axes de recherche au LCPC concernait les matériaux impliqués dans le phénomène de l'alcali-réaction, car si le phénomène avait déjà été décrit et expliqué des années auparavant, les premiers ouvrages d'art atteints commençaient à être diagnostiqués et de nombreux travaux de thèse démarraient dans l'optique de mieux comprendre les réactions mises en jeu et les désordres qui en résultaient.

Les mécanismes engendrés par le couple ciment-granulats, nécessitaient des études microstructurales fines afin de comprendre tous les mécanismes réactifs. J'étais géologue pétrographe, et cette discipline de la géologie, qu'est la pétrographie, répondait parfaitement aux attentes des chercheurs : comprendre les réactions qui se développent à l'échelle microstructurale afin de mieux diagnostiquer les désordres macrostructuraux.

J'ai eu l'occasion de travailler avec le Professeur Marcel Arnould sur le cas du barrage de Chambon-sur-Romanche et c'est la raison pour laquelle j'ai choisi ce sujet et cet ouvrage d'art comme fil conducteur pour parler d'un passé (qui n'est pas si lointain) et le relier au présent pour montrer l'évolution des recherches dans ce domaine sur les vingt-cinq dernières années.

INTRODUCTION

Les articles de vulgarisation scientifique présentant le phénomène d'alcali-réaction dans les années 1990 étalaient dans leurs colonnes des idées et des concepts encore peu aboutis qui amenaient le lecteur à penser que les ouvrages en béton, ponts et barrages (sans plus de distinction) étaient atteints d'une maladie incurable comparée à un cancer qui portait préjudice à leur intégrité et leur longévité.

Parmi les titres les plus accrocheurs on pouvait lire : En 1990 : « le cancer du béton frappe aussi le viaduc du métro, mais la maladie n'est pas mortelle… » et aussi en 1990 : « le TGV Nord, mauvais cailloux… » et encore en 1997 « le cancer du béton menace nos ponts ». « Le béton peut gonfler et se fissurer spontanément ». L'affirmation surprendra le non-spécialiste qui associe souvent à ce matériau qu'est le béton, l'idée de dureté et de longévité.

Outre les titres accrocheurs, le contenu des articles rivalisait d'inexactitudes et de propos alarmistes. Quand la presse de vulgarisation scientifique s'empare d'un sujet comme

celui-ci, les scientifiques doivent faire preuve de la plus grande prudence dans son traitement mais aussi de la plus grande pédagogie pour expliquer aux lecteurs les tenants et les aboutissants du phénomène afin de dissiper toute frayeur.

LA REACTION

Le but de cet article est de donner tous les éléments scientifiques pour comprendre le phénomène altérant le béton mais aussi et surtout pour montrer comment s'en prémunir. Définissons donc ce qu'est l'alcali-réaction.

Cette « maladie du béton » a reçu plusieurs dénominations. Elle a tout d'abord été appelée «Réactions Alcalis-Granulats», traduction de l'appellation anglo-saxonne : « Alkali-Aggregate Reaction » avant d'être dénommée vers la fin des années 1980 sous le terme officiel d'« alcalis-réactions ».

Du point de vue historique, c'est en 1935, que R.J Holden [1] a observé, le premier, l'existence des réactions chimiques dans le béton, entre le ciment et certains granulats. Ensuite Krammer et Carlson [2] ont constaté l'existence de désordres mais c'est l'américain Stanton [3] qui a précisé le premier, en 1940, la nature des réactions causant les perturbations observées : ces réactions chimiques se produisent entre les alcalins du ciment et certains types de granulats, d'où le nom donné à l'époque de « Réaction Alcalis-Granulats ».

Du point de vue géographique, la dégradation des bétons par ce type de réaction a été identifiée dans d'autres pays comme l'Australie, la Nouvelle-Zélande, l'Afrique du Sud (1970), la Chine, le Canada (où cette pathologie représente la première cause de dégradation de structures en béton). En France, l'alcali-réaction a été constatée, pour la première fois vers 1976 au sein de quelques barrages, en particulier celui de Chambon-sur-Romanche. En France cette réaction a été certifiée sur des ponts de la région du Nord Pas-de-Calais et de Bretagne dans les années 1980-1990, et dans leur grande majorité, ces derniers avaient été construits avant 1970.

Du point de vue physico-chimique ces réactions se produisent entre les alcalins du béton (alcalins venant des granulats et du ciment) et certains types de granulats contenant de la silice plus ou moins bien cristallisée, l'eau servant alors de vecteur pour les ions. La conséquence est à plus ou moins long terme (en fonction de la quantité d'alcalins et de silice amorphe dans les granulats) un gonflement de la structure en béton. Le béton n'est pas à l'abri des atteintes du temps et le terme de pathologie est souvent utilisé par les spécialistes pour décrire les désordres qui deviennent visibles sur son parement. Pour mieux comprendre comment « vieillit » un béton, regardons ses composants les uns après les autres. Comme chacun le sait, le béton s'obtient en mélangeant trois composants, du ciment (pour 20%), avec des granulats (80% de sable et de gravillons) et de l'eau.

Au cours de l'étape de malaxage, le ciment libère des ions dont une partie vient enrichir la solution interstitielle pour se recombiner et donner des composés nouveaux beaucoup moins solubles, les hydrates de la pâte de ciment. Donc la poudre de ciment associée à l'eau devient un liant hydraulique. L'autre partie des ions reste en solution en particulier les ions hydroxydes (OH^-) et alcalins (Na^+, K^+) et alcalino-terreux (Ca^{++}) et confèrent au milieu un pH hyper-basique voisin de 13 (la valeur de pH dépend directement de la

composition du ciment : plus il contient d'alcalins et plus le pH est élevé). En ajoutant les granulats, les hydrates du ciment vont servir de « colle » entre les granulats et assurer la cohésion de l'ensemble. Le béton durcit à la faveur de l'hydratation des anhydres du ciment qui assurent ainsi le lien avec les granulats, l'ensemble devient cohérent en admettant un espace poreux d'environ 15% du volume total. Cet espace est initialement rempli par l'eau de gâchage. Le squelette granulaire est composé de fines, de sables, et de gravillons pour 80% du mélange. On considère que la ressource en granulats en France est composée à 90% de roches siliceuses à silicatées, or le diagramme de solubilité de la silice nous montre que dans cet environnement à pH 13, la silice est susceptible de se dissoudre.

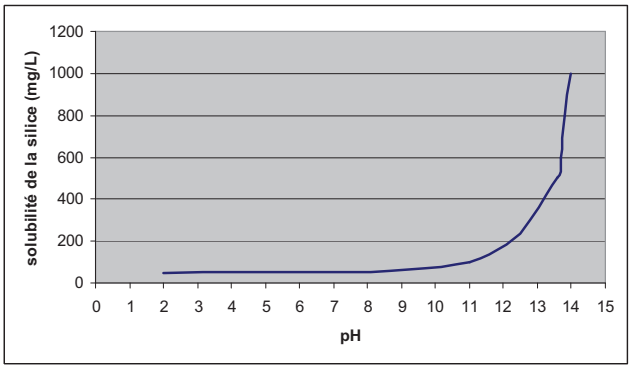


Figure 1 : Solubilité de la silice en fonction du pH.

La Figure 1 montre la solubilité de la silice en milieu hyper-basique, et compte-tenu du fait que le milieu interstitiel du béton est toujours hyper-basique, donc voisin de 13, il semble délicat d'utiliser un granulat contenant une quantité trop importante de silice car on s'expose à une dissolution de cette dernière au cours du temps. Les minéraux composés de silice étant nombreux dans les granulats, regardons en fonction de ces espèces minéralogiques, leurs comportements en milieu hyper-basique.

La solubilité de la silice (au sens chimique SiO_2) diffère en fonction du degré de cristallisation des espèces minéralogiques considérées. Le quartz est entièrement cristallisé, sa solubilité en milieu alcalin est au dessous des 10mg/L. La cristobalite (minéral crypto-cristallin) et l'opale (un minéral présentant des nucléus cristallisés noyés dans un verre siliceux) ont des solubilités égales ou supérieures à 10mg/L. Enfin la silice amorphe, autrement dit un verre, donc qui n'est pas du tout cristallisé, présente des solubilités pouvant aller jusqu'à 60mg/L au cours du temps (Figure 2).

Le lien évident entre la solubilité de la silice et son degré de cristallinité au sein des minéraux montre que ce dernier paramètre va avoir une importance dans l'initiation et le développement de cette réaction. L'alcali-réaction se développe justement lorsque, dans le milieu béton, on mélange un ciment riche en alcalins (favorisant un pH élevé) avec un granulat riche en silice (risquant alors de devenir soluble dans ce milieu hyper-basique), le tout malaxé avec de l'eau qui devient alors le vecteur des ions hydroxydes, sodium,

potassium et calcium venant du ciment mais aussi des ions silicium venant de la dissolution plus ou moins importante de la silice ou des silicates des granulats.

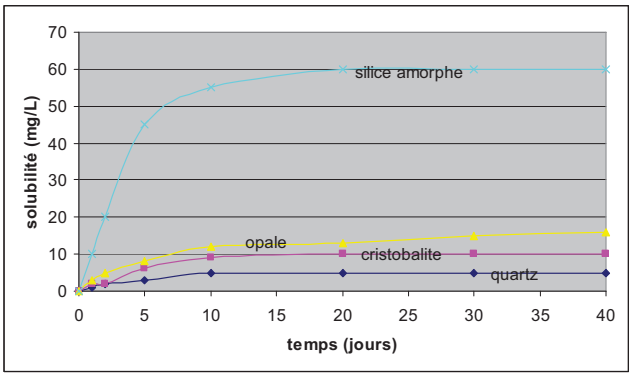


Figure 2 : Solubilité de différentes formes de silice en fonction du temps.

C'est à ce moment que la pétrographie entre en jeu car le pétrographe doit être capable de reconnaitre les minéraux mais aussi et surtout d'identifier toutes les formes de silice et leur degré de cristallinité. Ce facteur étant prépondérant dans l'initiation de cette réaction chimique, l'identification mais surtout l'évaluation de la quantité de minéraux susceptibles de réagir est essentielle.

Les mécanismes généraux de cette réaction au niveau ionique ont été décrits par [4], [5] et repris dans [6].

Du point de vue de la microstructure, lors de cette réaction, on remarque la destruction de la structure du minéral et la formation d'un gel silico-alcalin polymérisé visible sur la Figure 3.

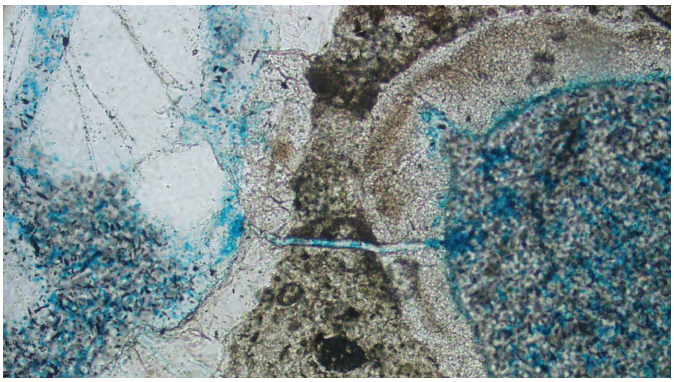


Figure 3: Image prise au microscope optique polarisant d'un échantillon de béton atteint d'alcali-réaction, (la couleur bleue souligne la porosité du matériau).

Cette image (dimension horizontale : environ 2mm) montre l'attaque d'un granulat siliceux (en haut et à gauche) par la solution alcaline provenant d'un pore voisin (à droite) qui a percolé par une microfissure (centre de l'image). Le produit de réaction qui a l'aspect d'un gel remplit l'espace à la périphérie du granulat, alimenté par la solution interstitielle arrivant par la fissure. Il est à noter que ce gel a la capacité d'admettre 600% d'eau. Le développement de ce gel à l'échelle microstructurale dans un béton déjà durci engendre une mise en traction du matériau, provoquant gonflement et fissuration ([7], [8], [9]).

LE DIAGNOSTIC SUR OUVRAGES

Le gonflement de ce produit de réaction provoque des contraintes mécaniques qui engendrent une fissuration qui est alors l'un des indices visibles du développement de cette réaction interne ([10]). Cette fissuration s'intensifie sous la forme d'un faïençage, dont la maille varie du centimètre au mètre, nettement identifiable sur un parement (Figure 4).



Figure 4 : Faïençage du parement en béton caractéristique du gonflement dû à l'alcali-réaction.

Cette image prise au barrage de Chambon-sur-Romanche nous ramène à un cas concret. Ce barrage construit en 1935 est un barrage poids situé à 1000m d'altitude qui présente depuis 1976 des signes de gonflement accompagné de fissures qui engendrent un basculement de la structure vers l'amont. Avec ses 135m de haut à son aplomb le plus fort et 295m de large, il représente un barrage de taille moyenne, caractéristique d'une époque d'intense construction d'ouvrages hydrauliques en France, mais sa particularité est sa position stratégique dans les Alpes car sa crête est occupée par la D 1091 qui relie Bourg d'Oisans à La Grave et au Col du Lautaret. Dans un environnement alpin, donc sujet au phénomène de gel-dégel, la route qui occupe la crête du barrage nécessite un entretien hivernal.

D'un point de vue géologique le barrage s'appuie sur un verrou rocheux qui barre la vallée de la Romanche ([11]). Ce verrou est constitué par des gneiss anté-houillers, contre lesquels sont venus se laminer les calcaires du Trias et les micaschistes du Lias en

couches très redressées. Les granulats utilisés pour la confection du béton sont essentiellement des micaschistes, roche qui a été choisie comme granulat car présente en grande quantité à proximité. Ce micaschiste satisfaisait aux critères mécaniques requis pour la confection du béton.

La première expertise du béton du barrage de Chambon réalisée au LCPC en 1976 et celles que j'ai pu suivre en 1990 et 1994 avec le Professeur Arnould, nous ont montré que le micaschiste utilisé comme granulat présentait des critères de réactivité au niveau des cristaux de quartz qui pouvaient amplement expliquer le développement de cette alcali-réaction. L'étude pétrographique a montré des caractéristiques de déformation intense au niveau des grains de quartz. Ces derniers présentent des limites de cristaux très dentelés et des extinctions roulantes qui sont le signe de déformations tectoniques ayant sollicité fortement le réseau cristallin (Figure 5). Cette fragilité et déformabilité du réseau cristallin rendent les cristaux plus vulnérables aux attaques alcalines et les liaisons atomiques Silicium-Oxygène se rompent, libérant ainsi les ions correspondants. Ces derniers retrouvent leur électro-neutralité avec les alcalins présents dans la solution interstitielle en donnant naissance à ce gel de composition silico-calco-alcaline délétère.

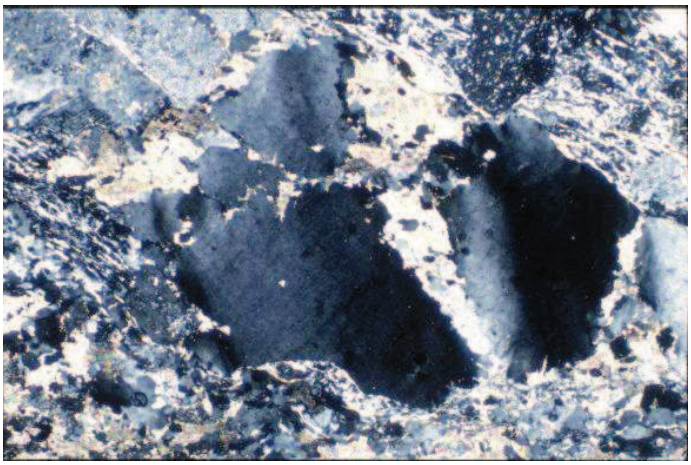


Figure 5 : Micaschiste de Chambon-sur-Romanche observé au microscope optique polarisant

LA PREVENTION

Depuis, les recherches au niveau des granulats ont évolué, les critères de réactivité des granulats ont été précisés d'un point de vue pétrographique et on est en mesure actuellement de dresser un profil de réactivité de toutes roches sélectionnées comme granulat dans le béton. La réaction est bien mieux maîtrisée à partir du moment où on la connaît mieux. En 1988 une direction des routes a mandaté le LCPC ([12]) pour mener des recherches sur ce thème de l'alcali-réaction et un Comité Technique a été créé en 1989 ([13]) pour travailler à la rédaction d'un document de synthèse.

Ces recherches ont abouti entre 1988 et 1993 à un certain nombre de normes d'essais susceptibles de tester la réactivité des granulats en imposant des conditions de vieillissement drastiques et choisies pour provoquer la réaction ([14]).

En 1994, un premier document « Recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction » ([15]) était disponible avec comme but :

- Réduire les risques de dégradation voire de destruction des ouvrages ;
- Assurer une bonne gestion des ressources en granulats ;
- Responsabiliser les participants à l'acte de construire ;
- Économiser les moyens de surveillance ;
- Disposer d'un texte de référence pour tous.

Cette connaissance issue des recherches menées a conduit à l'établissement de règles de bien construire afin que ce risque soit minimisé, l'étude pétrographique étant l'élément d'entrée de toute méthodologie de diagnostic des granulats.

Cette étude pétrographique doit être menée par un spécialiste de ce genre de réaction physico-chimique ([16]). Ce dernier doit être capable de déceler au sein d'un granulat les critères de réactivité susceptibles d'engendrer la réaction mais aussi d'évaluer l'importance de ces derniers afin de donner un diagnostic fiable.

Les indices de réactivité établis à ce jour sont ([15], [17], [18]) :

- Présence de quartz à réseau déformé présentant une extinction roulante ;
- Présence de quartz microcristallins ou cryptocristallins ;
- Présence de grains fragmentés (polygonisation) ;
- Présence de micro-quartz en bordure ou d'auréole réactionnelle ou de type sphérolitique ;
- Présence de joints de grains larges (amorphisation) ;
- Présence de bordures de grains digitalisées (souvent issues d'une dissolution par pression ;
- Présence de verres siliceux, ou verres siliceux dévitrifiés ;
- Présence de minéraux altérés (micas, feldspaths) ;
- Présence de tridymite, cristobalite, calcédoine, opale.

Au niveau plus global de la roche, la présence de texture métamorphique litée ou de texture symplectique confère au granulat une tendance à la réactivité.

Cette liste non exhaustive doit aussi prendre en compte l'occurrence de chaque indice et sa représentativité au sein du granulat considéré. La pétrographie étant une discipline de la géologie basée sur l'étude des propriétés optiques des minéraux observés au microscope polarisant, toutes les caractéristiques énumérées dans le présent article se retrouvent sous la forme d'images dans différents documents ([17], [19]).

Les règles établies afin de construire en évitant le développement de cette réaction sont applicables pour les ouvrages futurs, et interviennent dans la limitation de la teneur en

alcalins des ciments couplée avec l'utilisation de granulats dont la réactivité a été identifiée par l'étude pétrographique et la réalisation d'essais sur des éprouvettes de mortier ou de béton.

Pour ce qui concerne les ouvrages anciens il faut gérer l'existant. Une surveillance des ouvrages doit être préconisée. Dans le cas du barrage de Chambon, une solution originale a été mise en place dès 1995 visant à décomprimer les trente mètres supérieurs en utilisant la technique du sciage au fil diamanté, afin de rabattre les poussées vers le bas et de soulager les appuis. Huit saignées verticales ont été pratiquées à partir de la crête sur des hauteurs de 20m à 30m et espacées de 30m afin de réduire la compression longitudinale initiale évaluée à environ 5MPa. Les saignées ainsi créées avec une ouverture de quelques millimètres se sont refermées dans les dix jours après le sciage, avec un recul de la crête du barrage vers une position occupée 6 ans auparavant. Une deuxième campagne de sciage a été faite l'année suivante et, à l'issue de ces campagnes de sciage et soixante-seize ans après la construction du barrage de Chambon-sur-Romanche, on ne prétend plus sauver l'ouvrage d'un mal inexorable. On vise surtout à lui donner 20 ans de survie dans des conditions de sécurité optimales.

CONCLUSION : LES RECHERCHES ABOUTISSANT A LA NORMALISATION

En 2011, qu'en est-il des documents normatifs susceptibles d'aider le Maitre d'Ouvrage à se prémunir contre ce risque ?

Il existe des normes testant les granulats NF EN P 18594 ([20]) et son fascicule de documentation NF EN P 18542 [21]. Il existe des normes testant la formule de béton, en reproduisant la formulation qui sera réellement mise en œuvre sur le chantier NF EN P 18454 ([22]) et son fascicule de documentation NF EN P 18456 ([23]). Le document « Recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction » ([15]) est en passe d'être normalisé sous la forme d'un fascicule de documentation afin de préparer sa normalisation au niveau européen.

L'exemple du barrage de Chambon-sur-Romanche montre comment un géologue peut être utile non seulement dans le choix de l'implantation d'un ouvrage d'art tel qu'un barrage mais aussi dans le choix du bon granulat avec des critères de choix qui éviteront le développement éventuel de l'alcali-réaction.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] R.J. Holden : *"Concrete expansion"*, Virginia Polytechnique Institute, (1935)

[2] B. Godart, A. Le Roux : "Alcali-réaction dans les structures en béton – Mécanismes, pathologie et prévention", Techniques de l'Ingénieur, C 2 252. (2008) 17p

[3] T.E. Stanton : *"Expansion of concrete through reaction between concrete and aggregate",* Proc. of the American Soc. of Civil Eng. Vol 66-10, (1940) 1781-1811

[4] L.S. Dent-Glasser and N.Kataoka : *"The chemistry of alkali-aggregate reaction"*, 5th Int. Conf. on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete. Cape Town, Paper S 252/23, (1981)

[5] A.B. Poole : *"Alkali-silica reactivity mechanism of gel formation and expansion",* 9th International Conference on AAR, Londres, (1992) 782-787

[6] C. Larive : *"Apports combinés de l'expérimentation et de la modélisation à la compréhension de l'alcali-réaction et de ses effets mécaniques",* Thèse de doctorat ENPC, (1997) 327p

[7] D.W. Hobbs : *"Expansion of concrete due to alkali-silica reaction"*. The Structural Engineer, Vol. 62A, N°1 (DIRR N°273712), (1984) 26-33

[8] G. Davies and R.E. Oberholster : *"Alkali-silica Reaction Products and their Development"*, Cement and Concrete Research, Vol. 18, 4 (DIRR N°814241), (1988) 621-635

[9] S. Diamond : *"ASR. Another look at mechanisms",* 8th International Conference on alkali-aggregate reaction, Kyoto, (1989) 83-94

[10] J. Wood : *"Désordres provoqués par la réaction alcalis-granulats dans les ouvrages en béton armé"*, Annales ITBTP 469, (1988) 85-99

[11] A. Haegelen: *"Le canon de la Romanche à l'emplacement du barrage du Chambon",* Revue de géographie alpine, tome 20, n°1 (1932) 179-182

[12] Circulaire n° 88-94 du 9 novembre 1988 relative aux désordres constatés sur des ouvrages d'art en béton - Direction des Routes. Ministère de l'Equipement et du Logement

[13] Création d'un Comité de suivi et d'évaluation des recherches relatives à la dégradation interne des bétons - Lettre du Directeur des Routes du Ministère de l'Equipement et du Logement en date du 2 Août 1989

[14] R. Ranc, D. Sorrentino, B. Cariou : *"Réactions silico-alcalines. Mise au point de méthodes fiables"*, Annales de l'ITBTP 480 (EM 25) (DIRR N°124389), (1990) 105-131

[15] Document : *"Recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction"*, Ministère de l'Equipement, des Transports et du Tourisme. Ed LCPC, (1994)

[16] M. Regourd-Moranville : *"Products of reaction and Petrographic Examination"*, 8th International Conference on alkali-aggregate reaction, Kyoto, (1989) 445-456

[17] A. Le Roux, J. Thiébaut, S. Guédon, C. Wackenheim : *"Pétrographie appliquée à l'alcali-réaction"*, Etudes et Recherches des LPC, Série Ouvrages d'Art, OA26, LCPC, (1999) 98p

[18] S. Guédon : *"Pétrographie, de la carrière à l'ouvrage"*, Habilitation à Diriger des Recherches. Université d'Orsay Paris XI, (2005) 135p

[19] G. Lorenzi, J. Jensen, B. Wigum, R. Sibbick, M. Haugen, S. Guédon, U. Akesson : *"Petrographical atlas of the potentially alkali-reactive rocks in Europe"*, Geological survey of Belgium, Professional paper 2006/1 – N.302, (ISSN 0378-0902), (2006)

[20] NF EN P 18-594 : *"Granulats — Méthodes d'essai de réactivité aux alcalins"*, (2004)

[21] NF FD P 18-542 : *"Granulats naturels courants pour bétons hydrauliques. Critères de qualification des granulats vis-à-vis de l'alcali-réaction"*, (2004)

[22] NF EN P 18-454 : *"Béton – Réactivité d'une formule de béton vis-à-vis de l'alcali-réaction – Essai de performance"*, (2004)

[23] NF FD P 18-456 : "*Réactivité d'une formule de béton vis-à-vis de l'alcali-réaction – Critères d'interprétation de l'essai de performance*", (2004)

LE GLISSEMENT DE VAJONT, SES ENSEIGNEMENTS ET SES RETOMBEES POUR EDF ET LES EXPLOITANTS DE BARRAGES

GILBERT CASTANIER
EDF - Service Géologie-Géotechnique
905, avenue du Camp de Menthe, 13097 Aix-en-Provence Cedex 02, France

RESUME

La catastrophe liée au glissement de Vajont dans le Nord de l'Italie (1963), quatre ans après la catastrophe liée à la rupture du barrage de Malpasset dans le Sud de la France (1959), a fait prendre conscience des risques liés à la géologie aux concepteurs de barrages et à l'Administration qui a été amenée à créer une réglementation adaptée et à la faire évoluer dans le temps. Sa mise en application, pour les retenues EDF, est illustrée en fin d'article.

MOTS-CLES : Barrages, Réservoirs, Stabilité des pentes, Glissements de terrain, Glissements de type banc sur banc, Réglementation.

INTRODUCTION

La catastrophe de Vajont s'est produite le 9 octobre 1963, dans les Dolomites italiennes, à 100km au Nord de Venise. Elle a eu un retentissement mondial et fait l'objet de nombreuses études. Comme toute catastrophe en génie civil, elle a fait progresser les connaissances et a eu une forte influence sur la géologie de l'ingénieur.

Il convient de rappeler qu'avant cette catastrophe, l'étude de la stabilité des pentes au-dessus des retenues de barrages ne faisait pas systématiquement partie des projets et le chantier de Vajont était bien dans ce cas là. Les études internationales qui ont tenté d'expliquer le glissement, exceptionnel à de nombreux points de vue, ont soulevé de nombreuses hypothèses et on ne peut pas affirmer, encore aujourd'hui, que toutes les incertitudes ont été levées. La cause n'était pas unique et, comme toujours, ou presque, c'est la conjonction de plusieurs paramètres défavorables qui mène au résultat.

C'est aussi un exemple de l'échec des concepteurs et des géologues à comprendre la nature devant laquelle il convient de rester modeste. Face à la complexité de la configuration géologique du site, on peut encore s'interroger, si un retour dans le temps était possible, sur la probabilité qu'aurait l'erreur de diagnostic de se reproduire encore aujourd'hui.

En fin d'article, sera décrite l'application de la réglementation aux grandes retenues d'EDF en vue de l'établissement des Plans Particuliers d'Intervention (PPI, [1]).

LE CONTEXTE GEOLOGIQUE DE VAJONT

Malgré la complexité du site, quelques signes annonciateurs existaient, que les géologues avertis pourraient maintenant relier à ce qui découle du style tectonique d'une région ou d'une montagne.

Le 22 mars 1959, dans une vallée proche de celle du Vajont, un glissement de terrain produisit une vague dans le réservoir de Pontesei, dont la hauteur atteignit plusieurs mètres au-dessus de la crête du barrage, sans pour autant produire de dégât significatif à l'aval. On était déjà dans la situation d'un glissement rapide produisant des vagues de hauteur importante.

Il résulta de cet événement, une inspection géologique du réservoir de Vajont confiée à Léopold Müller en juillet 1959. Celui-ci détecta plusieurs glissements anciens en rive gauche dont un, situé près du barrage (une voûte de 261,6m de hauteur), fut jugé potentiellement dangereux ; ce dernier comportait aussi un lambeau visible en rive droite du torrent du Vajont. Les levés géologiques de E. Semenza en 1959 avaient montré également que le cours actuel du torrent du Vajont est un lit épigénique qui entaille ce glissement ancien qui recouvre, par endroits, des alluvions postérieures à la période glaciaire du Würm (Figure 1).

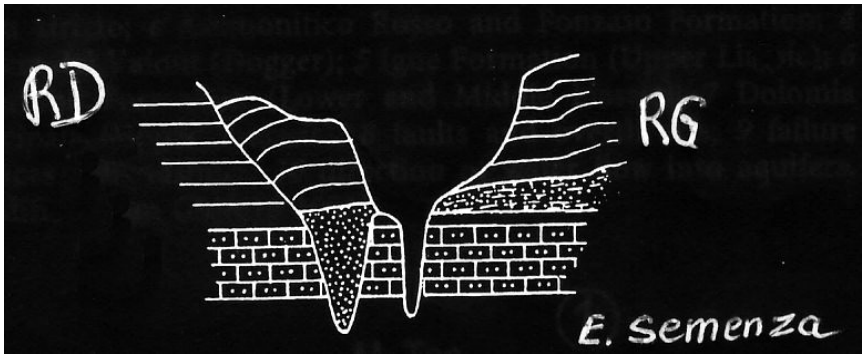


Figure 1 : Coupe montrant la gorge initiale remblayée et masquée sur la rive droite, et la gorge épigénique

En rive gauche du torrent, les terrains du glissement ancien n'étaient pas désorganisés et le pendage des couches était faible, de l'ordre de 20° vers l'axe de la vallée. Ces éléments expliquent probablement pourquoi le glissement était passé inaperçu. Le faible pendage des couches est en apparence une configuration géologique plutôt rassurante.

A posteriori, ce glissement fossile est aussi à relier au style tectonique de la région qui a généré, plus de 10 000 ans plus tôt, un énorme glissement qui a remblayé l'ancienne vallée du Vajont. Une nouvelle fois, on en déduit que l'étude de la géologie régionale est fondamentale pour comprendre la géologie d'un site.

L'HISTOIRE EN RESUME ET L'ENCLENCHEMENT D'UN MECANISME INELUCTABLE

En passant sur les détails relatés dans de nombreux articles, dont celui de E. Semenza et M. Ghirotti [2], on va voir qu'une erreur de diagnostic géologique va aboutir à la catastrophe. En octobre 1960, le remplissage du réservoir finit par révéler les limites d'un glissement ancien, par la matérialisation d'une crevasse longue de 2,5km et de 1m de large, suite à un mouvement du glissement de 3cm par jour (Figure 2).

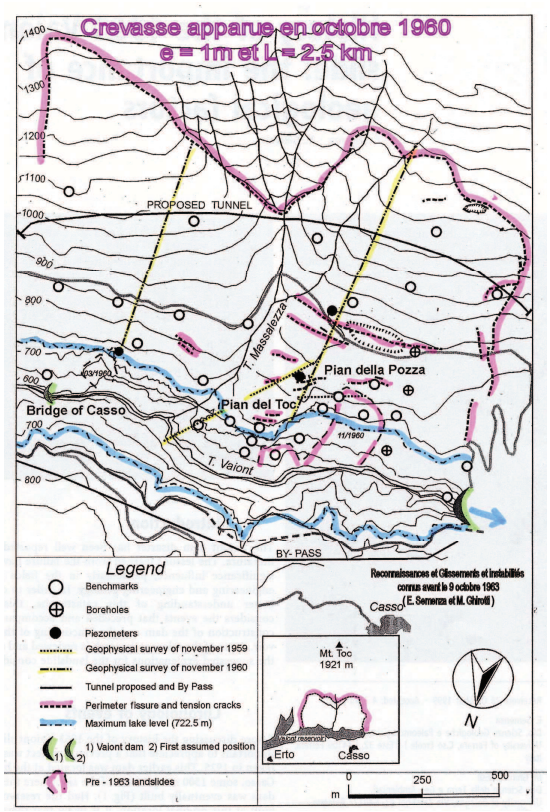


Figure 2 : Implantation des fissures et des reconnaissances géologiques : sondages, piézomètres, repères topographiques

On note, sur la Figure 2, le nombre excessivement faible de sondages et de piézomètres, qui laisse entrevoir la mauvaise prise en compte du modèle géologique de glissement. La Figure 3 illustre la méprise qui a abouti à l'erreur de diagnostic. Le 4 novembre 1960, alors que le niveau de la retenue était à la cote 650m, 700 000m^3 de matériaux se détachèrent de la partie ouest de l'ancien glissement et créèrent une vague de 2m de haut qui s'éleva à 20m contre le barrage. Sans autre information géologique, on peut simplement noter qu'on a affaire, à nouveau, à un type d'instabilité qui génère des

vagues comme cela s'était produit dans la retenue de Pontesei. Mais la réflexion qui s'ensuivit ne prit pas la mesure de ce risque et aboutit à la conclusion que seulement une partition de la retenue était possible. La parade consista alors à réaliser un tunnel de by-pass en rive droite (Figure 2) après avoir vidangé le réservoir jusqu'à la cote 600m.

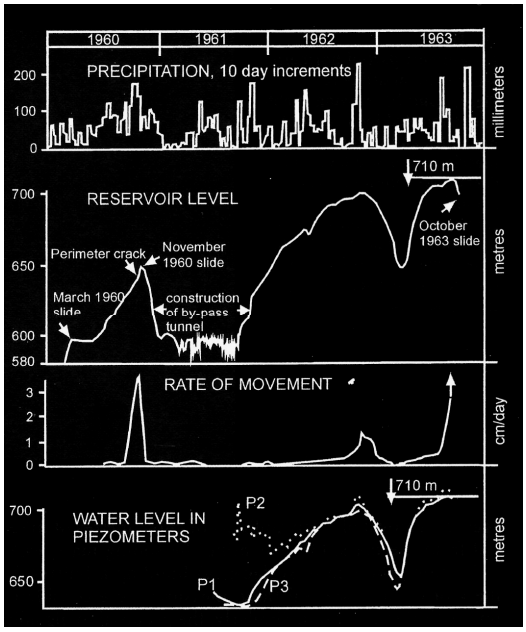


Figure 3 : Précipitations en mm (par pas de 10 jours), niveau du réservoir en m, vitesse du glissement en cm/jour, niveaux d'eau dans les piézomètres

Sur la Figure 3, on constate deux pics de vitesse concernant le déplacement du glissement fossile. Les deux pics de vitesse ont été générés par la montée du plan d'eau, d'abord à la cote 650m puis à la cote 700m. Chaque fois la vitesse de déplacement a été annulée par la baisse du plan d'eau, mais le déplacement acquis était conservé.

Après une baisse du plan d'eau, la vitesse de déplacement est beaucoup plus faible lors de la remontée, pour des cotes du plan d'eau égales ou supérieures. Ainsi en décembre 1962, lors de la remontée, quand le lac atteignit la cote 700m, la vitesse de déplacement était de 1,5cm/jour alors qu'elle avait atteint 3cm/jour à la cote 650m lors du premier remplissage. Certains auteurs pensent que le déplacement cumulé depuis la mise en eau de la retenue était compris entre 0,5m et 3m.

Ce comportement du glissement fossile a été interprété comme la consolidation d'une masse glissée, saturée pour la première fois par le plan d'eau. Il n'en était rien, et la troisième reprise de la montée du plan d'eau a été fatale. Le 9 octobre 1963 à 22h38, un gigantesque pan de montagne large de 1,6km et d'un volume de 240 à 270hm^3 glissa dans la retenue qui contenait à ce moment là 115hm^3 d'eau. Le mouvement dura de 20 à 25 secondes. La masse rocheuse parcourut environ 500m. La vitesse maximale fut

estimée à 30m/s. Une vague fut poussée sur la rive opposée et atteignit le village de Casso, situé 260m au-dessus du lac. 2,5hm^3 d'eau furent expulsés du réservoir en donnant une vague estimée à 100m de hauteur au-dessus de la crête du barrage. A l'aval, le flot tua 2125 personnes et détruisit 594 habitations.

Les causes avancées par les différents auteurs pour expliquer le déclenchement du glissement et sa vitesse élevée sont nombreuses et varient fortement selon les paramètres privilégiés par les auteurs ([3]).

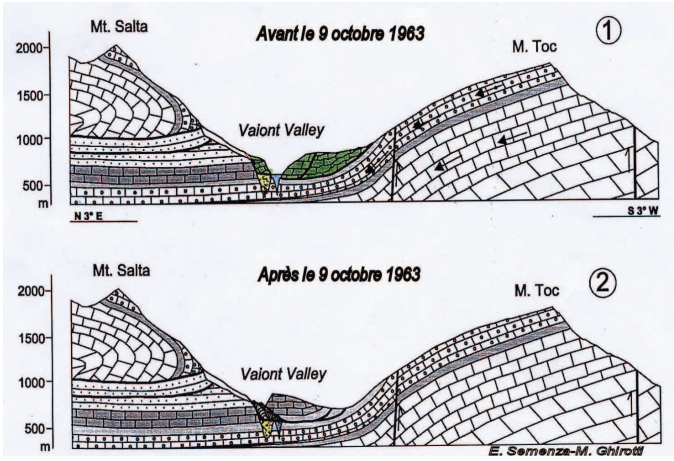


Figure 4 : Coupes géologiques avant et après le glissement du 9 Octobre 1963

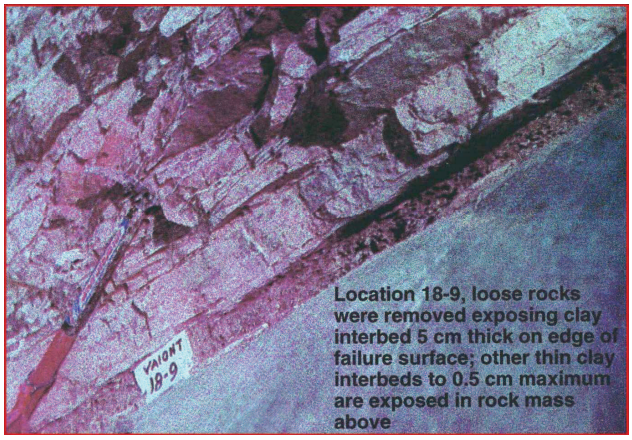


Figure 5 : Photo d'une intercalation argileuse de 5 cm le long de la surface de rupture, d'autres plus minces apparaissent au-dessus (Hendron and Patton [4])

On peut citer parmi les paramètres géologiques :

- La structure géologique du versant (Figure 4) ;
- L'existence d'un ancien glissement ;
- La présence de couches d'argile, de 5cm à 15cm d'épaisseur, à l'intérieur de la série calcaire, situées au niveau de la surface de rupture et comportant de la montmorillonite (Figures 5 et 6).

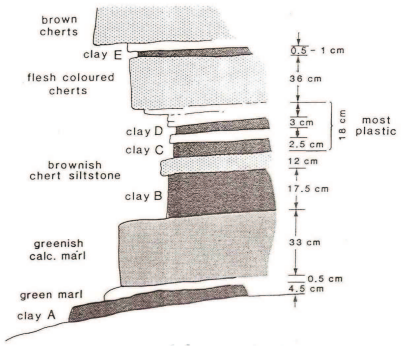


Figure 6 : Coupe détaillée d'un affleurement en même position stratigraphique que la surface de glissement (Hendron and Patton [4])

Et parmi les facteurs de déclenchement :

- Le remplissage du réservoir qui déjauge le pied du versant, et ses variations de niveau ;
- La sismicité de la région ;
- La présence d'un aquifère confiné, captif sous la surface argilisée, peut-être alimenté par une crue karstiques suite à un épisode pluvieux (Figure 7).

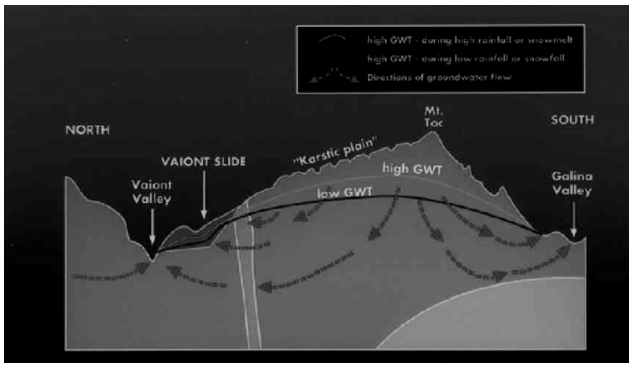
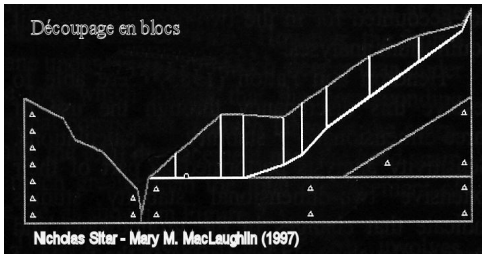


Figure 7 : Schéma illustrant l'hypothèse d'une crue karstique générant des sous-pressions sous la surface de rupture

Remarque : La prise en compte du cisaillement interne, le long de discontinuités situées à l'intérieur de la masse instable, permet d'éviter de recourir à des valeurs trop faibles de l'angle de frottement des couches argileuses (par exemple, φ = 5° à 12°), pour expliquer le glissement (Figures 8 et 9).



$\phi_{required}$ for stability, as a function of blocks

Number of blocks	$\phi_{required}$
1	7°
2	13°
3	15°
9	18°
23	15°
105	16°

Figure 8 : coupe interprétative montrant le lien entre le nombre de blocs découpés par le cisaillement interne et la valeur minimale de l'angle de frottement de l'argile requise pour assurer la stabilité au glissement

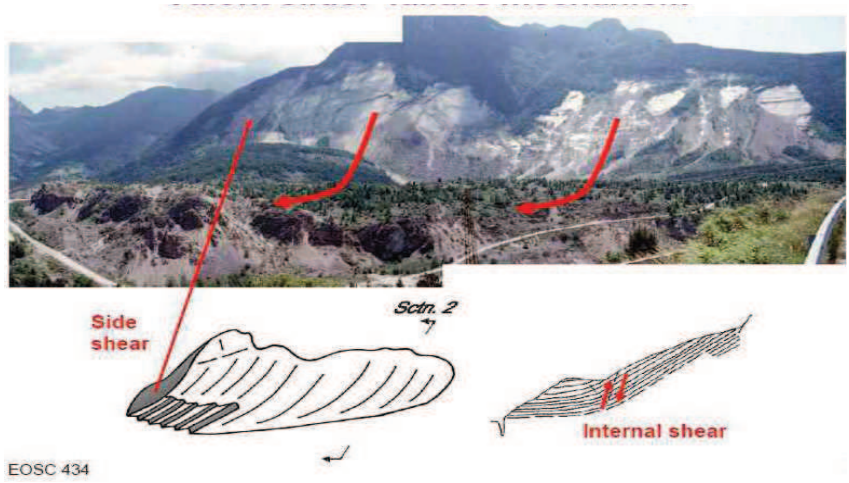


Figure 9 : Vue d'ensemble de la cicatrice et du front de la masse glissée

Pour expliquer la vitesse extrêmement élevée du glissement en fin de course, les auteurs invoquent :

- La chute importante de la résistance au cisaillement de l'argile quand la vitesse de cisaillement est élevée, (φ = 5° si V = 100mm/min) ;
- La probabilité pour que les déplacements qui ont précédé le glissement (0,5m à 3m) aient fait passer les caractéristiques mécaniques de l'argile des valeurs de pic aux valeurs résiduelles ;

- L'échauffement de l'eau le long de la surface de cisaillement avec l'augmentation de pression interstitielle correspondante ;
- La formation de coussins de vapeur d'eau, tellement la chaleur dégagée était intense, comparable à celle dégagée par une bombe atomique comme l'a évoqué Pierre Habib [5] dans une note à l'Académie des Sciences. Le Professeur Jean Goguel [6] a repris cette hypothèse, maintenant largement admise, pour expliquer certains très grands déplacements géologiques de massifs entiers.

LE GLISSEMENT DE TYPE VAJONT ET SES ENSEIGNEMENTS POUR UN MAITRE D'OUVRAGE HYDRAULIQUE

Pour un exploitant de grands réservoirs d'eau comme EDF, il convient de recenser tous les paramètres qui conditionnent la dangerosité d'un glissement en terme de vague induite ou de partition de la retenue et que symbolise le glissement de Vajont.

Ce sont :

- Une masse potentiellement instable, dont le centre de gravité est perché, et où se trouve accumulée une grande énergie potentielle ;
- Une configuration géologique de type banc sur banc, c'est-à-dire un massif à forte cohésion à l'intérieur duquel la rupture se concentre sur une zone faible et permettant à une grande partie de l'énergie potentielle de se transformer en énergie cinétique et en chaleur ;
- Une vitesse de glissement élevée, résultant du modèle géologique précédent, à l'arrivée dans la retenue, la masse glissée restant monolithique ;
- Un volume glissé très important ;
- Un glissement se produisant près du barrage.

L'EVOLUTION DE LA REGLEMENTATION

CREATION DU COMITE TECHNIQUE PERMANENT DES BARRAGES

A la suite des catastrophes du barrage de Malpasset en 1959 et du glissement de Vajont en 1963, le gouvernement français a décidé, en 1965, de créer le Comité Technique Permanent des Barrages (CTPB) par le décret du 13 juin 1966. Sa mission a été étendue par le décret du 11 décembre 2007 aux ouvrages hydrauliques importants (d'où le nouveau sigle CTPBOH). Il examine tous les barrages « importants pour la sécurité publique » au sens de l'ex-circulaire 70-15, qui ont été assimilés aux barrages de plus de 20m de hauteur au-dessus du terrain naturel (et qui sont maintenant les barrages classés en catégorie A).

Le Maître d'Ouvrage doit présenter au CTPB un dossier préliminaire en phase « Avant Projet Sommaire » (APS) et un dossier définitif en phase « Avant Projet Détaillé » (APD) qui doit décrire tous les points conditionnant la sécurité de l'ouvrage projeté.

Dans ces dossiers, la partie géologique revêt une grande importance. On y trouve :

- Le dossier préliminaire qui décrit en particulier :

- la qualité mécanique des appuis du barrage ;
- l'étude géologique des versants.

- Le dossier définitif qui décrit en particulier :
  - la géologie générale ;
  - la sismicité ;
  - les reconnaissances réalisées ;
  - la stabilité des fondations ;
  - l'étanchéité du réservoir ;
  - la stabilité des rives et des versants.

Tous les grands barrages EDF datant de l'épopée de l'hydraulique et construits après 1966 sont donc passés deux fois devant le CTPB.

Après le développement du parc nucléaire, parmi les barrages dont le réservoir est rempli par pompage, le dossier du barrage de Vieux-Pré, dans les Vosges, est même passé trois fois devant le CTPB, suite à la nécessité d'adapter l'étanchéité de la fondation aux singularités géologiques apparues à l'ouverture des fouilles.

LES ETUDES DE DANGER POUR LES PPI « BARRAGES »

Initialement, la loi du 22/07/1987, relative à l'organisation des secours en cas de catastrophe, prévoyait l'établissement de plans d'urgence par les pouvoirs publics. Les décrets d'application des 6/05/1988, 15/09/1992 et l'arrêté du 22/02/2002 définissaient les dispositions applicables aux barrages en vue de l'établissement des « Plans Particuliers d'Intervention » (PPI, [1]).

Actuellement, la loi de 1987 a été remplacée par la loi du 13/08/2004 et les décrets du 13/09/2005 et du 12/10/05. Elle concerne les barrages ayant à la fois plus de 20m de hauteur au-dessus du terrain naturel et un réservoir de plus de 15hm^3.

Pour permettre aux préfets d'établir ces PPI, les maîtres d'ouvrage doivent fournir :

- Une analyse des risques que les crues, les séismes ou les effondrements de terrain dans la retenue peuvent engendrer pour les barrages ;
- Un projet d'installation des dispositifs techniques de détection, de surveillance et d'alerte aux autorités et aux populations ;
- Une estimation des conséquences de la rupture de l'ouvrage (onde de submersion).

Une centaine de barrages étaient alors concernés en France parmi lesquels 67 étaient exploités par EDF. Les études de danger engagées dans le cadre des dispositions nouvelles sur les PPI ont été l'occasion pour EDF de reprendre les études pour tous les barrages en adoptant une méthodologie garantissant l'homogénéité des résultats. Les dossiers ont été présentés au CTPB.

Les choix effectués et les principaux résultats obtenus sont succinctement décrits ci-dessous pour les glissements de terrain.

L'ALEA GLISSEMENT DE TERRAIN

On distingue, pour le barrage, trois effets possibles d'un « effondrement » de terrain dans une retenue :

- La création d'une vague pouvant submerger le barrage ;
- Un impact direct sur le barrage pouvant endommager des organes vitaux de l'ouvrage (vannes, bâtiment de commande, etc.) ;
- La création d'un « barrage » naturel dans la retenue, avec partition (le mouvement de terrain vient boucher la retenue jusqu'à une cote supérieure à la cote normale d'exploitation) ou obstruction (la hauteur de bouchon est inférieure à la cote normale, et des problèmes peuvent apparaître lors de vidanges).

Les éventuels autres effets (notamment ceux concernant des tiers à l'amont du barrage) ne sont pas étudiés.

Electricité de France possède une expérience considérable dans la gestion des mouvements de versants du fait de l'importance de son parc hydroélectrique comportant des sites parfois sensibles. Cette expérience couvre :

- La gestion de mouvements de terrains déclarés ;
- La gestion préventive de glissements potentiels susceptibles de mettre à mal la sûreté des ouvrages.

Au cours des années 90, cette expérience a été enrichie par les connaissances acquises par EDF sur des aménagements hydroélectriques en Argentine, dans les Andes. Les retenues y sont implantées dans des formations volcaniques et volcano-sédimentaires hétérogènes, affectées par de nombreux glissements de terrain.

La démarche débute toujours par une étude géologique précise dont les objectifs sont multiples :

- Déterminer les caractéristiques géométriques de la zone instable : limites en surface et volume ;
- Déterminer la nature géologique des formations instables, de façon à en apprécier la cohésion ;
- Rechercher l'existence ou non de surfaces de glissement ;
- Comprendre l'hydrogéologie du massif ;
- Apprécier le caractère monolithique ou, au contraire, très fragmentaire de la zone instable ;
- Caractériser la zone instable de façon à la rattacher à un type de glissement connu ;
- Evaluer les éléments topographiques pour apprécier l'énergie potentielle disponible au niveau de la zone instable et pour apprécier l'énergie cinétique mobilisable ;
- Evaluer l'ordre de grandeur de la vitesse du glissement lors de son arrivée dans le lac ;
- Estimer l'ordre de grandeur de la hauteur de la vague créée, lors de l'arrivée dans le lac. Celui-ci dépend de la vitesse et du caractère monolithique de la zone instable ;

- Apprécier le caractère en cours, ou plus ou moins imminent, de l'instabilité du mouvement de terrain.

Le diagnostic géologique peut conclure à l'innocuité de la zone instable, ou à sa dangerosité. Il peut aussi conduire à une demande d'auscultation, des reconnaissances, des calculs de stabilité plus ou moins sophistiqués, des travaux : création de butées de pied, travaux de drainage en surface ou par des drains forés à partir de galeries.

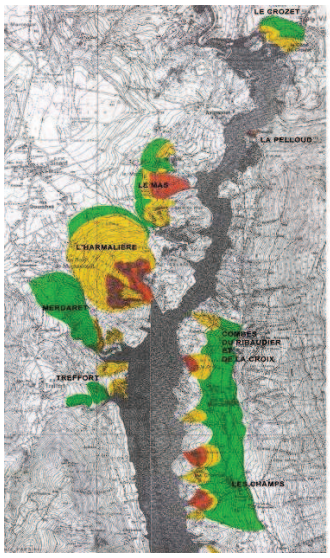
L'une des principales difficultés de l'expertise géologique consiste à apprécier le caractère plus ou moins imminent de la rupture : en d'autres termes, estimer si une certaine évolution des paramètres géologiques est nécessaire pour rompre un équilibre métastable.

APPLICATION DE LA DEMARCHE PPI AUX RETENUES EDF

Il s'agissait de faire le lien entre les types d'instabilité recensés et la proximité de la retenue. La démarche suivie par EDF pour ce type d'étude a comporté :

- Une phase de collecte et d'analyse des données existantes, concernant les éventuels mouvements de terrain connus ou potentiels, sur le pourtour de la retenue ou à sa proximité. Ces données sont disponibles soit dans des documents internes à EDF, soit auprès d'organismes extérieurs (RTM, DDE, CETE, SNCF, etc.).
- Une phase de terrain consistant à rassembler le maximum d'observations d'ordre géologique, géomorphologique et hydrogéologique, à un instant donné. Certains indices de surface et morphologiques permettent d'identifier des zones susceptibles d'évolution. Les moyens nécessaires à cette phase de terrain peuvent être assez lourds : bateau, hélicoptère, intervention acrobatique en falaise, etc. Cette phase de collecte des données de terrain a été guidée et complétée par l'analyse de photographies aériennes.
- Une analyse de l'aléa « Mouvement de terrain » en fonction de la géologie structurale en grand des versants. En effet, une structuration défavorable des formations géologiques dans un versant (plongement des couches dans le sens de la pente, vers la retenue) peut être propice au déclenchement d'un mouvement de terrain en cas de circonstances particulièrement pénalisantes (épisode pluvieux exceptionnel, vidange rapide), tandis qu'une structuration favorable (plongement vers l'intérieur du massif, s'il n'y a pas fauchage) permet d'écarter virtuellement toute potentialité de mouvement de moyenne à grande ampleur.

Chaque zone potentielle de mouvement a fait l'objet d'un repérage sur un fond topographique au 1/10 000ème (Figure 10) recensant également tous les indices et observations relatifs à la zone, et d'une fiche descriptive et analytique autoportante. En particulier, sur cette fiche figure l'estimation de tous les paramètres évoqués ci-dessus, en particulier les éléments géométriques de la zone instable, la potentialité d'occurrence du glissement, y compris dans la retenue, la vitesse probable d'arrivée dans la retenue, la nature du risque (partition ou vague), etc.



PPI DE MONTEYNARD

EXEMPLE DE CARTOGRAPHIE DES ZONES INSTABLES OU POTENTIELLEMNT INSTABLES

Figure 10 : Retenue EDF de Monteynard (Isère). Cartographie des zones instables

Le rôle de la retenue sur le comportement d'une zone potentiellement instable est signalé, le cas échéant. L'analyse de ce rôle peut parfois conduire à des consignes particulières d'exploitation (limitation de la cote du marnage, etc.).

Les différentes zones de mouvements potentiels ont été classées selon la potentialité d'occurrence d'un glissement dans la retenue suivant une échelle de trois couleurs, définie comme suit :

- Potentialité forte (en rouge) : la structure et l'état actuel des matériaux sont tels que la modification d'un paramètre (pression interstitielle, cohésion, etc.) peut suffire à la mise en mouvement des masses instables et provoquer leur arrivée dans la retenue ;
- Potentialité moyenne (en jaune) : une certaine évolution de la zone instable est nécessaire, mais possible, pour se retrouver dans le cas précédent ;
- Potentialité faible (en vert) : ces zones sont reconnues sujettes à des mouvements, ou potentiellement instables, mais :
  - soit leur configuration réduit considérablement le risque d'arrivée jusqu'à la retenue (distances importantes) ;
  - soit elle induit un étalement sur le plan spatial (disposition géométrique des matériaux) et/ou temporel (évolution très lente) ;
  - soit elle conduit à l'arrivée dans la retenue de volumes très limités (de l'ordre de quelques centaines de m^3).

LES RESULTATS

Au total, 255 mouvements de terrain déclarés ou potentiels ont été recensés sur les versants des 67 retenues étudiées. 58% de ces mouvements ont été classés en vert (potentialité d'occurrence dans la retenue faible) et 23% en rouge (potentialité d'occurrence forte).

Parmi ces 255 mouvements déclarés ou potentiels, 65 sont suivis : 31 sont surveillés par l'exploitant (surveillance visuelle, prise régulière de photos, etc.) et 34 sont auscultés.

La répartition de ces 34 zones auscultées montre que :

- 19 zones (soit 56% des cas) sont concernées par l'aléa création d'une vague ;
- 9 zones (soit 27% des cas) sont concernées par l'aléa partition/obstruction ;
- 4 zones soit 12% sont concernées par l'aléa impact direct sur l'ouvrage ;
- 2 zones sont concernées par des aléas qui n'entrent pas dans le cadre des PPI (stabilité de pylônes, affaissements routiers).

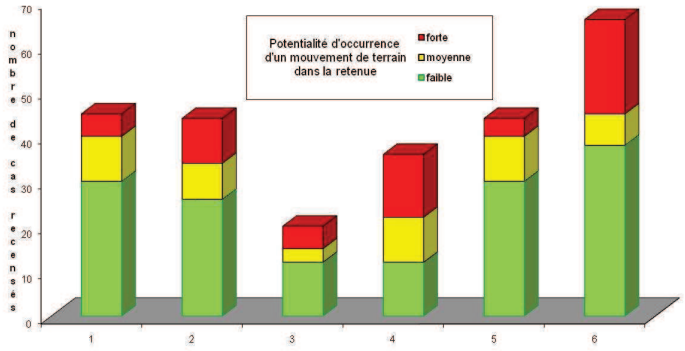


Figure 11 : Répartition des 255 mouvements de terrain déclarés ou potentiels recensés sur les 67 retenues EDF – 1) chutes de blocs - 2) éboulements par basculement ou cisaillement en pied - 3) éboulements et glissements banc sur banc - 4) glissements rotationnels - 5) glissements de matériaux initialement cohérents ayant perdu leur cohésion suite à des phénomènes de versant - 6) écoulements (fluage, solifluxion, ravinement et coulées boueuses)

La Figure 11 illustre la répartition de ces 255 mouvements de terrain en fonction du type de mouvement mis en jeu et de la potentialité d'occurrence associée, pour les 67 retenues EDF.

EXEMPLE DE ZONE A RISQUE « IMPACT DIRECT SUR L'OUVRAGE »

Les chutes de blocs caractérisent des éboulements de masses rocheuses éparses et/ou étalées dans le temps. Le risque associé est un impact direct sur l'ouvrage, ce qui représente une faible proportion des chutes de blocs recensées [7]. L'exemple le plus significatif est celui de l'appui rive gauche du barrage de Pla de Soulcem (Figure 12), dans les Pyrénées, qui a nécessité des dispositions particulières de protection du barrage lors de la conception, en cas de perforation du masque et d'alarme par géophones disposés sous le parement du barrage. Les informations, en cas de chute de blocs, sont télétransmises à l'usine hydroélectrique.

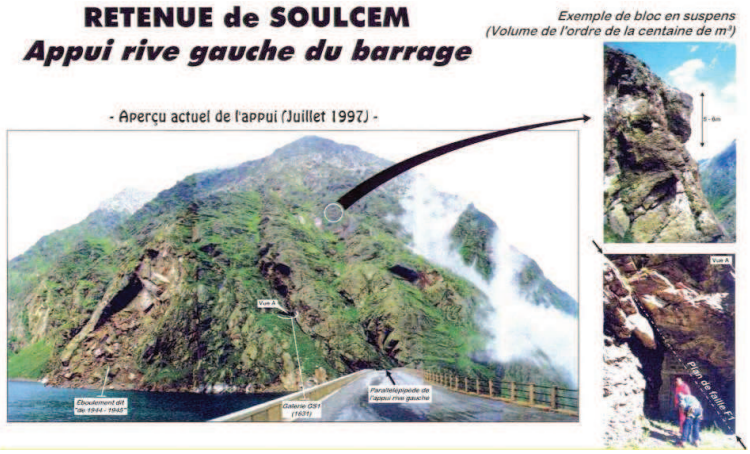


Figure 12 : Barrage de Pla-de-Soulcem (EDF) ; blocs perchés au-dessus du masque amont en béton du barrage

EXEMPLE DE ZONE A RISQUE « CREATION DE VAGUE »

Le risque de création de vague pouvant submerger le barrage est associé aux mouvements pouvant mettre en jeu, à de fortes vitesses, des volumes très importants et monolithiques.

Le risque potentiel concernait essentiellement les glissements de type banc sur banc (cas de la Pelloud, retenue de Monteynard dans les Alpes) et les éboulements par basculement/cisaillement de pied de falaise (cas du Chastel, retenue de Puylaurent dans le Massif Central), pour lesquels la cinétique de glissement est brutale et imprévisible. Dans une moindre mesure, il concerne aussi certains glissements rotationnels (cas du Billan, retenue de Grand-Maison, dans les Alpes) associés à des phénomènes de versant ayant conduit à une perte de la cohésion en grand du massif ([8]).

A titre d'exemple, concernant la configuration de glissement de type banc sur banc, on citera le promontoire de La Pelloud (Figure 13) situé à 1 500m à l'amont du barrage de Monteynard sur le Drac. Les plans de « stratification », de pendages 45° à 50° vers la

retenue, laissaient craindre une possibilité de glissement banc sur banc d'un volume monolithique de plusieurs centaines de milliers de m^3, non buté en pied.

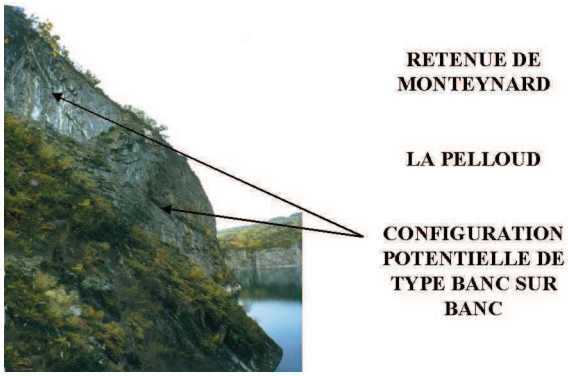


Figure 13 : Retenue EDF de Monteynard, zone de la Pelloud. Configuration initialement envisagée de type banc sur banc

Le système d'auscultation anciennement mis en place, qui consistait en un réseau d'observation angulaire avec des mesures de périodicité annuelle et un réseau de nivellement avec des mesures de périodicité quinquennale, se révéla inadapté à l'aléa.

Une reconnaissance en falaise (Figure 14) de la nature et de l'état de la stratification fut décidée. Elle révéla que les hypothétiques plans de glissement étaient en fait des joints fermés, recristallisés par de la calcite, recoupés par la schistosité verticale et disparaissant localement entre les plans de schistosité et de fractures. Ces joints, très ténus, sont pratiquement invisibles du haut de la falaise, et ne demeuraient décelables que depuis la rive opposée, car ils sont soulignés par un léger sous-cavage de gélifraction.



Figure 14 : Retenue EDF de Monteynard. Reconnaissance géologique en falaise du promontoire de la Pelloud

Le modèle de glissement banc sur banc fut par conséquent écarté, car les plans de glissement, ondulés et très rugueux en grand, présentent un angle de frottement et une cohésion suffisants. L'intervention en falaise, délicate à mettre en œuvre, se révéla donc très efficace puisqu'elle permit d'éviter des investigations lourdes et coûteuses.



Figure 15 : Retenue EDF de Grand-Maison. Zone instable du Billan, en rive droite, délimitée par la crevasse

A l'inverse, le glissement du Billan (Figure15), apparu en rive droite de la retenue du barrage de Grand-Maison dans l'Isère, lors de la mise en eau de la retenue, a dû être stabilisé par un voile de drainage réalisé à partir d'une galerie. Il s'agit d'un glissement de type rotationnel affectant un versant rocheux dont la cohésion a été amoindrie par d'importants phénomènes de fauchage.

EXEMPLE DE ZONE A RISQUE « OBSTRUCTION/PARTITION »

Le risque d'obstruction / partition existe pour tous les types de glissements, mais il concerne surtout les glissements rotationnels dans les matériaux meubles et les écoulements (coulées de boues, solifluxion, etc.) situés en bordure de retenues étroites et peu profondes.



Figure 16 : Retenue EDF de Vouglans. Zone instable de la Vourpille

En général, les vitesses et les volumes élémentaires demeurent trop faibles pour présenter un risque réel pour l'ouvrage. L'impact des mouvements de versant se traduit alors par un alluvionnement et une perte de la capacité utile du réservoir. C'est par exemple le cas des glissements en loupes imbriquées, dans des argiles glacio-lacustres du tiers amont de la retenue de Vouglans sur l'Ain (Figure 16), pour laquelle on a vu des sapins transportés au milieu du lac, sur une loupe de glissement, sans générer la moindre vague.

GESTION DU RISQUE DE MOUVEMENTS DE TERRAIN A EDF

L'approche d'EDF, en cas de crise, repose sur les grands principes suivants :

- Rapidité de réaction conduisant, à partir d'un premier diagnostic géologique, à la mise en place d'une auscultation sommaire, adaptée au modèle géologique de glissement ;
- Diagnostic géologique approfondi conduisant, si nécessaire, à des reconnaissances et des modélisations ;
- Adaptation, le cas échéant, des consignes d'exploitation de la retenue aux résultats de l'étude ;
- Mise en place d'un système d'alerte sur la zone instable ou dans la zone menacée, avec définition de seuils d'alerte ;
- En cas de nécessité, définition de travaux de confortement ou de drainage.

Les actions proposées par EDF dans la gestion des mouvements de versants sur les grands ouvrages hydroélectriques sont systématiquement soumises à l'approbation du Comité Technique Permanent des grands Barrages et Ouvrages Hydrauliques (CTPBOH).

L'exploitant du barrage est le maillon essentiel du dispositif de gestion du risque. Il recueille les données du dispositif d'auscultation, assure la surveillance visuelle des versants de la retenue qu'il exploite et déclenche, le cas échéant, une procédure d'alerte. Sa sensibilité aux phénomènes de mouvements de versant est donc fondamentale. Il doit être en mesure d'analyser sommairement les données qu'il acquiert et doit être attentif aux indices d'activation (ou de réactivation) d'un glissement de terrain. Des stages de sensibilisation, animés par des géologues, sont régulièrement mis en place dans cette optique.

AVERTISSEMENTS

Il ne doit pas être perdu de vue qu'en géologie, une analyse de stabilité des pentes, fût-elle de type PPI, représente l'examen d'un état à un instant donné. Avec le temps, les paramètres géologiques évoluent, soit imperceptiblement par vieillissement, soit brutalement par crises, au cours de phénomènes météorologiques exceptionnels. Toute étude doit donc être réactualisée si des éléments nouveaux apparaissent, ne serait-ce que pour confirmer des diagnostics antérieurs.

Les caractéristiques de la vague potentielle générée sont fonction de la vitesse d'arrivée dans la retenue, mais aussi de la surface du front de glissement dans la retenue. Sa propagation dépend de la forme de la retenue. Ces calculs sont délicats et entachés de

grandes incertitudes. Pour les cas les plus critiques, des modélisations physiques (modèles réduits hydrauliques) du glissement et de la retenue sont nécessaires.

REMERCIEMENTS

Cet article a été publié dans la Revue Française de Géotechnique (N° 131-132, p. 53-63, 2010). Nous remercions l'éditeur Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées pour son autorisation de publication dans l'ouvrage Géologie de l'ingénieur – Engineering geology.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] M. Poupart, G. Castanier : "*Plan Particulier d'Intervention « Barrages » Synthèse des Etudes de Danger à EDF*", Colloque CFGB hébergé par le MATE-Paris. (2003)

[2] E. Semenza, M. Guirotti : "*History of the 1963 Vaiont slide : the importance of geological factors*", Bull. Eng. Env. 59, 2 (2000) 87-97

[3] N. Sitar, M.M McLaughlin : "*Kinematics and Discontinuous Deformation Analysis of Landslide Movement*", Panamerican Symposium on Landslides, Rio de Janeiro Nov. 10-14, (1997)

[4] A.J Hendron, F.D Patton : "*The Vaiont slide, a geotechnical analysis based on new geological observations of the failure surface*", Department of the Army, US Corps of Engineers, Washington, DC (1985)

[5] P. Habib : "*Rôle de l'eau et de la chaleur dans les phénomènes tectoniques*", Communication à l'Académie des Sciences (1967)

[6] J. Goguel : "*Rôle de l'eau et de la chaleur dans les phénomènes tectoniques*", Rev. Géogr. Phys. Géomorphol. Dynamique, (1969)

[7] J.Y Dubié, P Duffaut : "*Management of steep rock slopes after studies on reservoir slopes by Electricité de France*", Int. Symp. On Lanslides, Cardiff (2000)

[8] C. Thomaïdis, J.Y Dubié, G. Devèze : "*Mouvements de versants des retenues hydroélectriques. Retour d'expérience et gestion du risque*", Revue Française de Géotechnique 95/96, (2001) 165-176

ANALYSE ET MODELISATION DES GLISSEMENTS DE LA RETENUE DU BARRAGE DES TROIS-GORGES (CHINE). LE CAS DU GLISSEMENT DE HUANGTUPO

ROGER COJEAN[1], YAOJUN CAÏ[2]
[1]Mines ParisTech – Centre de Géosciences, Fontainebleau, France
[2]Bureau of Investigation and Survey, CWRC, Wuhan, Chine

RESUME

Le niveau d'eau de la retenue du barrage des Trois-Gorges, construit sur le Yangtsé, varie annuellement entre les cotes 145m et 175m, en rapport avec la gestion des crues. Le premier remplissage de la retenue a été particulièrement suivi, mais la gestion du réservoir devra se réaliser avec une surveillance des versants de la retenue tout au long de la vie de l'ouvrage. En effet, les sollicitations hydrauliques et mécaniques répétées correspondant à ces marnages modifient les conditions d'équilibre des versants de la retenue. La ville de Badong (Hubeï), d'environ 20 000 habitants, est l'une des villes qui a été submergée par la retenue. Une ville nouvelle a donc été construite 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 est par ailleurs 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, Glissements de terrain, Modélisation, Chine

ABSTRACT

The water level in the reservoir of the Three-Gorges dam, built on the Yangtze river, will vary annually between the elevations 145m and 175m, as a function of the flood control. The first impoundment of the reservoir was particularly monitored, but the reservoir control will be associated to the monitoring of the hill slopes of the reservoir all along the dam life. As a matter of fact, the hydraulic and mechanical loadings, related to the water level modifications, result in alterations in the slope stability conditions. The town of Badong (Hubeï), of 20 000 inhabitants, is one of the towns which was submerged by the reservoir. So a new town was built 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 is 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 in the reservoir.

KEY-WORDS: Dam, Reservoir, Landslides, Modelling, China

LA STABILITE DES VERSANTS DE LA RETENUE DU BARRAGE DES TROIS - GORGES (R.P. CHINE)

LE BARRAGE ET LA GESTION DES NIVEAUX D'EAU DE LA RETENUE

Les glissements de terrain dans les retenues de barrages représentent une préoccupation majeure dans la vie de ces ouvrages, particulièrement depuis l'événement tragique du Vaïont en 1963. Les statistiques montrent que près de 50% des glissements induits par les retenues de barrages ont lieu pendant le premier remplissage et les autres principalement pendant les 3 à 5 années qui suivent la construction. Il était prévu que cette question concernerait le barrage des Trois-Gorges, considérant tout spécialement les variations annuelles du plan d'eau en rapport avec les mesures prises pour contrôler les crues en aval. Le Yangtsé 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. Les travaux préparatoires pour la construction du barrage ont commencé en 1992, la construction véritable fin 1994. La fermeture partielle du fleuve a été réalisée en novembre 1997. Les premières turbines ont fonctionné en 2003. La construction a été terminée en 2006. La mise en eau complète du réservoir a eu lieu en 2009.

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

- Hauteur du barrage : 175m (max) ;
- Longueur du barrage : 2330m ;
- Volume de béton mis en œuvre : $27.10^6 m^3$;
- Puissance installée de la centrale : 18 200MW ;
- Capacité du réservoir : $39{,}3.10^9 m^3$;
- Surface du réservoir : $1084 km^2$;
- Longueur de la retenue : 667km.

En fonction de la production électrique, de la demande en eau pour l'irrigation et des mesures de contrôle des crues, le niveau d'eau du réservoir varie suivant un schéma du type suivant :

- De début octobre à début novembre : le plan d'eau monte de la cote 145m à la cote 175m ;
- En novembre et décembre : le plan d'eau est à la cote 175m ;
- De début janvier à début avril : le plan d'eau descend de la cote 175m à la cote 156m ;
- En avril : le plan d'eau reste à la cote 156m ;
- En mai : le plan d'eau descend de la cote 156m à la cote 153m ;
- De début juin à mi juin : le plan d'eau descend de la cote 153m à la cote 145m ;
- De mi juin à septembre : le plan d'eau reste à la cote 145m.

Pendant la période des crues (de juin à septembre), le niveau du réservoir reste normalement à la cote 145m. Mais s'il se produit des crues comme en 1954 (crue centennale), le niveau montera rapidement. Historiquement, une vitesse de 3,3m/jour de

montée et 3,0m/jour d'abaissement du niveau à la station de Badong, et 6,7m/jour de montée et 3,4m/jour d'abaissement à la station de Yunyang ont été enregistrées.

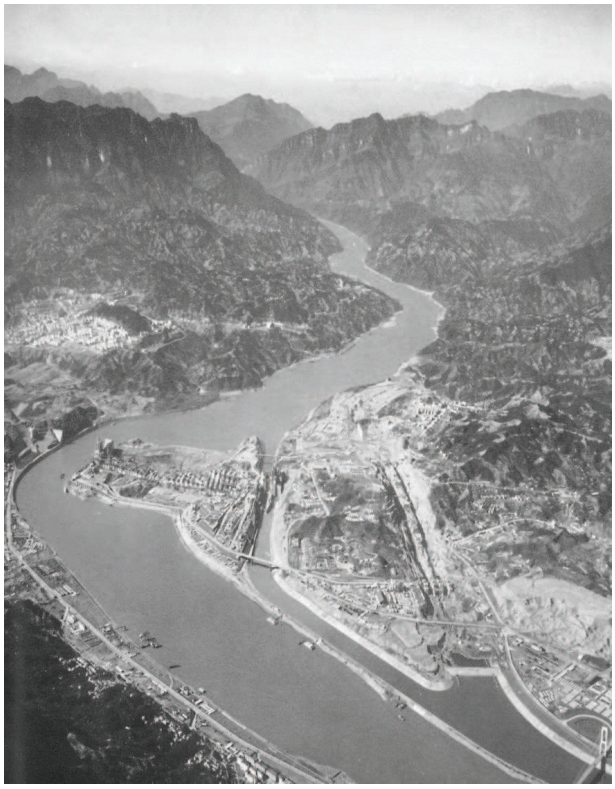


Figure 1 : Vue aérienne du site du barrage, vers l'amont, en 2000 (Photo CTGPC)

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 enregistrent en effet des sollicitations hydrauliques et mécaniques qui modifient leurs conditions d'équilibre.

LES FORMATIONS ET STRUCTURES GEOLOGIQUES DE LA RETENUE DU BARRAGE DES TROIS-GORGES

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

La retenue traverse principalement deux domaines structuraux ([1]) : 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 constituée d'un granite daté du Présinien (Précambrien ancien), sur lequel est fondé le barrage, et de roches métamorphiques, les formations sédimentaires du bassin de Zigui (Jurassique) et une

série de plis de direction NE-SW entre Badong et Fengjie (formations du Trias). La zone subsidente du Sichuan comprend une série de plis de direction NE-SW ou ENE-WSW. Suivant les endroits, le Yangtsé coule parallèlement aux structures ou les traverse, ce qui a pour conséquence une grande variété de contextes géomorphologiques pour les versants et des processus potentiels de déformation et de rupture multiples.

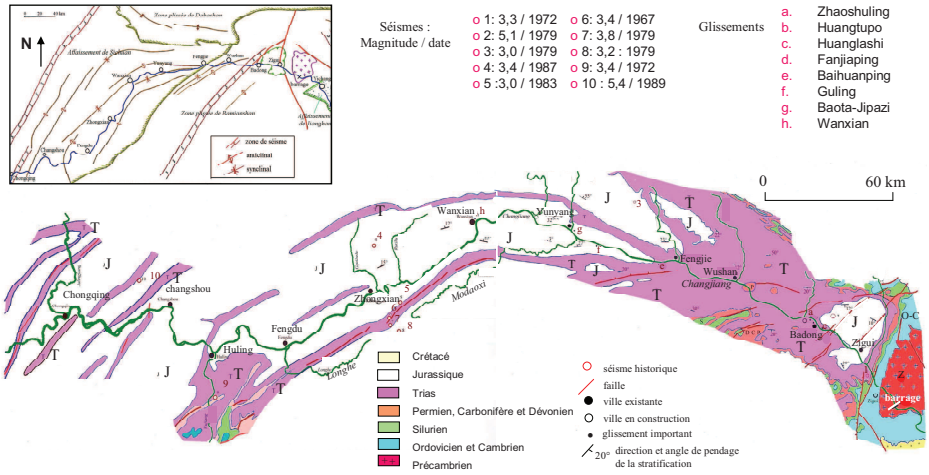


Figure 2 : Carte géologique schématique le long de la retenue du barrage des Trois-Gorges

Depuis le Quaternaire, la région du barrage des Trois-Gorges a présenté une tendance au soulèvement. L'élévation cumulée pourrait atteindre environ 100m selon des études réalisées sur les terrasses alluviales ([2]). 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 épicentres des séismes historiques dont la magnitude de Richter dépasse 6 sont à plus de 200km du fleuve. Dans le domaine des 100km 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). Le bassin de Zigui et ses environs représentent une région sismique, mais l'intensité macrosismique potentielle est estimée inférieure à VII. La région de Chongqing-Changshou est une autre région sismique. Le séisme de Jiangbei de 1989 est le plus important séisme historique de cette région. Il faut noter enfin que l'épicentre du grand séisme de Wenchuan, de magnitude 7,9, dans le Sichuan, le 12 mai 2008, est à environ 350km de la ville de Chongqing et environ 700km du site du barrage.

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 réservoir ([3]). Le volume total de terrains

instables atteint $2{,}11.10^9 m^3$. 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 30m/s environ. De nombreux glissements (311) sont actuellement partiellement ou totalement submergés par la retenue lorsque le plan d'eau est à la cote 175m. Très peu de glissements sont entièrement submergés à la cote 145m (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 doivent faire l'objet de mesures de confortement et de surveillance.

Plus généralement, pour presque toutes les villes, il existe des problèmes de stabilité de versant. 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 reste très préoccupante. De nombreuses études ont déjà été conduites. Des investigations plus poussées s'avèrent indispensables.

LES QUESTIONS DE STABILITE DES PENTES SUBMERGEES PAR UN PLAN D'EAU

Ce sujet a été étudié par de nombreux auteurs. En particulier, R. Cojean et J.A. Fleurisson [4] ont analysé une grande variété de morphologies de versant ainsi que de surfaces de rupture supposées prédéterminées par la structure géologique. Des calculs en équilibre limite ont permis d'établir la réponse de ces versants à différents scénarios de montée ou abaissement de plan d'eau dans la retenue, considérant par ailleurs différents types de surfaces piézométriques dans le versant.

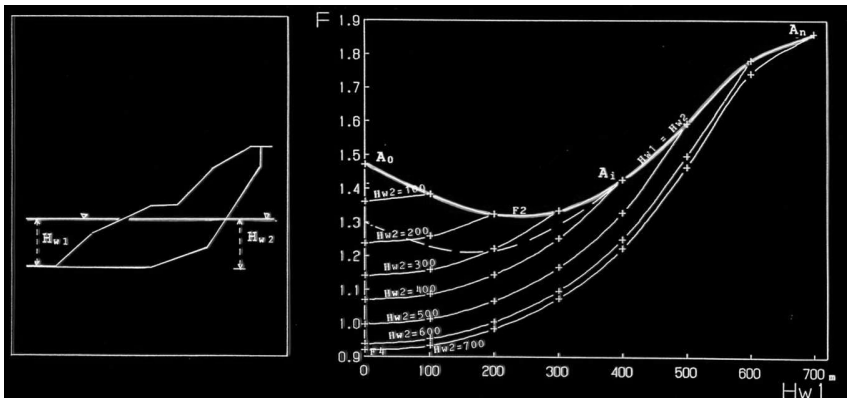


Figure 3 : Evolution du facteur de sécurité (courbe A0An en gras) en fonction du niveau du plan d'eau Hw1 pour des conditions de lente montée du plan d'eau ou de lent abaissement du plan d'eau, associé à un drainage parfait du versant (Hw1 = Hw2), (d'après [4])

La Figure 3 illustre le cas d'un remplissage régulier du réservoir, la Figure 4 le cas d'un abaissement régulier du plan d'eau, enfin la Figure 5 le cas d'un abaissement rapide du plan d'eau (situation de vidange rapide). L'évolution du coefficient de sécurité peut être expliquée par le rôle de l'eau dans la pente instable, sous la forme de forces de volume liées à l'eau (force hydrostatique et force d'écoulement) ou sous la forme de pressions interstitielles appliquées aux limites du système considéré.

La forme de la courbe en gras dans la Figure 3 dépend à la fois de la morphologie du versant et de celle de la surface de rupture, ces géométries conduisant souvent à faire apparaître en bas de versant des volumes plus ou moins importants jouant un rôle principalement de moment résistant, par opposition aux volumes en partie supérieure du versant jouant un rôle principalement de moment moteur. Le point bas de cette courbe témoigne du fait que le facteur de sécurité décroît au début de la montée du plan d'eau. Il décroît significativement avec le contexte morphologique considéré (cas voisin de celui du Vaïont). Pour d'autres géométries ce point bas peut être moins marqué, voire inexistant ([4]). La courbe supérieure de la Figure 3 peut aussi être considérée comme correspondant à l'abaissement d'un plan d'eau dans la retenue (lire le diagramme dans ce cas de droite à gauche), dans des conditions de drainage parfait du versant et en l'absence de nappe de versant.

La Figure 4 correspond à des conditions de drainage intermédiaire entre le cas du drainage parfait (Figure 3) et celui de l'absence de drainage ou situation de vidange rapide (Figure 5).

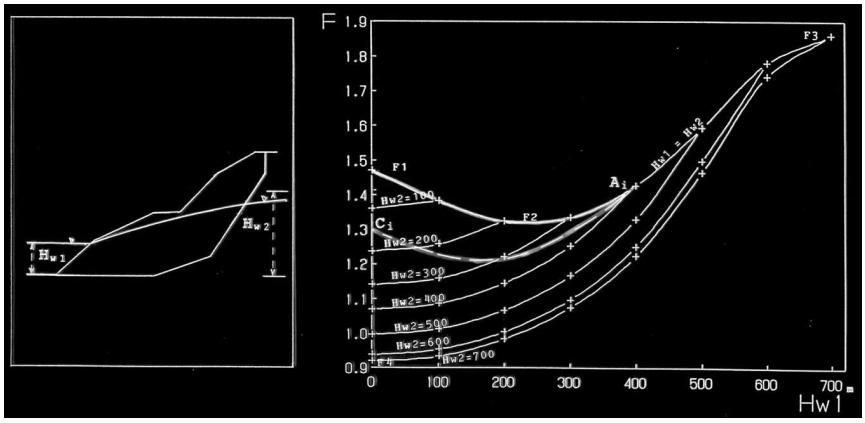


Figure 4 : Evolution du facteur de sécurité (courbe AiCi en gras et tiretés) en fonction d'un abaissement du niveau du plan d'eau Hw1, pour des conditions de drainage intermédiaire dans le versant, entre drainage parfait et vidange rapide. L'abaissement du plan d'eau commence au point Ai dans le diagramme, d'après [4]

La Figure 4 permet de voir le rôle négatif, très généralement, de l'abaissement du plan d'eau sur le facteur de sécurité (lire le diagramme de droite à gauche, courbe A_iC_i), puis un rôle positif, une fois passé le point bas de cette courbe. Cependant, dans la partie gauche du diagramme, des courbes analogues à la courbe A_iC_i ne présenteraient pas de point bas et montreraient un rôle positif de l'abaissement du plan d'eau sur le facteur de

sécurité (cette zone du diagramme correspond au cas du Vaïont, pour lequel ce constat fut fait lors des abaissements du plan d'eau).

La Figure 5 illustre la situation d'absence de drainage dans le versant (ou situation de vidange rapide) en réponse à l'abaissement du plan d'eau dans la retenue. Un faisceau de courbes est représenté dans ce cas, l'abaissement du plan d'eau commençant pour différents niveaux H_{w2}, précédemment atteint par la retenue. On observe, dans tous les cas, un affaiblissement du facteur de sécurité (lire le diagramme de droite à gauche, courbe A_iB_i).

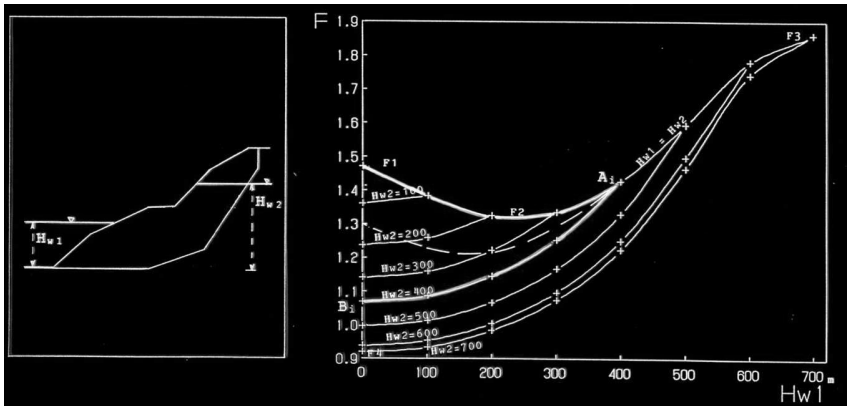


Figure 5 : Evolution du facteur de sécurité (courbe AiBi en gras et tiretés, sous la courbe en tiretés) en fonction d'un abaissement du niveau du plan d'eau Hw_1, pour des conditions de vidange rapide dans la retenue. L'abaissement du plan d'eau commence au point Ai dans le diagramme (d'après [4])

LES GLISSEMENTS DE LA REGION DE BADONG ET LE GLISSEMENT DE HUANGTUPO

GLISSEMENTS PROCHES DE BADONG

Badong était la ville la plus à l'ouest de la province de Hubei le long du Yangtsé, 64km à l'amont du barrage, et comptait environ 20 000 habitants. Cette ville se situait à la frontière ouest du bassin de Zigui.

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 5km 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 6). L'intensité macrosismique maximale potentielle dans cette région est estimée à VI. Par ailleurs, 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'étendait entre les cotes 66m et 150m, a été totalement submergée par la retenue. A partir de 1982, une partie de la ville a été déplacée à Huangtupo. Mais, en 1992, le bureau CWRC a

découvert l'existence du glissement de Huangtupo (Figure 7). 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.

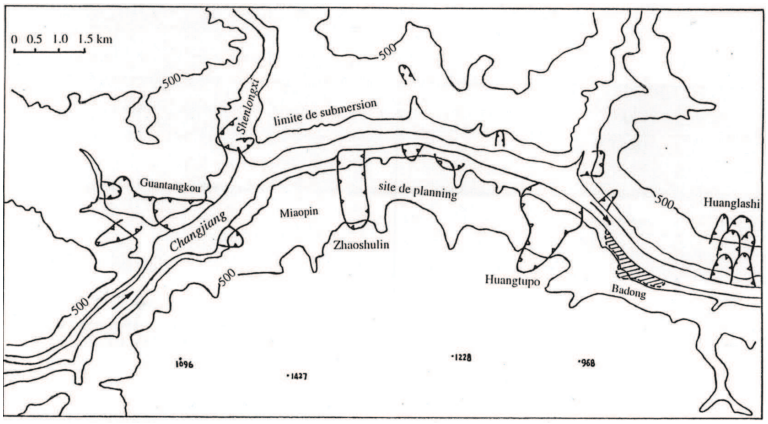


Figure 6 : Glissements proches de Badong

Dans un contexte analogue (stabilité de versant lors du remplissage d'une retenue de barrage, scénarios de vidange rapide, etc.), le rôle des principaux paramètres morphologiques, géologiques, hydrogéologiques et géomécaniques explicatifs de scénarios catastrophiques du type du Vaïont a déjà été analysé ([4]). Cette analyse a servi de base à la thèse de l'un des auteurs ([5]) qui s'est intéressé à cette problématique sur la retenue du barrage des Trois-Gorges.

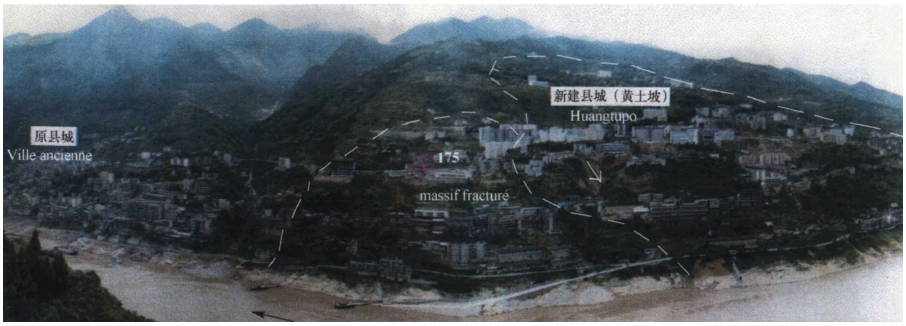


Figure 7 : La ville de Badong et le glissement de Huangtupo ([2])

CONTEXTE GEOLOGIQUE DU GLISSEMENT DE HUANGTUPO (BADONG)

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 CWRC ont permis de mieux préciser le contexte géologique et géotechnique de ce versant. Le glissement se développe entre les cotes 80m et 630m sur 1200m 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 (Figures 8 et 9).

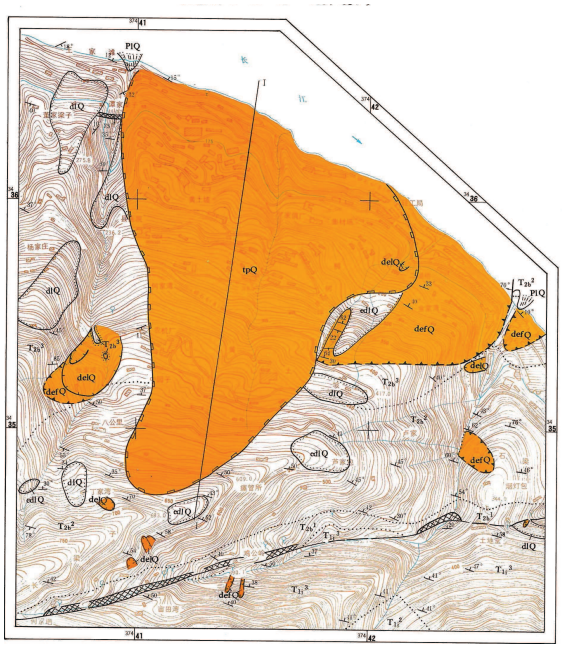


Figure 8 : Schéma géologique du glissement de Huangtupo ([6])

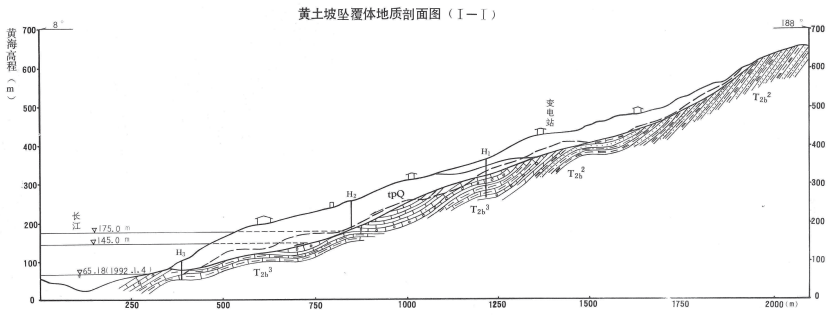


Figure 9 : Coupe géologique schématique du glissement de Huangtupo ([6])

Cet endroit était proche de la ville ancienne et 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 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 a constitué une préoccupation majeure par la suite.

ANALYSE DE LA STABILITE ET DE LA DEFORMABILITE 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. Dans des matériaux élasto-plastiques, l'apparition d'indicateurs de plasticité et leur localisation le long d'une ou plusieurs surfaces particulières permettent de visualiser le mécanisme 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 progressive. Ces calculs permettent d'identifier le rôle des facteurs de déclenchement dans les processus de glissements de terrain et de mettre en évidence l'effet des mesures de drainage et de renforcement envisagées. Le logiciel Flac a été utilisé pour réaliser l'analyse en déformation du versant, sous diverses sollicitations hydrauliques et mécaniques. Un modèle bidimensionnel de 2100m de long, 850m de haut (le glissement présentant une longueur transversale de 1500m et une épaisseur maximale de 80m) a été construit pour représenter le versant. Les paramètres de calcul utilisés sont présentés dans le Tableau 1.

TABLEAU 1 : PARAMETRES DE CALCUL DES DIFFERENTES UNITES LITHOLOGIQUES

	Masse glissée	***Zone de rupture***	***Roche saine (sup.)***	***Roche saine (inf.)***
γ***(kN/m^3)***	*21,5*	*20,5*	*24,5*	*25,5*
K (MPa)	*1000*	*250*	*7000*	*15000*
G (MPa)	*300*	*50*	*3000*	*11000*
ϕ***(°)***	*30*	*19,5*	*40*	*45*
C (kPa)	*100*	*46*	*800*	*3000*
R$_t$ (MPa)	*0*	*0*	*1*	*2*

La modélisation numérique donne les résultats suivants (seuls certains d'entre eux sont illustrés par la Figure 10) : Pendant la première montée de la retenue, des déformations

se développent. Pour un niveau de retenue à la cote 175m, on obtient un déplacement maximum de 9cm (Figure 10). Des déformations se concentrent à la base du versant, ce qui peut générer une rupture locale et un processus de déformation et rupture progressive. On voit clairement (Figure 10) que, pour un niveau d'eau à la cote 108m, les indicateurs de plasticité dessinent une surface continue indicatrice d'une rupture de la base du versant. Par comparaison avec la Figure 3, on passe pour cette valeur au niveau du point bas de la courbe A_0A_n de la Figure 3.

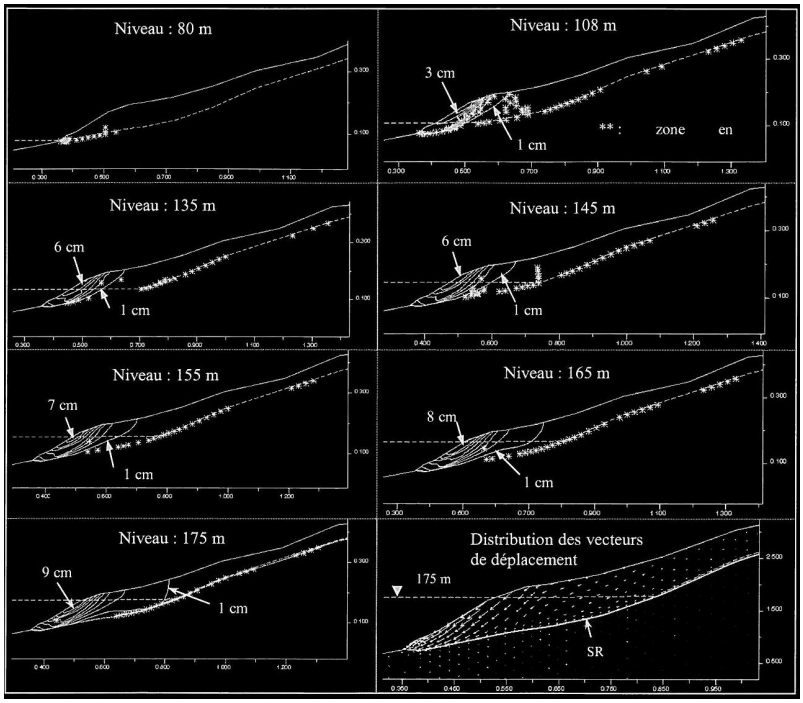


Figure 10 : Premier remplissage du réservoir, de la cote 80m à la cote 175m. Développement de la déformation (courbes d'iso-valeurs en cm) et apparition des indicateurs de plasticité ([5])

Chaque fluctuation de la retenue cause de nouvelles déformations correspondant à la période de descente du plan d'eau (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 300m. Évidemment, cette rupture progressive pourra entraîner la remobilisation entière du glissement ancien. Mais les calculs suivants, pour les plans d'eau aux cotes supérieures (135m à 175m) montrant que la stabilité du versant est meilleure que pour la cote 108m ou cotes voisines, on en déduit

qu'il faut concentrer les efforts de renforcement du versant sur cette partie basale du versant.

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

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

ANALYSE D'UNE STABILISATION POSSIBLE DU GLISSEMENT DE HUANGTUPO

Le coefficient de sécurité du glissement global a été calculé 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 80m et 220m qui pourraient donner lieu à des ruptures progressives. Sur ce glissement, il existe actuellement 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 fallait donc envisager des moyens de confortement de ce versant.

Le glissement était 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 serait très difficile et très coûteuse, le drainage devant 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 84m et 145m. Ils ne pourront donc pas constituer la solution définitive du problème. En conséquence, le projet de confortement ne pouvait viser à l'amélioration de la stabilité du glissement global. Par contre il pouvait avoir pour objectif d'éviter les déformations locales au front du glissement (partie basale du versant), qui pourraient entraîner des ruptures progressives. Ainsi le projet de stabilisation qui pouvait être proposé associerait drainage du glissement et renforcement mécanique de la base du glissement (Figure 11).

Le système de drainage qui fut proposé comportait des fossés de drainage en surface et deux dispositifs de galeries de drainage. Le premier dispositif comporte dix galeries indépendantes, perpendiculaires au versant, de longueur 100 à 150m, débouchant à la cote 146m et atteignant l'ancienne surface de rupture. Des drains verticaux, débouchant en voûte de ces galeries, étaient prévus. Le deuxième dispositif était constitué d'une galerie, parallèle au versant, à la cote 180m, sous l'ancienne surface de rupture, avec deux entrées à la cote 177m. Des drains verticaux, débouchant en voûte de cette galerie, étaient également prévus.

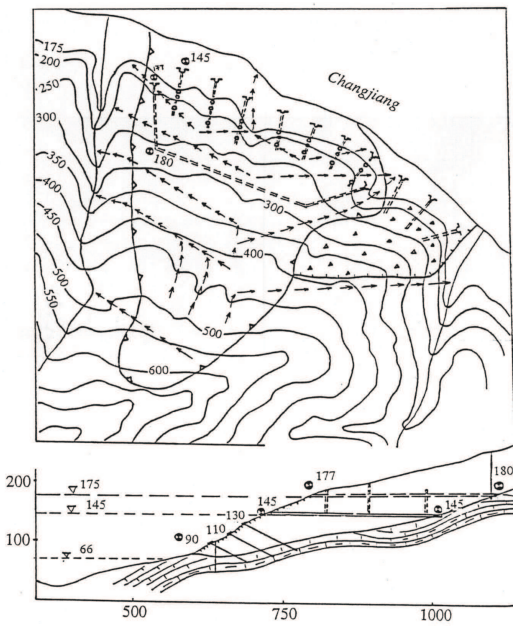


Figure 11 : Schéma du confortement du glissement de Huangtupo (fossés et galeries de drainage, renforcements mécaniques et protections superficielles en partie basse du versant)

Le confortement mécanique était constitué principalement d'un renforcement mécanique profond de la base du versant (la partie la plus instable) avec trois rangs d'ancrages actifs, aux cotes 90m, 110m et 130m, de longueurs respectives 45m, 55m et 75m, avec une longueur de scellement de 10m au-delà de l'ancienne surface de rupture. Cependant, un renforcement plus superficiel, non antinomique avec le précédent, était prévu. Il était constitué d'un clouage systématique de la base du versant avec des clous de 4m à 6m et d'un renforcement de surface par poutrelles et géotextiles, et revêtement en béton. Ce dispositif était destiné à apporter une cohésion supplémentaire aux matériaux de surface afin que ceux-ci puissent jouer leur rôle de massif de réaction pour le dispositif de renforcement profond.

Un modèle numérique a permis d'analyser l'efficacité de ces dispositifs de confortement ([5]). Les indicateurs de plasticité existant antérieurement dans le terrain disparaissent avec ces renforcements. 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 175m, la déformation maximale obtenue est de 2,5cm (à comparer à une déformation maximale de 9cm obtenue sans renforcement). La pérennité du dispositif de renforcement devait cependant être assurée.

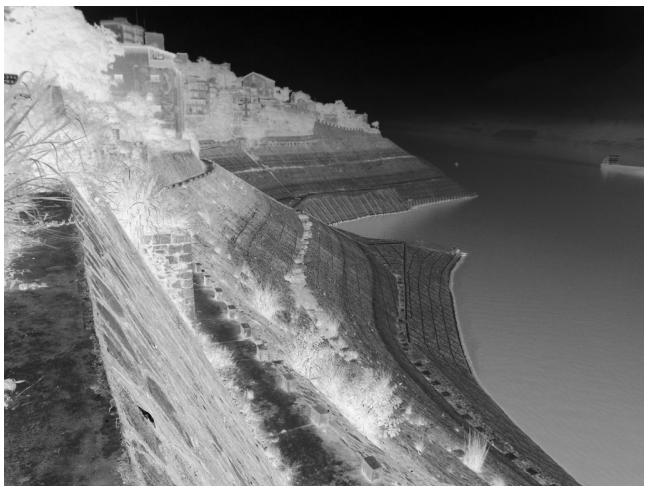


Figure 12 : renforcement de la base du versant de Huangtupo (Photo CWRC)

Dans la pratique, ce dispositif ne fut pas complètement mis en œuvre. Le drainage du versant fut entrepris, mais sans les galeries de drainage préconisées, jugées trop difficiles à réaliser. Par ailleurs le dispositif de renforcement mécanique profond par ancrages actifs fut remplacé par un dispositif de pieux verticaux liaisonnés par des longrines en béton armé. Le renforcement superficiel de la partie basale du versant fut réalisé (Figure 12).

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 200m. Au-dessus de la cote 400m le versant est naturellement plus stable. Les habitations concernées se situent principalement entre les cotes 175m et 400m. Il apparaît donc nécessaire, malgré 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 175m et 400m. Un dispositif comprenant un suivi géodésique, de la photogrammétrie terrestre (cibles installées sur le versant et possibilité de suivi depuis la rive opposée du fleuve), un suivi topographique classique du glissement et une instrumentation avec inclinomètres et piézomètres a été mis en oeuvre.

CONCLUSIONS

La mise en eau de la retenue du barrage des Trois-Gorges a conduit à une réaction des versants. Cette mise en eau ainsi que les fluctuations annuelles qui suivent représentent une sollicitation hydraulique et mécanique, comme pour toutes les retenues de barrages. Il faut s'attendre à des réactivations d'anciens versants instables, certaines s'étant déjà produites.

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. Il reste nécessaire de bien définir les systèmes de surveillance adaptés afin de contrôler la réponse réelle des versants, parfois assez éloignée de la réponse théorique issue de modèles trop approximatifs.

L'étude présentée sur le glissement de Huangtupo illustre cette démarche générale. Elle a représenté une première étape, qui a depuis été consolidée avec un programme complémentaire d'investigations géologiques et géotechniques, et surtout une surveillance qui doit permettre d'analyser l'efficacité du dispositif de confortement mis en œuvre et engager, le cas échéant, des mesures complémentaires de stabilisation.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] D. Chen : *"The geological study of the Three Gorges Project in China",* Proc. 5th Int. IAEG Congress, Buenos Aires, (1986) 1067-1075

[2] Z. Cui : *"Environnement géologique de la région des Trois-Gorges",* Document CWRC

[3] D. Chen: *"Engineering geological problems in the Three Gorges Project on the Yangtze, China",* Engineering Geology 51, (1999) 183-193

[4] R. Cojean, J.A. Fleurisson : *"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, (1990) 2113-2132

[5] Y. Caï : *"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, (2000) 250p

[6] Ministère chinois de la Géologie : *"Atlas des mouvements de versants de la retenue du barrage des Trois-Gorges",* Document en chinois. 230p

PRISE EN COMPTE DES DISCONTINUITES DANS L'ELABORATION D'UN MODELE MECANIQUE DE MASSIF ROCHEUX. APPLICATION AU CREUSEMENT DE L'ECLUSE A BATEAUX DU BARRAGE DES TROIS GORGES (CHINE)

JEAN-ALAIN FLEURISSON, ROGER COJEAN
Mines ParisTech, Centre de Géosciences,
35 rue Saint-Honoré, 77305 Fontainebleau, France

RESUME

Cet article est relatif à l'analyse de la stabilité et à l'évaluation des déformations à long terme des parois de l'écluse à bateaux du barrage des Trois Gorges en Chine. Dans un premier temps, une étude détaillée de stabilité a été réalisée avec le logiciel DEGRES (Mines ParisTech, CGI) en prenant en compte les caractéristiques géométriques, géologiques, géomécaniques et hydrogéologiques du massif rocheux. Les volumes potentiellement instables et les coefficients de sécurité correspondants ont ainsi pu être calculés, conduisant à des recommandations sur le drainage et les renforcements mécaniques. Dans un second temps, une méthodologie spécifique a été mise en œuvre pour analyser le comportement mécanique du massif rocheux en réponse à l'excavation, et surtout évaluer les déplacements à long terme plusieurs années après la fin de l'excavation. Elle est basée sur la comparaison de résultats de calculs obtenus avec le logiciel FLAC (Itasca) et de données d'instrumentation obtenues alors que les travaux d'excavation de l'écluse à bateaux permanente progressaient. Plusieurs modèles de comportement, relevant en partie des techniques d'homogénéisation, mais intégrant les éléments structuraux majeurs ont ainsi été progressivement mis au point et confrontés aux données de l'instrumentation. Par ailleurs, la référence à des travaux de même nature précédemment réalisés dans le même massif (pour une écluse à bateaux provisoire) a permis de disposer de données relatives à des comportements fonction du temps, sur quelques années, et de caler des paramètres de viscosité. En conséquence, le modèle élaboré a permis de simuler numériquement l'évolution au cours du temps des déformations à long terme de l'écluse à bateaux permanente, ouvrage de près de 160m de profondeur dans sa section la plus profonde.

MOTS-CLES : Massif rocheux, Modèle géomécanique, Talus rocheux, Ecluse à bateaux, Barrage des Trois-Gorges, Chine

ABSTRACT

This paper is related to the stability analysis and evaluation of the long term deformability of the permanent shiplock rock slopes at the Three Gorges Dam site. On the one hand, a detailed stability analysis was performed using the DEGRES software (Mines ParisTech, CGI) considering the geometrical, geological, geomechanical and hydrogeological characteristics of the rock mass. Potential unstable volumes and

corresponding safety factors were calculated and resulted in drainage and reinforcement recommendations. On the other hand, a specific methodology was implemented to analyze the mechanical behaviour of the rock mass in response to the excavation and especially to evaluate long term displacements several years after the end of the excavation. It is based on comparison between calculation results using the software FLAC (Itasca) and monitoring data obtained while the excavation process was progressing. Several geomechanical models resulting partially from homogenization techniques and partially from the integration of the main rock mass structural features were progressively implemented and their results were compared with the monitoring data. Moreover, monitoring data over several years after similar excavation works (temporary shiplock) in the same rock mass gave viscosity parameters related to the time dependant behaviour of the rock mass. Therefore, the final geomechanical model allowed the numerical simulation within the time of long term deformations of the permanent shiplock walls with a height of 160 m in the deepest section.

KEY-WORDS: Rock mass, Geomechanical model, Rock slope, Shiplock, Three-Gorges dam, China

INTRODUCTION

Le barrage des Trois-Gorges (*BTG*), terminé en 2006, est le plus grand projet de retenue d'eau jamais construit en Chine. A 5 000km de la source du Yangtsé au Tibet et à 1 300km de Shanghai, le site du *BTG* se présente immédiatement à l'aval des Gorges de Xiling, à proximité de la ville de Sandouping située dans le comté de Yichang (province de Hubei). Le barrage est à environ 40km en amont du barrage de Ghezouba achevé en 1988.

C'est un barrage poids en béton d'une hauteur de 175m et d'une longueur totale en crête de 2 309m représentant 27 $10^6 m^3$ de béton. Son rôle est triple : assurer la protection contre les crues, produire de l'électricité et faciliter la navigation du fleuve.

La capacité totale du réservoir qui s'étend sur près de 700km est de 39,3 $10^9 m^3$ dont 22,15 $10^9 m^3$ sont affectés à la rétention des crues grâce à des procédures de gestion du niveau d'eau dans le réservoir. Pour un débit maximal du fleuve de 116 000m^3/s, le *BTG* serait en mesure de réduire la fréquence des crues destructrices de une tous les 10 ans à une tous les 100 ans.

Le *BTG* est équipé de 26 turbines de 700MW chacune pouvant générer une puissance de 18 200MW, soit l'équivalent de 10 grands barrages hydroélectriques ou de 20 tranches de centrales nucléaires standards.

Deux installations localisées sur la rive gauche du fleuve ont pour but de permettre le transit des navires entre les parties amont et aval du fleuve :

- L'ascenseur à bateaux : il est constitué d'un bac à déplacement vertical, mesurant 120m×18m×3,5m (longueur × largeur × profondeur d'eau) permettant aux bateaux de capacité inférieure à 3 000 tonneaux de franchir les 113m de dénivelé entre les bassins amont et aval.
- L'écluse à bateaux permanente : cette structure consiste en une double ligne de chambres d'écluses en série, avec pour chaque ligne, 5 chambres d'écluse successives

de 280m de long chacune permettant de rattraper les 113m de dénivelé total entre l'amont et l'aval du barrage (Figure 1). Les deux lignes sont séparées par un plot rocheux bétonné de 60m de large. L'écluse à bateaux permanente est désolidarisée du barrage en rive gauche. L'axe de l'écluse fait un angle de 110° par rapport au nord, et sa longueur totale est de 1 617m. L'écluse est excavée dans un massif granitique, et entaille une colline conduisant, dans la partie centrale, à une excavation de près de 160m de haut dont les 60 à 70m inférieurs correspondant aux chambres d'écluse sont verticaux.

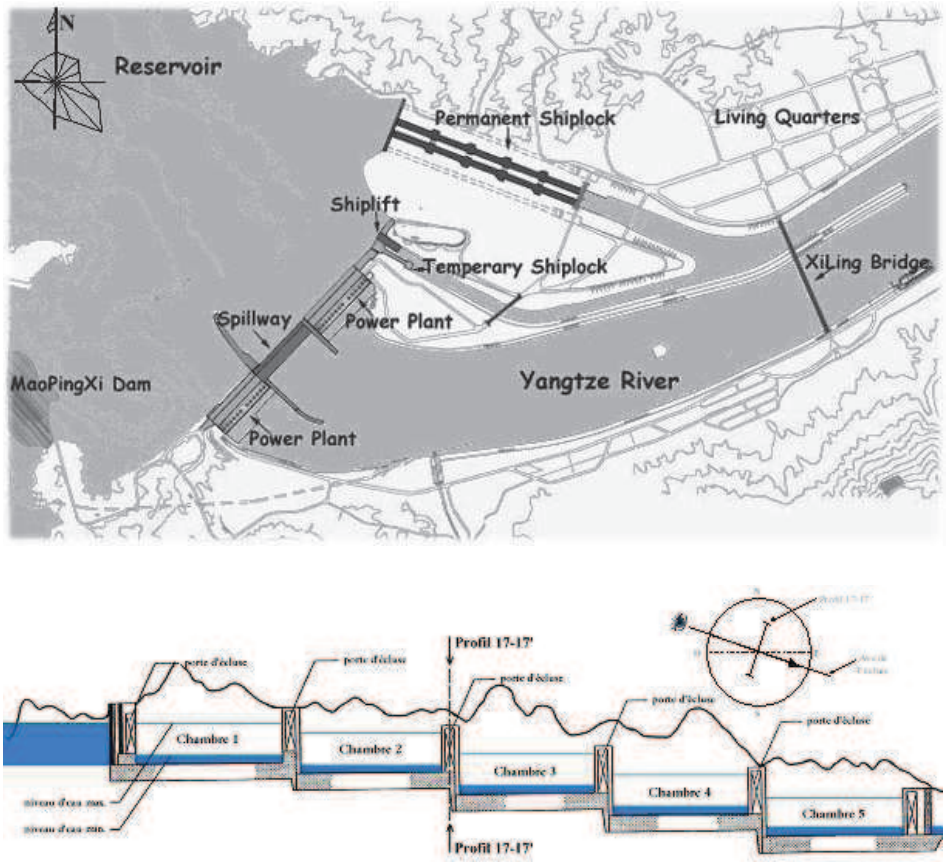


Figure 1 : Vue générale du site du barrage des Trois Gorges et profil de l'écluse à bateaux (d'après [1])

La stabilité ainsi que la déformation à long terme des parements de l'écluse à bateaux constituent un point clé de la construction du *BTG* pour la sécurité générale de l'ouvrage, la garantie du trafic fluvial, et plus spécialement la fermeture des portes d'écluse qui pourraient être affectées par des déformations excessives du massif rocheux à leur niveau.

CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DE L'ECLUSE A BATEAUX

CADRE GEOLOGIQUE GENERAL

Le bedrock du site du barrage est constitué d'un granite à hornblende, biotite et plagioclase datant du Présinien (Précambrien ancien), parcouru de filons acido-basiques et contenant localement des xénoschistes. La masse rocheuse présente un profil d'altération classique bien développé : arènes granitiques en surface (zone IV), granite fortement altéré avec phénomènes d'altération en boule localement (zone III), granite modérément altéré subdivisé en une zone supérieure (zone II_2) et une zone inférieure (zone II_1), puis la roche légèrement altérée et saine (zone I). L'épaisseur des niveaux très altérés varie entre 20 et 40 mètres ([2], [3]).

Les pentes de l'écluse à bateaux sont excavées dans des roches extrêmement altérées sur la partie haute, tandis que dans la partie basse, les parements verticaux et le plot central sont constitués d'un granite sain ou légèrement altéré, avec une structure massive. Le massif est affecté par quelques failles à proximité desquelles la fracturation est plus intense.

DONNEES SPECIFIQUES AU PROFIL 17-17'

L'étude ([1], [4], [5]) a été menée principalement sur le profil 17-17' situé dans la partie centrale de l'ouvrage à la jonction des chambres 2 et 3 (Figure 1). A cet endroit les parois de l'excavation sont les plus hautes avec une hauteur totale de 155m : la hauteur du talus au-dessus des chambres d'écluse est de 85m avec un angle moyen de 63° ; les parois verticales des chambres d'écluse mesurent 70m de hauteur (Figure 2).

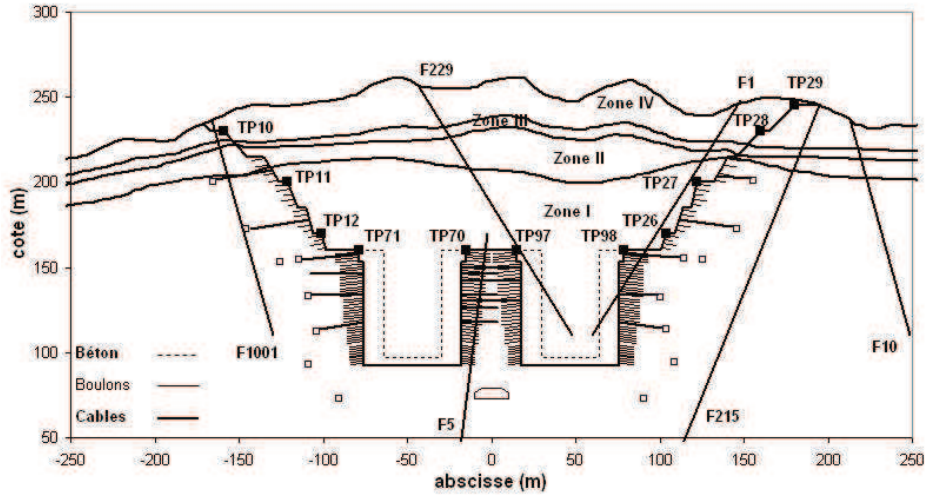
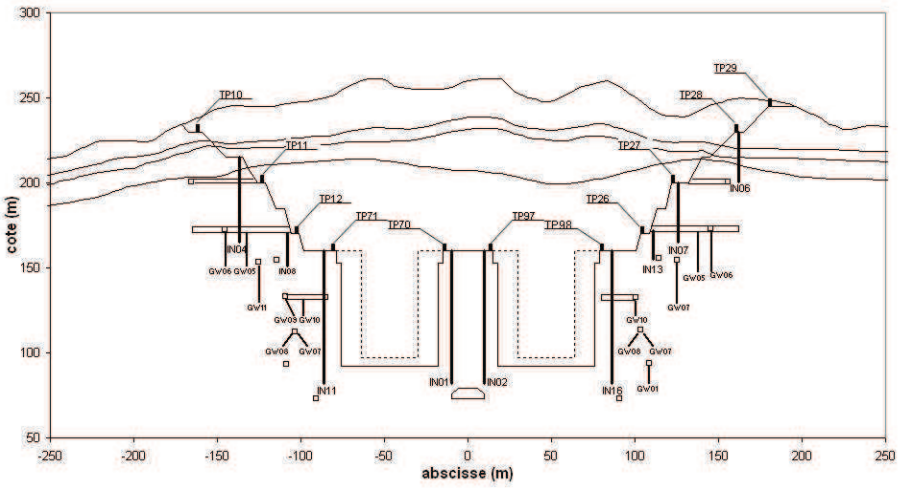


Figure 2 : Coupe du profil 17-17' avec les failles principales (F), les galeries de drainage, les dispositifs de renforcement mécanique et les repères topographiques (TP)

Plusieurs dispositifs de renforcements ont été mis en place de manière systématique sur les pentes de l'excavation :

- Pour les deux premiers gradins dans la partie supérieure du talus (cote supérieure à 200m) excavés dans le granite fortement altéré en surface puis moyennement altéré, des angles de pente de 45° ont été adoptés. Du béton projeté (12cm d'épaisseur) et des boulons d'ancrage (longueur : 1,50m, espacement : 3m x 3m) ont été utilisés afin de protéger la surface des gradins.
- Dans la partie inférieure du talus (entre les cotes 200m et 160m), dans le granite légèrement altéré puis sain, on trouve des pentes plus raides (de 60 à 70° au niveau des gradins). Du béton projeté a été mis en œuvre sur une épaisseur de 10cm environ et des boulons d'ancrages (longueur : 5m à 8m) ont été installés avec un espacement régulier de 3m latéralement par 6m verticalement.
- Pour les chambres d'écluse, un système de câbles en acier de haute qualité (8m à 14m de longueur, espacement de 1,3m x 1,3m à 1,6m x 1,6m) précontraints à une tension de service de 3 000kN, assure le maintien des murs verticaux. Ponctuellement, les volumes instables de plusieurs centaines, voire plusieurs milliers de mètres cubes, identifiés à l'avancement des travaux ont été stabilisés par des systèmes d'ancrages et de câbles précontraints supplémentaires.



TP : Repère topographique **IN : Inclinométre** **GW : Piézométre**

Figure 3 : Systèmes d'auscultation et de surveillance installés sur le profil 17-17'

Un système de surveillance a été installé dès le début des travaux et au fur et à mesure de la progression de l'excavation. Il a fonctionné pendant toute la durée de la construction de l'écluse. Il est constitué de différents instruments de mesure (Figure 3) :

- Des bornes topographiques (TP), qui permettent de suivre la déformation des parois de l'excavation ;

- Des inclinomètres (IN), qui renseignent sur les déplacements au niveau des failles et les déformations plus profondes du massif ;
- Des piézomètres (GW), qui mesurent le niveau de l'eau interstitielle dans le massif rocheux ;
- Des extensomètres, qui permettent d'évaluer la déformation au sein du massif rocheux.

ANALYSE DE STABILITE DES PAROIS DE L'ECLUSE A BATEAUX

Une analyse préalable de la stabilité des parois a été menée à l'échelle du gradin, d'un ensemble de gradins et du flanc entier avec le logiciel DEGRES (Mines ParisTech, CGI). L'objectif était d'identifier les risques d'instabilités contrôlées principalement par les failles majeures et le réseau de discontinuités présents dans le massif.

Le logiciel DEGRES permet l'analyse de différents mécanismes de rupture concernant des massifs rocheux constitués de blocs rigides délimités par des discontinuités ([6], [7]).

Dans un premier temps, ce logiciel permet de générer automatiquement un modèle géométrique des pentes à partir d'un contour initial représentant le sommet ou le bas des pentes et des paramètres géométriques des flancs et des gradins. Les pentes constituées alors d'un ensemble de facettes de caractéristiques géométriques données (orientation, pente enveloppe, hauteur de gradin, largeur de banquette) sont ainsi créées.

Dans un deuxième temps, l'analyse de la stabilité peut être conduite en deux étapes successives : la première concerne l'identification d'occurrence cinématique de différents mécanismes de rupture prédéfinis - rupture plane, en dièdre, en escalier, bilinéaire et par basculement - en analysant, de manière automatique, les relations géométriques entre les différentes discontinuités et les objets géométriques considérés, gradin ou ensemble de gradins. Dans un second temps, des calculs à l'équilibre limite permettent de définir les volumes et les coefficients de sécurité des masses rocheuses potentiellement instables en fonction des paramètres mécaniques et hydrauliques des discontinuités mises en jeu.

Cette analyse s'est appuyée sur des données géologiques et géotechniques générales fournies par le bureau d'études chinois CWRC et complétées par des observations de terrain et des mesures de discontinuités le long des parois de l'excavation à proximité du profil 17-17'. La plupart des informations recueillies représentent donc des valeurs moyennes des différents paramètres géométriques et géomécaniques du réseau de discontinuités. Sur cette base, l'analyse de stabilité n'a pu donner que des résultats généraux, mais plusieurs études paramétriques ont été réalisées pour mettre en évidence les principaux paramètres contrôlant la stabilité, analyser leur influence sur les résultats et enfin évaluer ce qui pourrait arriver dans des situations spécifiques où certains paramètres auraient des valeurs éloignées de leurs valeurs moyennes.

Ces études paramétriques ont concerné le nombre de familles de discontinuités et leurs caractéristiques géométriques (orientation, extension) et mécaniques. L'influence des failles principales sur les résultats de stabilité a également été étudiée. Une analyse spécifique du rôle des conditions hydrauliques et sismiques a également été réalisée, afin

de prendre en considération l'ensemble des facteurs influençant la stabilité au niveau des talus constituant le profil 17-17'.

D'un point de vue général, les pentes de l'écluse à bateau, à proximité du profil 17-17' ne présentent pas de risques majeurs d'instabilité. Les résultats ont cependant montré que le versant sud de l'écluse à bateaux (particulièrement le mur vertical) et le mur vertical nord du noyau central constituent les zones les plus critiques, le réseau de discontinuités et les failles y étant particulièrement bien développés. Selon l'orientation moyenne des familles de discontinuités, la principale occurrence cinématique de mécanismes de rupture concerne des ruptures en dièdre, même si des ruptures planes ne peuvent pas être exclues complètement, certaines discontinuités étant parallèles ou subparallèles à la pente.

Les résultats ont également permis d'illustrer clairement le rôle significatif du paramètre d'extension, qui contrôle le volume des blocs potentiellement instables. Ainsi, les mécanismes de rupture détectés impliquent généralement des dièdres avec de petits volumes, qui peuvent toutefois atteindre plusieurs centaines ou même plusieurs milliers de mètres cubes dans des situations exceptionnelles où des failles sont associées à des discontinuités de grande extension. Ces résultats rejoignent les observations de terrain qui montrent que le réseau de discontinuités forme habituellement des blocs de taille petite ou moyenne (autour de quelques mètres cubes), sauf à proximité des failles principales où les discontinuités sont plus développées. De plus grands blocs sont alors délimités directement par la faille ou par des associations de discontinuités connectées formant alors une discontinuité équivalente de grande extension. Ces résultats justifient pleinement le système de renforcement mécanique plus développé installé au niveau des parois verticales et dans le plot central.

L'analyse de la stabilité a également mis en évidence le rôle important des conditions hydrogéologiques et en particulier le drainage des discontinuités qui a été analysé en prenant en compte la densité et la connectivité du réseau de discontinuités au niveau de la masse rocheuse. Pour des conditions hydrauliques réalistes, drainage élevé à moyen des discontinuités, les coefficients de sécurité peuvent diminuer jusqu'à 25% par rapport à une situation à sec, ce qui souligne la nécessité de maintenir la bonne efficacité des systèmes de drainage mis en place.

ANALYSE DES DEFORMATIONS A LONG TERME DES PENTES DE L'ECLUSE A BATEAUX

L'échelle d'analyse considérée, ainsi que l'intensité modérée de fracturation du massif, autorisent une modélisation par un milieu continu équivalent, rendu toutefois localement discontinu pour tenir compte de l'influence des failles majeures. Les calculs, réalisés avec le logiciel en différences finies FLAC-2D (Itasca), ont permis dans un premier temps de caractériser la réponse du massif à l'excavation, et dans un second temps d'évaluer le déplacement à long terme après la fin de l'excavation.

La construction d'un tel modèle numérique est complexe car elle nécessite la connaissance d'un nombre important de paramètres relatifs à la géologie, l'hydrogéologie, au comportement mécanique du massif rocheux, ainsi qu'aux

principales caractéristiques du processus d'excavation et de la mise en œuvre des renforcements mécaniques.

La détermination des paramètres mécaniques du massif rocheux est certainement le point le plus délicat, car ils dépendent à la fois du comportement rhéologique de la matrice rocheuse et des discontinuités. Les essais de laboratoire concernent essentiellement le comportement de la matrice, et les essais in situ ne permettent d'investiguer qu'un volume limité du massif rocheux. Quelle que soit leur qualité, ils ne peuvent rendre compte du comportement réel du massif et fournir les paramètres mécaniques correspondants pouvant être utilisés directement dans les modèles numériques, en particulier pour le comportement à long terme qui fait intervenir des paramètres de viscosité.

La solution retenue comme la plus appropriée pour obtenir des résultats aussi réalistes que possible, a consisté à construire des modèles numériques prenant en compte les principaux paramètres géométriques, géologiques et géomécaniques du projet, et à comparer les résultats des calculs avec les données d'instrumentation dans le but d'ajuster certains des paramètres utilisés dans les modèles pour que leurs réponses correspondent au mieux au comportement observé. Une telle méthodologie doit être bien contrôlée, et a donc nécessité de procéder par étapes successives, mettant en œuvre des modèles progressivement améliorés. A chaque étape, des comparaisons entre les résultats de calcul et les mesures de surveillance ont été réalisées pour contrôler la réponse du modèle et ajuster certains paramètres, si nécessaire.

CALCULS PRELIMINAIRES ET DIMENSIONNEMENT DU MODELE GEOMETRIQUE

Avant d'élaborer des modèles géomécaniques complexes tenant compte de l'ensemble des caractéristiques du projet, il est fondamental de réaliser des calculs préliminaires sur des modèles simplifiés afin d'évaluer l'influence de la taille du maillage et des conditions aux limites sur les résultats de calculs. Cette approche usuelle en simulation numérique a pour objectif principal de déterminer la taille du maillage et les conditions aux limites qui auront une influence nulle ou du moins limitée sur les résultats au voisinage des pentes de l'écluse à bateau.

Les résultats de ces calculs préliminaires ont conduit à retenir une taille de modèle de 3000m x 1000m. Le rapport entre taille du modèle et taille de l'excavation est donc d'environ 8, ce qui est plutôt élevé si l'on compare aux valeurs généralement recommandées qui varient entre 5 et 10.

Le maillage (Figure 4) est divisé en 4 zones à mailles carrées dont la taille est adaptée à la précision nécessaire pour simuler la géologie et la géométrie du problème et à la précision recherchée dans les résultats de calcul. Le nombre total de maille est de 56 900.

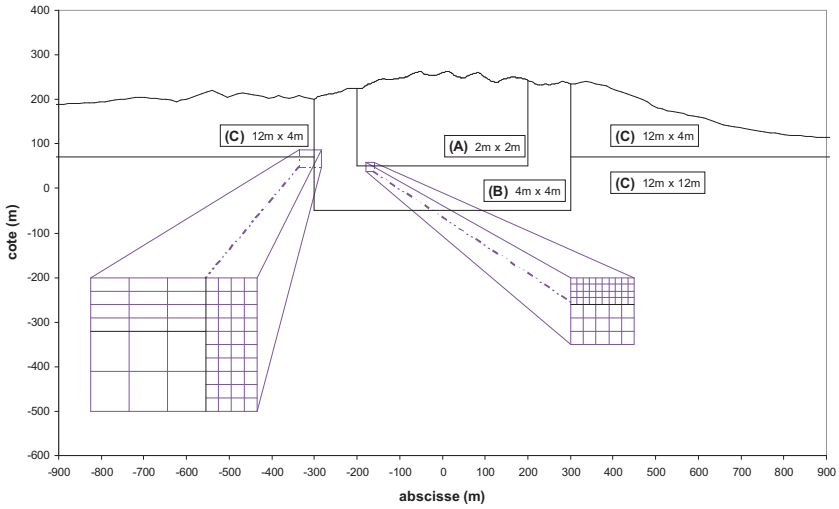


Figure 4 : Géométrie du maillage utilisé dans le logiciel FLAC et taille des mailles dans chaque zone

RESULTATS DES SIMULATIONS NUMERIQUES

Les simulations numériques se sont appuyées dans un premier temps sur des modèles relativement simples dans lesquels le massif rocheux a été considéré comme un milieu continu obéissant à un modèle de Mohr-Coulomb. Puis, ces modèles ont été progressivement améliorés par étapes successives, pour prendre en compte les aspects discontinus du massif rocheux - discontinuités et failles principales- et le renforcement mécaniques (modèles de Hoek-Brown avec failles et renforcements).

Finalement, le comportement visqueux du massif a été considéré pour pouvoir rendre compte des déformations à long terme du massif après la fin de l'excavation. Le modèle rhéologique utilisé est un modèle de Burger étendu composé d'un modèle visco-élastique de Burger (modèles de Kelvin et de Maxwell en série) en série avec modèle plastique de Mohr-Coulomb (Figure 5). Dans la loi de comportement visco-élastique du modèle de Burger, seul le comportement déviatorique est visqueux. Un tel modèle permet donc de simuler la réponse élastique instantanée du massif (volumique et déviatorique à travers le ressort du modèle de Maxwell) et sa réponse visqueuse déviatorique fonction du temps (à travers l'amortisseur du modèle de Kelvin et éventuellement à travers l'amortisseur du modèle de Maxwell). La plasticité est simulée par le modèle de Mohr-Coulomb. Les différents paramètres rhéologiques correspondant à la partie élasto-plastique de ce modèle ont été calés à partir des résultats obtenus lors des simulations précédentes sur les modèles élasto-plastiques de Mohr-Coulomb et de Hoek-Brown. Les paramètres de viscosité ont été ajustés sur la base de mesures faites pendant plusieurs années sur les parois de l'écluse provisoire situées à l'emplacement de l'ascenseur à bateaux dans le même contexte géomécanique, ainsi que sur les mesures disponibles sur le site de l'écluse à bateaux après la fin de l'excavation (Figure 6).

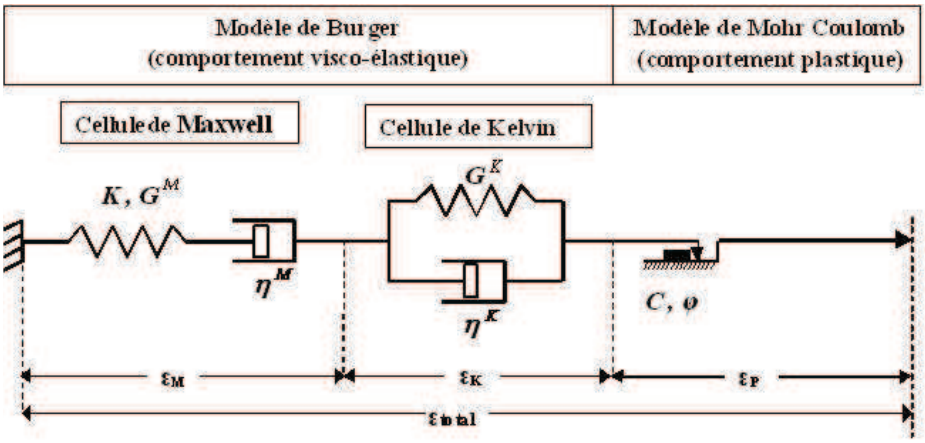


Figure 5 : Modèle rhéologique visco-élasto-plastique de Burger étendu

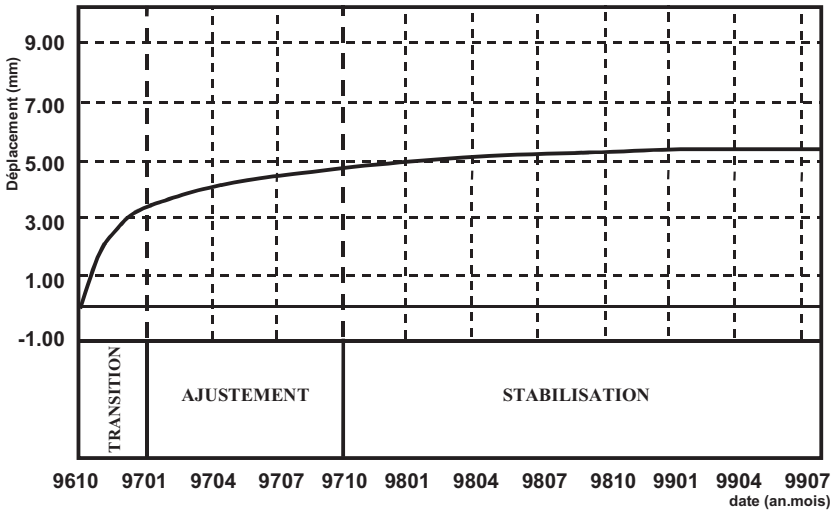


Figure 6 : Déplacement en mm du repère topographique TP14GP04 après la fin de l'excavation de l'écluse temporaire (d'après [2])

Le champ de contrainte résultant de l'excavation est illustré par la Figure 7. On peut observer des zones de forte concentration de contraintes de cisaillement à la base des parois verticales et à proximité des galeries de drainage, mais sans pour autant conduire au développement de zones plastiques susceptibles d'induire des ruptures de pentes majeures.

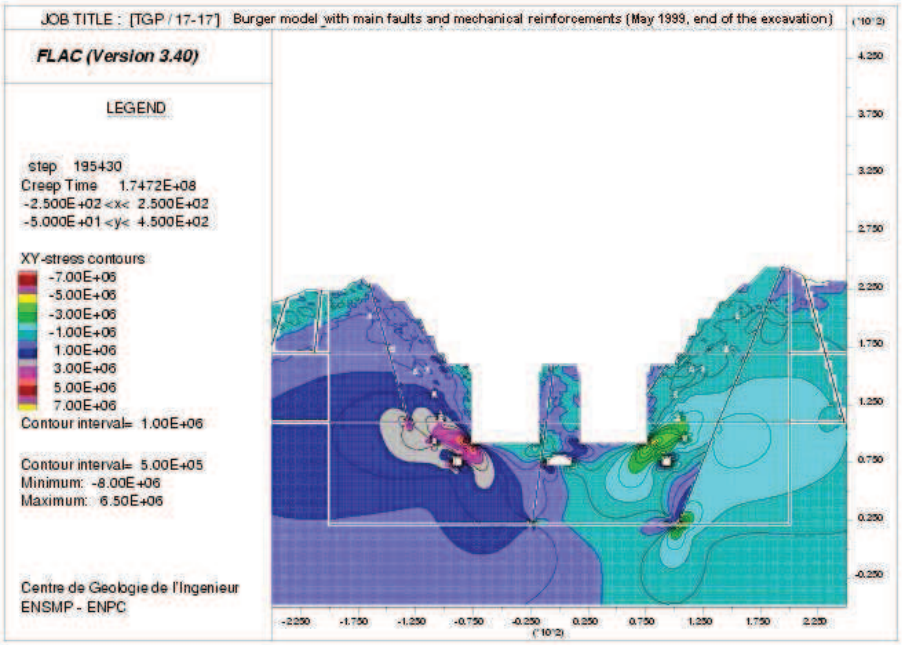


Figure 7 : Distribution des contraintes de cisaillement (en Pa) sur des facettes horizontales ou verticales. Modèle de Burger avec failles principales et renforcements mécaniques

Les déplacements correspondants présentent une composante horizontale bien marquée en raison de l'état de contrainte initial caractérisé par des contraintes horizontales largement supérieures aux contraintes verticales dans la partie du massif intéressée par l'ouvrage (Figure 8).

L'ensemble des calculs réalisés a permis d'apprécier l'influence positive, sur les déformations, des galeries de drainage et du renforcement mécanique par boulons et câbles d'ancrage mis en œuvre de manière systématique le long des pentes, et, parfois, intensifié à proximité de certaines failles majeures. D'une manière générale, les renforcements mécaniques ne changent pas de manière significative les champs de contraintes sauf dans le plot central où les modèles sans renforcements mécaniques conduisent au développement de zones de traction excessive. De la même manière, le champ de déplacement est peu modifié sauf le long des murs verticaux des parois des chambres. Premièrement, les renforcements mécaniques installés réduisent considérablement les déplacements le long des murs verticaux et particulièrement à leurs sommets où les déplacements induits par l'excavation sont divisés par 2. Deuxièmement, ils limitent le mouvement de long des failles principales et ont certainement, dans la réalité, une action comparable le long de discontinuités de plus faible extension non prises en compte dans cette modélisation. Au total, ils participent donc activement à la

réduction des risques d'instabilités locales de blocs délimités par des failles ou des discontinuités de grande taille.

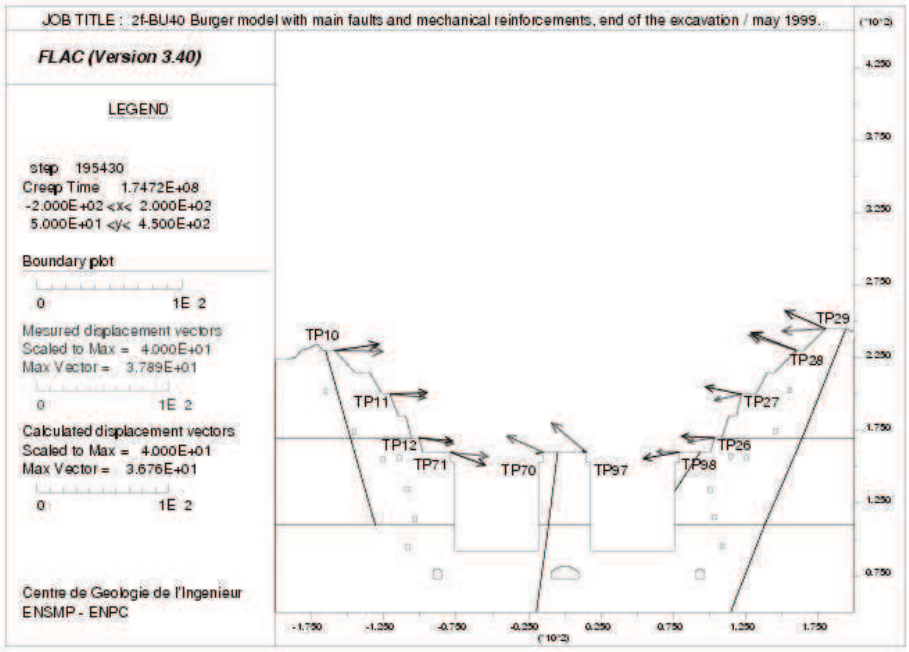


Figure 8 : Module en m des vecteurs de déplacement calculés (noir) et mesurés (gris) au niveau des repères topographiques à la fin de l'excavation. Modèle de Burger avec failles principales et renforcements mécaniques

Dans l'ensemble, les modèles numériques ont donné des résultats en bon accord avec les mesures d'instrumentation (Figure 8, de manière globale, et Figure 9 pour plus de détails sur le repère topographique TP11) sauf dans la partie centrale où les déplacements mesurés sont sans doute influencés par des effets tridimensionnels, un contexte structural complexe et les effets arrière des tirs à l'explosif qui ont certainement affaibli plus particulièrement cette zone.

L'utilisation d'un modèle visco-élasto-plastique a alors permis de calculer l'évolution des déplacements à long terme après la fin de l'excavation. Pour ce faire, différents modèles visqueux ont été considérés tels que les modèles 2f-BU20 et 2f-BU40 pour lesquels respectivement 20% et 40% de la déformation élastique déviatorique est une déformation visco-élastique, et dont les résultats sont illustrés par la Figure 10. On voit ainsi que le déplacement après la fin de l'excavation est limité dans le temps et devient pratiquement nul au bout de 3 à 4 ans. L'évolution à long terme du déplacement calculé par le modèle de Burger 2f-BU40 est globalement plus proche de la tendance de la courbe d'instrumentation, et ceci est vrai pour l'ensemble des repères topographiques, même pour ceux dont l'accord entre mesures et calculs est moins bon. Avec ce modèle,

l'amplitude des déplacements calculés après la fin de l'excavation est du même ordre de grandeur que les déplacements mesurés sur le terrain, et la forme des courbes de l'évolution à plus long terme des déplacements calculés est similaire à celle des courbes de déplacements mesurés.

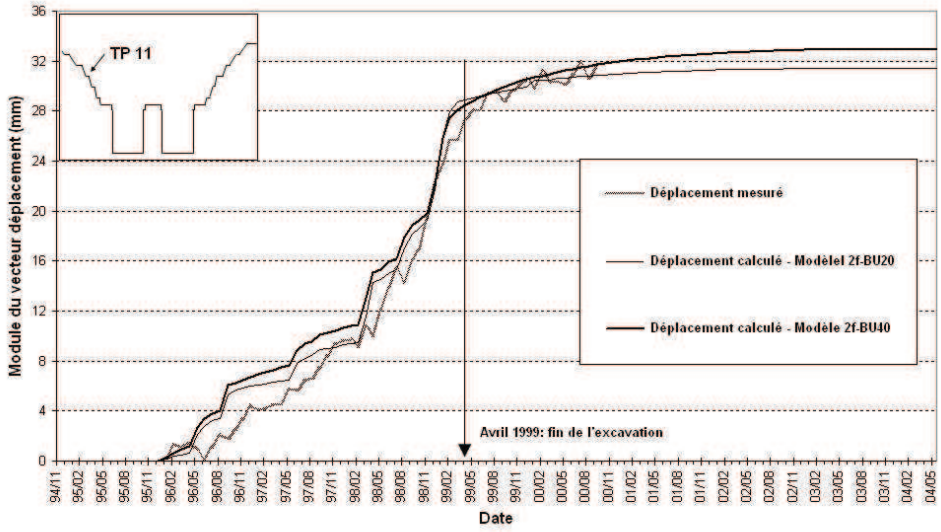


Figure 9 : Comparaison entre les modules des déplacements mesurés pour le repère topographique TP11 et ceux des déplacements calculés avec les modèles de Burger avec failles et renforcements mécaniques 2f-BU20 et 2f-BU40, et évaluation du déplacement à long term

On a pu ainsi calculer la part du déplacement total qui se produirait après la fin de l'excavation. Pour les repères topographiques situés sur les pentes nord et sud, elle varie entre 8% et 17 % du déplacement total. Ces valeurs sont en bon accord avec les mesures effectuées sur des repères topographiques de l'écluse à bateaux provisoire pendant plusieurs années après la fin de son excavation et qui ont représenté 10% à 15% du déplacement total.

COMPARAISON ENTRE LES DIFFERENTS MODELES

La Figure 10 montre à titre d'illustration les déplacements d'un repère topographique (TP11) fournis par l'instrumentation et les valeurs calculées avec différents modèles géomécaniques du massif rocheux.

Par comparaison au modèle continu équivalent de Mohr-Coulomb 2c-MC, le modèle de Hoek-Brown 2c-HB2, qui permet de prendre en compte une plus grande déformabilité du massif rocheux en raison de la présence des discontinuités, donne des déplacements supérieurs et qui sont plus proches des mesures de terrain. La prise en compte des failles majeures dans le modèle Hoek-Brown 2d-HB62 ne change pas les résultats

fondamentalement pour ce repère topographique situé plutôt dans la partie haute du massif et éloigné des failles majeures du modèle.

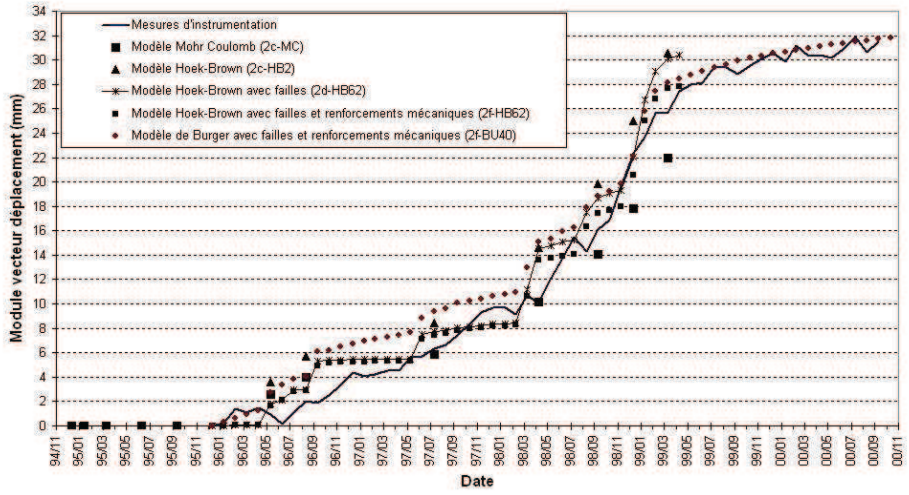


Figure 10 : Comparaison des modules du vecteur déplacement du repère topographique TP11 mesurés et calculés par différents modèles numériques

Si l'on compare le modèle précédent avec le modèle Hoek-Brown 2f-HB62 qui intègre le renforcement mécanique, on peut observer le rôle favorable joué par ce renforcement, limitant les déplacements en particulier lors des dernières phases de l'excavation au cours desquelles sont creusées les chambres verticales sollicitant particulièrement le massif rocheux. Dans la partie finale de la courbe, les déplacements calculés sont encore plus proches des mesures traduisant une amélioration du modèle numérique.

Le modèle 2f-BU40 permet de tenir compte enfin du comportement visqueux du massif rocheux. Ce comportement différé dans le temps s'illustre clairement par l'évolution des déplacements qui se poursuit même dans les moments où le processus d'excavation est arrêté (plateau dans la courbe du modèle élasto-plastique 2f-HB62). Ce modèle permet de calculer des déplacements après la fin de l'excavation et on voit, qu'avec les paramètres de viscosité choisis, les déplacements calculés s'approchent relativement bien des déplacements mesurés. On peut ainsi considérer comme raisonnable d'utiliser un tel modèle pour prévoir l'évolution des déplacements à beaucoup plus long terme.

CONCLUSION

L'évaluation des déformations à long terme en réponse à des excavations dans les massifs rocheux, dans des contextes géomécaniques complexes, représente un enjeu de première importance pour les problèmes de géologie de l'ingénieur et de mécanique des roches et ne peut être obtenue que par la simulation numérique.

La mise en œuvre de tels modèles requiert cependant de nombreuses données relatives à la géologie, l'hydrogéologie et principalement le comportement mécanique du massif

rocheux. Des essais classiques de laboratoire ou même in-situ ne peuvent pas rendre compte de manière exhaustive du comportement mécanique du massif rocheux, en particulier de son comportement à long terme qui fait intervenir des paramètres mécaniques de viscosité à la fois pour la matrice rocheuse et pour les discontinuités.

La méthodologie présentée, basée sur la construction de modèles de complexité croissante prenant en compte progressivement les caractéristiques géomécaniques du massif rocheux et les mesures issues de l'instrumentation, constitue certainement la solution la plus appropriée pour obtenir les résultats les plus réalistes possible.

Encore une fois, il faut rappeler qu'une approche géologique préalable est indispensable pour identifier les paramètres structuraux, géomécaniques et hydrauliques qui vont contrôler principalement le comportement du massif. On peut alors être en droit de prétendre obtenir des résultats de calculs qui s'approchent du comportement réel du massif, malgré les simplifications nécessairement introduites dans la modélisation, compte tenu de la complexité de la réalité géologique.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] D. Touitou : "*Apport de la modélisation et de l'instrumentation dans l'analyse de la stabilité et de 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 l'École des Mines de Paris, (2002) 174p et annexes

[2] D. Chen : "*The geologic study of the Three Gorges Project in China*", 5th International IAEG Congress, Buenos Aires, 4.1.4, (1986) 1067-1075

[3] D. Chen : "*Engineering geological problems in the Three Gorges Project on the Yangtze, China*", Engineering Geology 51, (1999) 183-193

[4] R. Cojean, J.A. Fleurisson, J. Billiotte, I. Thénevin, D. Touitou, Y. Caï, M. Arnould : "*Contribution to the high rock slope design and monitoring of the permanent shiplock at the Three Gorges Dam project"*, Final report Contract Armines-CGI/CTGPC, (2001), 4 volumes

[5] J.A. Fleurisson, R. Cojean, I. Thénevin : "*A methodological approach to assessing long term deformation of the excavated rock slopes of the permanent shiplock at the Three Gorges Dam (China)*", Proceedings CD-R Geoline 2005 Lyon France, (23-25 mai 2005)

[6] J.A. Fleurisson, J. Alonso Garcia, R. Cojean, E. Tanays, D. Hantz, Y. Paquette, D. Driancourt : "*Conception géométrique de mines à ciel ouvert avec piste et analyse de la stabilité de talus*", Actes du Colloque International Géotechnique et Informatique Paris, (29-30 Septembre - 1 Octobre 1992) 233-244

[7] J.A. Fleurisson, J. Alonso Garcia, R. Cojean : "*Mechanical reinforcement and geotechnical design of open pit mine using DEGRES program*", Int. J. Surface Mining, Reclamation and Environment 10, (1996) 103-112

AUTOROUTE A75 : LE CONTOURNEMENT DE MILLAU. RECONNAISSANCES GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES DES VARIANTES DE TRACE ET DU VIADUC DE MILLAU

MARCEL RAT
6, rue des abricotiers, 92350 Le Plessis Robinson, France

RESUME

Le viaduc de Millau (2460m de longueur, 280m au-dessus du Tarn) a été ouvert à la circulation fin 2004. Cet article présente, d'une part les raisons géologiques et géotechniques qui ont conduit au choix du tracé de l'A75 pour le contournement de la ville de Millau, d'autre part les investigations géologiques et géotechniques spécifiques liées au viaduc. Enfin, quelques problèmes géotechniques rencontrés lors de la construction du viaduc sont mentionnés.

MOTS-CLES : Tracé autoroutier, Reconnaissances géologiques et géotechniques, Classifications géomécaniques, Fondations, Viaduc.

ABSTRACT

The Millau viaduct (2460m long, 280m high above the Tarn river) was opened to the traffic at the end of the year 2004. This article first presents, on one hand the geological and geotechnical reasons that led to the choice of route for the A75 bypass Millau, on the other hand the specific geological and geotechnical investigations related to the viaduct. Finally, some geotechnical problems encountered during the construction of the viaduct are mentioned.

KEY-WORDS: Motorway route, Geological and geotechnical survey, Geomechanical classifications, Viaduct, Foundations, Millau

INTRODUCTION

Pour désenclaver le Massif Central et alléger le trafic dans la vallée du Rhône, le gouvernement français a décidé en 1988 la construction de l'autoroute « la Méridienne » entre Clermont-Ferrand et Béziers. Cette autoroute se développe dans un relief très accentué (de nombreuses sections sont à plus de 1000m d'altitude). Son tracé nord - sud recoupe les vallées orientées est - ouest. Chaque franchissement nécessite la construction d'un ouvrage d'art exceptionnel (par exemple, pour la vallée de la Truyère, il a fallu construire un ouvrage à quelques centaines de mètres du viaduc de Garabit, construit par Eiffel pour la voie ferrée). Compte tenu des aménagements déjà réalisés sur cet itinéraire, il ne restait à définir que le tracé entre Séverac-le-Château et Millau. Sur cette section, longue de cinquante kilomètres environ, la topographie et les difficultés géotechniques rendaient très difficile le choix du tracé. (Figure 1).

LA TOPOGRAPHIE

Suite à la surrection de la bordure est du Massif Central, liée à la formation des Alpes, le Tarn et ses affluents ont creusé des vallées très profondes : la ville de Millau est située au confluent du Tarn et de la Dourbie à la cote 330m environ ; ces vallées sont dominées par les falaises qui limitent les plateaux des Causses situés à des altitudes de 700m à 900m : les gorges du Tarn font partie des sites touristiques les plus visités de France.

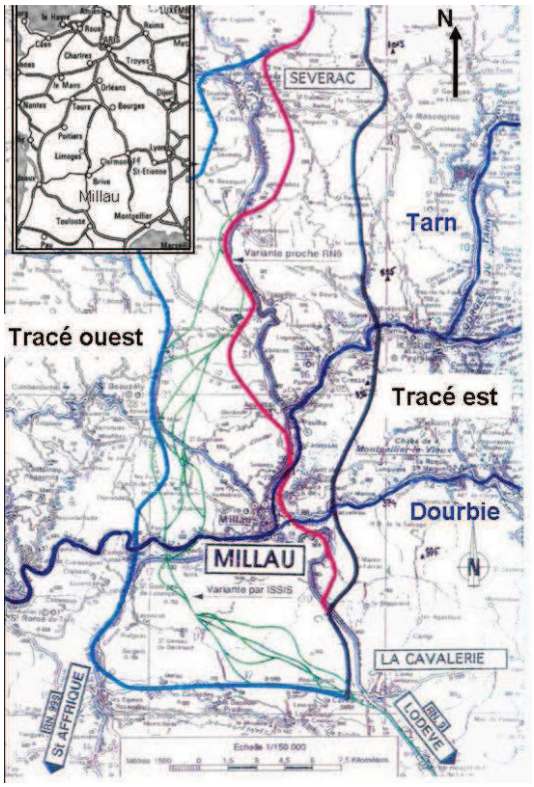


Figure 1 : Schéma des différents fuseaux étudiés

LES DIFFICULTES GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES

Elles sont liées aux formations argileuses, dont l'épaisseur est voisine de 200m. La succession des terrains, des plus anciens (Jurassique inférieur) aux plus récents (Quaternaire), est la suivante :

- Hettangien : A sa base, il est constitué de bancs de calcaire gris, avec de nombreux joints argileux ; il devient progressivement dolomitique (alternance dolomie - calcaire - argile) avec des épaisseurs de bancs de 0,1m à 0,5m, mais aussi des laminites entre les bancs.

- Sinémurien : Il est essentiellement calcaire, à faciès très fin ; à son sommet, on observe de nouveau des bancs de dolomie. Son épaisseur est de 60m environ.
- Carixien : Il est constitué d'alternances de marnes calcaires, de marnes feuilletées gris-bleu et de calcaire marneux gris à débit parallélépipédique. Sa limite supérieure est difficile à préciser, le passage étant continu avec les marnes supérieures ; son épaisseur est de l'ordre de 40m.

  Des karsts, de faible ampleur peuvent être rencontrés dans ces trois formations.
- Domérien - Toarcien : Ce sont des marnes feuilletées gris-bleu à bleu-noir, compactes en profondeur, mais qui au contact de l'air deviennent brunes et molles. Au milieu de cet ensemble, on rencontre les « schistes carton » : marnes plus calcaires et plus dures, formant dans la topographie une petite falaise d'une dizaine de mètres de hauteur. Au contact des colluvions, il existe une zone ramollie par les circulations d'eau et une zone de feuilletage très fin. Sous le poids de la falaise calcaire, des glissements profonds peuvent affecter les marnes saines.
- Aalénien : Il se compose d'une vingtaine de mètres d'alternance de bancs calcaires et marneux, faisant la transition avec les calcaires bajociens.
- Bajocien : A sa base, il est formé de calcaires gréseux ou dolomitiques à chailles, localement tendres (épaisseur de l'ordre de 80m). Le Bajocien supérieur, constitué de calcaire oolithique compact forme la falaise (épaisseur 60m). Il est très karstifié.
- Bathonien inférieur : C'est un ensemble de dolomies et de marno-calcaires. Son épaisseur est de 40m ; il affleure dans la tranchée sud d'accès à l'ouvrage.
- Quaternaire : Les colluvions sur les marnes ont une épaisseur comprise entre 5m à la base et 10m environ au sommet ; formées à partir de l'altération des marnes et des éboulis, leur nature varie, contenant de plus en plus d'éléments calcaires lorsque l'on se rapproche de la falaise.

Cette série s'observe bien dans la topographie : fond de la vallée au niveau de Millau dans les formations hettangiennes, plateau intermédiaire correspondant au calcaire sinémurien, versant à pente faible favorable à l'implantation de l'autoroute correspondant à la série argileuse, surmonté par la falaise bajocienne. Mais tous les versants présentent des instabilités (Figure 2) : chutes de blocs, glissements superficiels de la couverture de colluvions, que l'on sait à peu près stabiliser ; glissements très profonds, entraînant des pans complets de la falaise calcaire. Les caves de Roquefort, situées à quelques kilomètres de Millau, illustrent parfaitement ces derniers mouvements (Figure 3).

L'autoroute devait donc éviter au maximum toutes les zones d'instabilité profonde. Dans un premier temps, quatre fuseaux ont été étudiés.

CHOIX DU FUSEAU

Le fuseau le plus à l'est (« grand est ») avait été envisagé au cas où aucune autre solution n'aurait été possible : il ne présentait pas de difficultés géotechniques, mais il devait franchir les vallées du Tarn et de la Dourbie par deux ouvrages exceptionnels (travée

centrale supérieure à 1200m) ; en outre, restant sur les plateaux, il n'avait aucune fonction de desserte de la région.

Le tracé de la déviation de Séverac ayant été adopté, les 3 autres fuseaux avaient un tronçon commun jusqu'à Verrières.

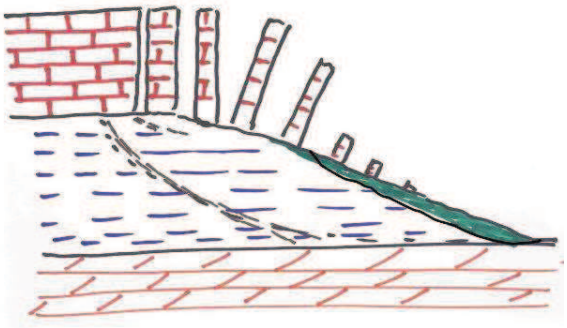


Figure 2 : Schéma de l'évolution géomorphologique des pentes

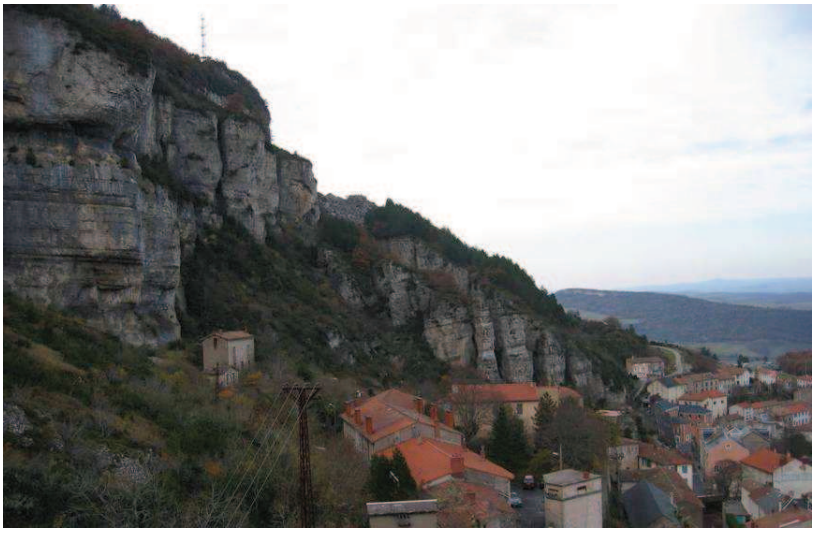


Figure 3 : Le site de Roquefort

Une variante « est », proche de Millau, a été proposée, car elle permettait de phaser les travaux en deux sections. Après le viaduc de Verrières, on redescendait dans la vallée du Tarn ; une série d'ouvrages permettait de remonter sur le plateau du Larzac : pont sur le Tarn, tunnel sous le Puech d'Agast, pont sur la Dourbie et viaduc dans le ravin de Potensac, compte tenu de sa topographie. La Figure 4 est un extrait de la carte ZERMOS (Carte des Zones Exposées à des Risques liés à des MOuvements du Sol et du

sous-sol). Elle montre toute la difficulté de ce tracé, qui devait franchir des zones de glissement très actives. Ce tracé a aussi suscité l'opposition des populations.

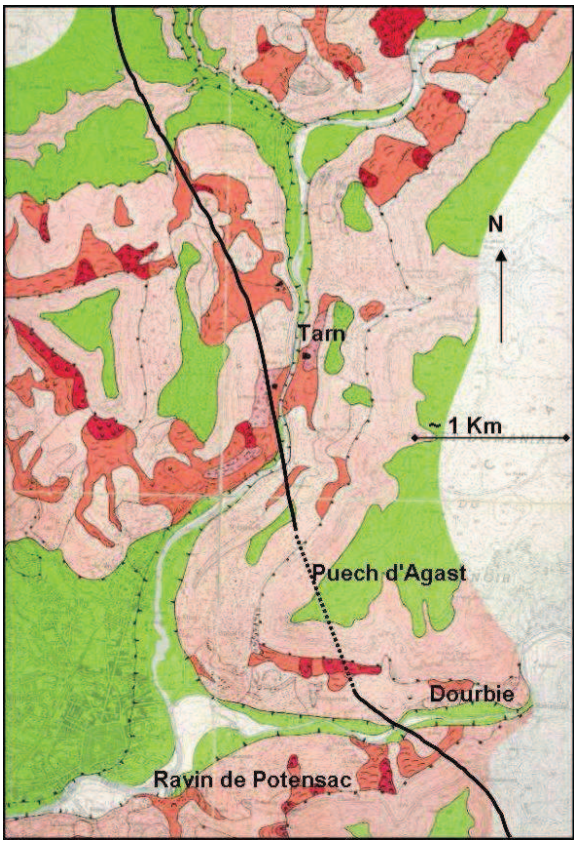


Figure 4 : Variante « est », proche de Millau, tracée sur la carte ZERMOS (d'après [1])

La variante « grand ouest » utilisait un vallon pour descendre vers la vallée du Tarn. Elle passait 100m environ au-dessus de cette rivière pour se développer au sud sur les calcaires du Sinémurien et du Domérien, à la limite des marnes pour éviter les glissements. Un jeu de failles met en contact localement ces calcaires et ceux du Bajocien. Ce tracé évitait ainsi toutes les difficultés géotechniques. Il n'a pas été retenu pour les raisons suivantes :

- Il était nettement plus long ;
- Outre l'ouvrage important sur le Tarn, il comportait de nombreux ouvrages, liés à sa position en bordure du plateau sinémurien ;
- Il passait à la limite du village de Saint-Georges, qui s'est développé sur toute la zone stable du versant ;
- Il passait très près du site classé de Peyre (village troglodyte).

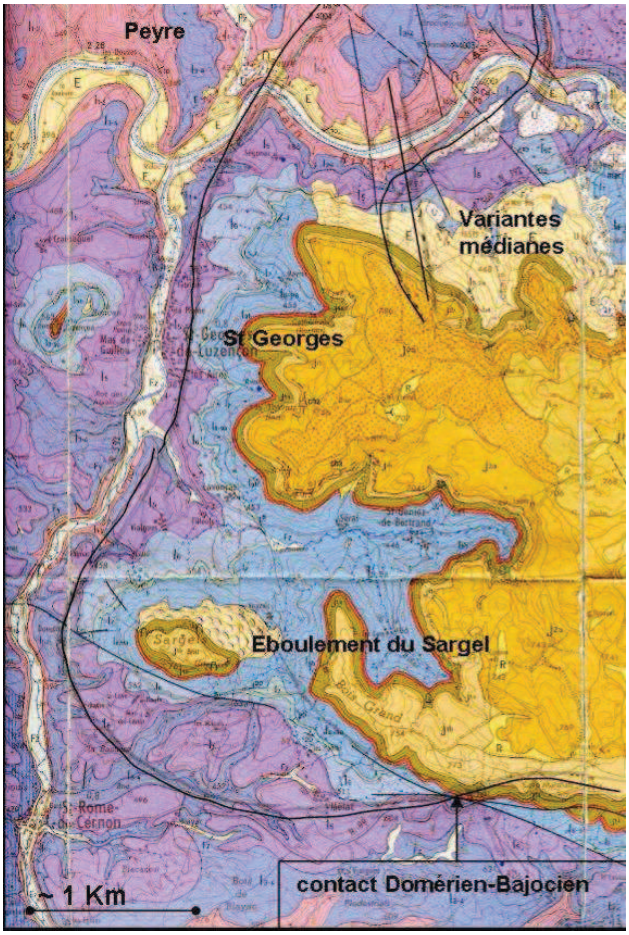


Figure5 : Variante « grand ouest ». La ville de Millau, en dehors de la carte est immédiatement en haut à droite. Le « plateau de France » est juste au sud du Tarn, en partie haute, à droite sur la carte. Fond de la carte géologique BRGM de Millau à 1/50 000 ([2])

Cette solution n'était donc pas globalement satisfaisante, ce qui a conduit, rejetant les variantes « ouest » et « est », à étudier des variantes médianes (proches de la ville de Millau, passant à l'ouest de la ville), à la demande du maître d'ouvrage. Une telle solution avait été envisagée quelques années auparavant et abandonnée compte tenu de l'instabilité du versant sud. L'autoroute devait rejoindre le plateau du Larzac par un remblai important sur les pentes du vallon d'Issis et un tunnel sous la falaise, dans une zone très karstifiée, avec présence d'igues en bordure du plateau du Larzac (à proximité du tracé). La Figure 6 illustre le site.

Avant toute décision, il était nécessaire de se prononcer sur la stabilité du versant sud de la vallée. Une première campagne de reconnaissance légère fut faite : vérification de la carte géologique, géophysique électromagnétique pour estimer l'épaisseur des colluvions, 3 sondages carottés équipés d'inclinomètres, un pressiomètre pour estimer les caractéristiques mécaniques des marnes en place.



Figure 6 : Vue générale du site, vers l'est (le Tarn apparaît au premier plan, il coule vers le coin gauche inférieur de la photo). Le village de Peyre est en dehors de la photo, en bas à gauche. La bordure nord du plateau du Larzac est visible en haut à droite de la photo. Le vallon d'Issis se distingue en partie haute droite de la photo. Le « plateau de France » est visible en rive gauche du Tarn

Les premiers résultats montrèrent que :

- La faille d'Issis, par son rejet, limite localement la largeur du versant argileux entre le plateau de France et la falaise ;
- L'épaisseur des colluvions est limitée (inférieure à 10m, généralement de l'ordre de 4m à 5m) ;
- Les mouvements de terrain étaient très superficiels, aucun mouvement profond n'a été décelé.

La décision fut donc prise de poursuivre l'étude de ce fuseau. La première possibilité reprenait le tracé précédent : descente vers la vallée du Tarn par un vallon, jusqu'à la hauteur du plateau de France, franchissement du Tarn par un ouvrage important, remontée vers le plateau par un viaduc, initialement parallèle au Tarn, pour franchir le versant argileux dans la zone la plus étroite, puis un tunnel pour sortir sur le plateau. Cette solution n'était pas totalement satisfaisante des points de vue tracé et sécurité : viaduc et tunnel en forte pente, conjuguée avec des courbes de faible rayon. Pour cette raison, la possibilité de franchir la vallée par un viaduc qui relierait directement les deux plateaux fut envisagée, ce qui impliquait des piles de grande hauteur. Leur faisabilité

étant admise, une comparaison de coûts des deux variantes a été faite : d'un côté, un ouvrage de l'ordre de 2,3km avec des piles de grande hauteur, de l'autre une succession d'ouvrages, plus classiques, mais sur une longueur double et un tracé de caractéristiques géométriques limites. L'option viaduc fut ainsi retenue (Figure 7).

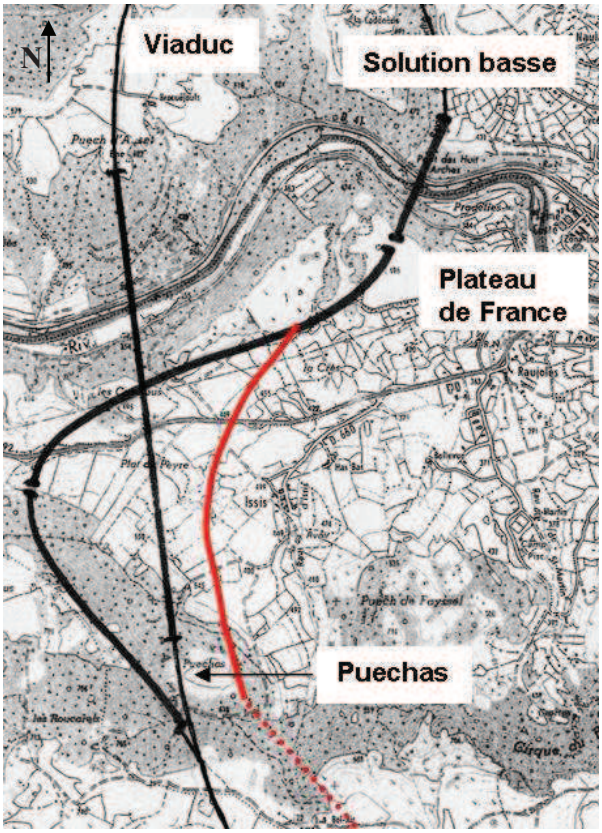


Figure 7 : Tracés envisagés parmi les solutions médianes

ETUDE DE L'AVANT-PROJET

La topographie de la vallée limitait considérablement les possibilités d'implanter l'ouvrage, si on ne voulait pas l'allonger de trop : coté nord, il fallait profiter d'un éperon ; côté sud, la culée ne pouvait être située que sur le Puechas, pour éviter que l'ouvrage ait une pente trop importante. A ce stade, l'administration a fait un choix de type d'ouvrage : un pont à haubans de 6 travées. Pour le nombre de piles, ce choix était guidé par la volonté de diminuer leur nombre dans les zones instables, d'éviter au maximum les piles de grande hauteur, tout en conservant des travées de longueur raisonnable (la travée de 350m correspond à la largeur de la vallée du Tarn, compte tenu des infrastructures présentes et du versant du plateau de France).

La campagne de reconnaissance a consisté en :

- Un levé géologique à l'échelle du 1/5000 (Figure 8).
- Une photo-interprétation multi-temporelle, à différentes échelles (des clichés SPOT au 1/5000).
- 26 sondages carottés implantés de telle manière que toute la série stratigraphique, à l'exception des marnes noires, soit recoupée et qu'ils permettent d'obtenir un modèle tridimensionnel de la structure géologique. Des diagraphies de radioactivité naturelle ont été systématiquement réalisées dans ces sondages. De nombreux marqueurs ont permis de faire des corrélations précises dans l'Hettangien et le Sinémurien, corrélations que la simple description des carottes ne permettait pas. Ces corrélations ont permis de calculer le pendage moyen des couches et de les comparer aux valeurs mesurées sur le terrain ; aucune différence notable n'a été trouvée. De nombreux essais ont été réalisés sur les carottes, dans l'optique d'appliquer la classification de Bieniawsky (voir ci-après).
- 5 sondages pressiométriques dans les marnes noires : ils ont été surtout utiles dans la frange altérée de cette formation, les caractéristiques mécaniques des marnes saines étant trop élevées pour être mesurées au pressiomètre.
- 15 essais dilatométriques dans les calcaires et dolomies. Leur réalisation a été très difficile ; de nombreux éclatements de membranes n'ont pas permis de les réaliser complètement et ont rendu leur interprétation très délicate.

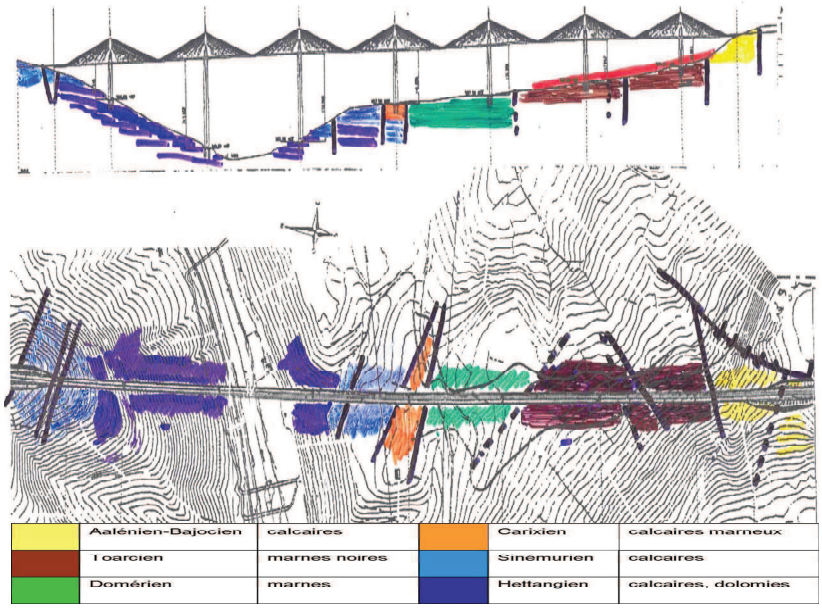


Figure 8 : Coupe et carte géologique schématiques au droit du viaduc

Les sondages ont été équipés, soit en piézomètres, soit en inclinomètres. Un modèle géologique précis du site et de la fracturation des terrains a été établi grâce à ces reconnaissances. Sur la rive droite du Tarn, les couches présentent un pendage vers le sud-est de 15° environ. Sur la rive gauche, le pendage conserve une direction voisine dans la falaise hettangienne, mais sa valeur est très faible (<5°) ; il est dirigé vers le nord pour la falaise bajocienne. De nombreuses failles verticales recoupent les formations, leurs directions correspondant aux accidents régionaux : N20°, N70°, N90° et N135° ; les diaclases des massifs rocheux suivent ces directions. La faille la plus importante a un rejet de 80m environ. Son rôle, pour la stabilité du versant au droit de l'ouvrage, est significatif. En effet elle limite l'épaisseur des formations argileuses à 100m et diminue ainsi la longueur de la zone difficile (Figures 8 et 11). Au niveau de la culée nord, un petit anticlinal marque la structure, avec un petit fossé d'effondrement et un déplacement vers la vallée du bloc sud (Figure 9). Il a été nécessaire de vérifier que ce mouvement très ancien (probablement de l'époque du creusement de la vallée) était stabilisé.

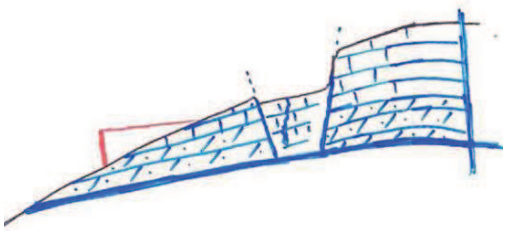


Figure 9 : Structure schématique du massif rocheux en rive droite du Tarn, au droit de la culée nord

Au niveau de la culée sud, un sondage a traversé une fissure sur 50m (dissolution ou bloc détaché de la falaise).

Du point de vue hydrogéologique, on rencontre, sur les versants hettangien et sinémurien des petites circulations d'eau à la faveur des bancs schisteux. L'aquifère le plus important est situé à la base du Bajocien et dans l'Aalénien, limité par les marnes sous-jacentes. Compte tenu de la topographie, il est ici très limité. Ce sont les circulations d'eau dans les colluvions marneuses qui posent le plus de difficultés, car elles sont à l'origine des mouvements de terrain, la surface de la nappe affleurant en saison humide. Une petite nappe captive est contenue dans les schistes carton.

Une première approche des caractéristiques mécaniques des terrains a été faite. Pour les fondations, compte tenu de l'expérience acquise sur d'autres ouvrages et de l'importance des efforts transversaux attendus, le choix a été fait de réaliser 4 puits de grands diamètres de l'ordre de 5m et de profondeur de l'ordre de 15m.

ETUDE DU PROJET

Le choix définitif du projet a été fait après un concours réunissant architectes et bureau d'études sur cinq types de variantes. C'est le groupement Forster - Sogelerg, SERF et EEqui a été retenu pour un ouvrage haubané, reprenant les grandes lignes de l'avant-

projet de l'administration. Il s'agit d'un ouvrage de 2460m de longueur, comportant 6 travées de 342m et 2 travées de rive de 204m ; il domine le Tarn de 260m, la pile la plus haute est de 245m ; en comptant le pylône de haubanage, la hauteur totale de l'ouvrage est de 350m environ, soit la hauteur de la tour Eiffel (Figure 10).

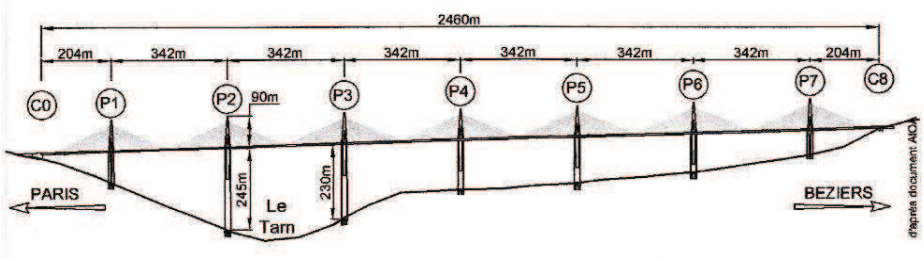


Figure 10 : Caractéristiques générales du viaduc de Millau (d'après AIOA, in [4])

Du point de vue géotechnique, une inconnue restait à lever : l'implantation exacte de la pile P3, située à la base du versant du plateau de France, en rive gauche du Tarn. La proximité d'une zone faillée et broyée (Figures 8 et 11) et la présence d'un talweg profond a conduit à réaliser quelques sondages carottés complémentaires. La position des différentes piles ayant alors été fixée, la campagne de reconnaissance complémentaire a été fixée pour chacune des piles, en fonction des problèmes attendus.

Les sondages avaient une profondeur de 35m à 40m, car l'avant-projet avait montré que les puits de fondation seraient de 15m environ et ces sondages étaient situés dans l'axe prévisible des puits. Nous avons ainsi vérifié l'exactitude du modèle (Figure 11) et l'absence d'anomalie, comme par exemple des pendages locaux très forts, qui auraient pu entraîner des problèmes de stabilité sur le versant. Pour détecter d'éventuels karsts dans les formations calcaires, nous avons utilisé le radar de sondage ; il a permis d'augmenter le rayon d'investigation des sondages et de nous confirmer qu'il n'y avait pas de cavités dans un cylindre de 5m à 6m de rayon, soit deux fois le diamètre supposé du puits et, environ l'ensemble des terrains sous la semelle. Le seul vide (60cm de hauteur) mis en évidence sur un des sondages de la pile P4 s'est révélé de faible ampleur.

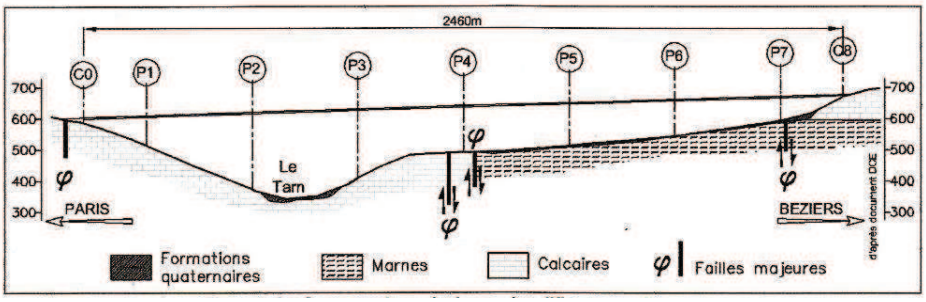


Figure 11 : Coupe géologique simplifiée sous l'ouvrage. Noter la faille au rejet important, près de la pile P4, qui a pour conséquence de limiter l'extension la zone des marnes vers le sud (Béziers), et la zone faillée près de la pile P4 (d'après DCE, in [4])

Formation / Site	RMR	σ_c (MPa)	E (GPa)		Serafim Pereira (1983)	Bieniawski (1976)	Hoek (1996)	Dilatomètre	Valeurs retenues CT	Valeurs retenues LT
Hettangien versant nord (Calcaires et dolomies)	50	50	25	V	4,2	3,7	2,2		4	3,5
				H	10	4,5	5,3	3 à 7	7	
Sinémurien versant nord (Calcaires et dolomies)	65	60	25	V	9,4	4,5	5,5		6	5
				H	22,4	6,2	13		10	
Hettangien centre (Calcaires et dolomies)	55	50	25	V	6	3,9	3,2		5	4,5
				H	14,1	5,2	7,5	3 à 7	10	
Sinémurien centre (Calcaires et dolomies)	70	60	25	V	15	5,2	8,7		12	10
				H	35,5	8	20,6	5 à 11	25	
Toarcien, Domérien, Aalénien Marnes noire microfissurées	45	7		V	3,2	0,3	0,6		0,5	0,3
				H	7,5	0,4	1,5		0,8	
Toarcien, Domérien, Aalénien (Marnes noires saines)	60	15		V	7,9	0,7	2,3		1,5	0,9
				H	18,8	0,9	5,5		3	

Figure 12 : Paramètres de déformabilité des différentes unités lithologiques

Pour apprécier les caractéristiques du massif rocheux, nous avons utilisé l'approche de Bieniawski, en calculant le RMR à partir des observations de terrain, de la description des carottes et des essais pratiqués en laboratoire, principalement la résistance à la compression simple. La classification a été ensuite utilisée pour évaluer les caractéristiques de déformabilité et de résistance à l'échelle du massif rocheux (Figures 12 et 13). L'évaluation des caractéristiques mécaniques est alors faite sur la base de corrélations.

Formation / Site	RMR	σ_c (MPa)	m_i	m	s	c (MPa)	φ (MPa)
Hettangien versant nord (Calcaires et dolomies)	50	50	8	1,341	0,004	0,7	40
Sinémurien versant nord (Calcaires et dolomies)	65	60	8	2,212	0,018	2	37
Hettangien centre (Calcaires et dolomies)	55	50	8	1,662	0,007	1	39
Sinémurien centre (Calcaires et dolomies)	70	60	8	2,943	0,044	2,7	36
Toarcien, Domérien, Aalénien (Marnes noires microfissurées)	45	7	3	0,421	0,002	0,1	30
Toarcien, Domérien, Aalénien (Marnes noires saines)	60	15	4	0,993	0,013	0,5	30

Figure 13: Paramètres de résistance des différentes unités lithologiques

La validité des corrélations étant discutable pour les marnes noires (roche tendre évolutive), trois essais de pieux ont été réalisés pour déterminer leur résistance et leur module de déformation, en particulier le module horizontal. Ces essais de sollicitations horizontales, de traction et de compression ont permis de mieux encadrer les caractéristiques mécaniques déterminées par application des classifications géomécaniques ([3]).

Compte tenu du pendage défavorable des couches du versant nord et de la présence de zones finement litées, il est nécessaire de connaître les caractéristiques de cisaillement des joints de stratification, pour apprécier la stabilité globale de la fondation. Des essais de cisaillement alterné ont été faits sur des joints, les plus lisses ; la valeur la plus faible mesurée est un angle de frottement de 25° qu'il faut comparer au pendage des couches : 15° sur le versant nord ; en l'absence d'eau, la stabilité est bonne.

A partir de ces données, le calcul des fondations a été fait d'une manière classique, mais en prenant volontairement des hypothèses très conservatrices : les puits ne travaillent pas

en traction, le frottement latéral n'est pas pris en compte. La stabilité globale du massif, en particulier sur le versant nord (pendage défavorable) a été étudiée en détail. Sur le versant sud, deux piles seulement sont situées dans la zone instable ; pour apprécier les poussées que l'on aurait pu observer en cas de glissement, un puits expérimental a été réalisé. « Malheureusement », pendant la période d'étude, il n'y a pas eu de glissement à cause de la sécheresse. Pour réaliser les plates-formes de travail, il a été nécessaire de décaper toutes les colluvions ; le problème important a donc été la stabilité des talus de ces plates-formes, en particulier pour la pile P7, où l'épaisseur des colluvions était maximale. Le tableau (Figure 14) résume les caractéristiques des fondations, pour la solution d'un ouvrage en béton dont l'étude avait été très détaillée. Le tablier de l'ouvrage réalisé étant métallique, les données réelles sont très légèrement différentes.

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Hauteur en m	94,5	244,8	221,7	144,5	136,4	109,3	77,6
Encastrement	10	11	12,5	11	15	17	16
Diamètre	4,5	5,5	5	5	5,5	5,5	4,5
Elargissement		2	2,5	1	2	2	2,5
Distance entre puits	11*12	11*20	11*18	10*15	14*14,5	14*14	12*12
Semelle	17,5*18,5	18,5*27,5	18*25	17,5*22	21,5*22	21,5*21,5	18,5*18,5
N en MN	360	521	489	407	399	387	355
ML en MN.m	1442	1731	743	584	934	717	1698
MT en MN.m	1595	3659	4162	2846	2837	2198	241

N, ML et MT : cas de calcul d'efforts en service

Figure 14 : Caractéristiques techniques des fondations des piles du viaduc

Une étude du risque sismique a été faite, bien que la zone ne soit pas considérée comme étant particulièrement exposée à ce risque. Elle été conduite à partir de la sismicité historique et des enregistrements de la sismicité sur les 20 dernières années. Elle a montré que l'épicentre du séisme le plus proche était à 20km de l'ouvrage et que sa magnitude était inférieure à 4 ; le séisme n'est donc pas dimensionnant pour cet ouvrage.



Figure 15 : Vue du viaduc, en fin de chantier, vers le sud (à gauche direction Béziers, sens opposé à celui des Figures 6, 8, 10 et 11)

REMERCIEMENTS

Une version voisine de cet article a été publiée à l'occasion du Symposium international Géoline (Géologie et ouvrages linéaires), 23-25 mai 2005. Les communications furent éditées par Marcel Arnould et Patrick Ledru aux Editions du BRGM. Marcel Arnould était le président du Comité scientifique du symposium.

BIBLIOGRAPHIE

[1] BRGM : *Carte ZERMOS, région de Millau*, 1977

[2] BRGM : *Carte géologique de la France à 1/50 000, Millau*, 1984

[3] M. Rat, O. Givet : "*Le viaduc de Millau*", Proc. 9th int.Congress on Rock mechanics, Paris, vol 3, (1999) 1639-1647

[4] F. Schlosser : "*Les fondations du viaduc de Millau : méthode observationnelle et contrôle des risques*", Geoline 23-25 mai 2005, 12p.

APPORT DES ETUDES GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES A LA CONCEPTION DU TRACE DE L'AUTOROUTE EGNATIA EN GRECE DU NORD, SECTION THESSALONIQUE - KAVALA

MARIA CHATZIANGELOU, BASILE CHRISTARAS
Université Aristote de Thessaloniki, Ecole de Géologie,
Laboratoire de Géologie de l'Ingénieur, 54124-Thessalonique, Grèce

RESUME

Le présent article décrit les conditions géologiques et géotechniques qui ont contrôlé la construction de l'autoroute « Egnatia Est », plus précisément, le long de la section de Thessalonique à Kavala, avec des problèmes de stabilité des pentes et de creusement des tunnels. Les méthodes de soutènement et de protection mises en œuvre sont présentées. Les choix à l'origine du tracé et de la conception des ouvrages sont présentés dans un contexte géomorphologique, prenant en compte les conditions de stabilité des pentes et de creusement des tunnels, ainsi que les différents dispositifs de soutènement nécessaires.

MOTS-CLES : Tracé autoroutier, Géologie, Géomécanique, Talus, Tunnels, Egnatia

ABSTRACT

The present paper describes the geological and geotechnical settings along Thessaloniki – Kavala section of Egnatia Highway in the North of Greece, examining the suitability of the design of the Highway. Driving from west to east, the characteristic areas of stability problems are described, furthermore to tunneling stability. The support measures are also estimated. So, taking into account the morphology of the area, the causes of failures and the required supports, the design of the highway is considered.

KEY-WORDS: Motorway route, Geology, Geomechanics, Slopes, Tunnels, Egnatia

INTRODUCTION

La section de l'autoroute Egnatia (Est), qui est présentée dans cet article, a 165km de longueur et relie les villes de Thessalonique et de Kavala, en Grèce du Nord (Figure 1). Elle est construite parallèlement à la vieille route qui reliait les villages de la région. L'autoroute est divisée en trois sections : i) Nymphopetra (village) - Asprovalta (petite ville), de 40km de longueur, ii) Asprovalta - Strymon (fleuve), d'environ 20km de longueur et iii) St. Andreas (village) - Strymon, d'environ 40km de longueur. La construction de l'autoroute est maintenant terminée.

Suivant un itinéraire d'Ouest en Est, au début de la première partie « Nymphopetra - Strymon», l'autoroute passe par la rive nord du lac Volvi, au pied du Mont Vertiscos. Vers l'Est, l'autoroute traverse la région montagneuse des Kerdyllia, le fleuve Strymon, aboutissant à la montagne de Pangaion et au Mont Symvolo.

Le tracé comporte cinq nouveaux tunnels : i) le tunnel de Vrasna, sur la section «Nymphopetra – Asprovalta », ii) les 3 tunnels d'Asprovalta sur la section «Asprovalta – Strymon » et iii) le Tunnel du Symvolo, sur la dernière section «St. Andreas – Strymon ».



Figure 1 : L'autoroute Egnatia, de Thessalonique à Kavala

Des données tectoniques ont été utilisées pour la classification des massifs rocheux suivant les méthodes RMR ([1]), SMR ([2], [3]), en vue de caractériser la qualité des masses rocheuses et d'estimer les conditions de stabilité des pentes et des parements à l'intérieur des tunnels. Le test de Markland [4] pour estimer la stabilité des pentes rocheuses fissurées et les méthodes de calcul à la rupture ([5]) pour estimer la stabilité des pentes de sol ont permis d'établir les valeurs des facteurs de sécurité .

DESCRIPTION GÉOLOGIQUE

Au début de la section « Nymphopetra – Strymon », on trouve des gneiss, des amphibolites et des couches minces de marbres. Ces formations sont recouvertes par des dépôts lacustres du Plio-Pléistocène, constitués généralement de couches de graviers et de sable. Plus à l'est, dans la région de Kerdyllia, on observe généralement des gneiss et des marbres, traversés par des veines de pegmatite. Il existe aussi des dépôts alluviaux le long des fleuves.

A l'est du fleuve Strymon, l'autoroute traverse le Mont Symbole, composé de gneiss, de schistes et de marbres. Le granite caractéristique de cette région, daté de l'Éocène - Oligocène, se situe plus en profondeur que les excavations. Il est responsable de l'apparition de chlorite dans les zones de contact entre granite et gneiss.

PREMIÈRE SECTION DE L'AUTOROUTE, DE NYMPHOPETRA À ASPROVALTA

Suivant la direction d'ouest en est, la route passe d'abord près de la rive nord du lac Volvi. C'est la zone la plus propice à la construction, du point de vue morphologique, par référence à l'état d'altération des roches, avec différents aspects techniques et économiques. Elle est parallèle à l'ancienne route qui passe près de la rive sud du lac. L'orientation du tracé est parallèle à la direction de schistosité des formations géologiques. Au cours des travaux de construction, des glissements de terrain de petite échelle se sont produits.

PENTE O11 (CH.20+500 – CH.20+800)

La pente « O11 » est caractérisée par des dépôts lacustres. Une faille d'orientation 255/46 (la convention du vecteur pendage : azimut du vecteur / angle de pendage est utilisée pour l'orientation des discontinuités) traverse ces dépôts. Ils sont susceptibles de glisser le long de la direction de la stratification 162/39. Deux ruptures en dièdre se sont réalisées avec d'une part, i) la stratification orientée 162/39 et une faille orientée 255/46 et d'autre part, ii) des joints orientés 101/84 et la stratification orientée 162/39 (Figure 2).

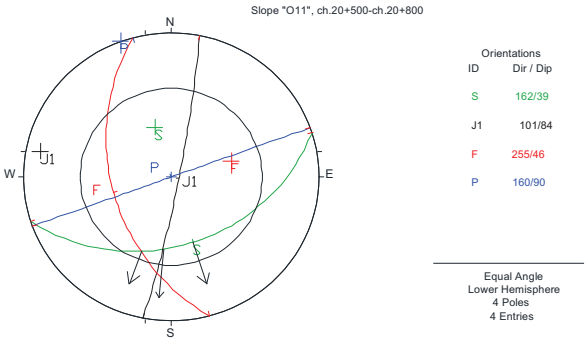


Figure 2 : Glissements potentiels le long de la pente "O11"

Un cercle de glissement critique a été estimé en fonction de la géométrie de la pente (15m de hauteur, pente verticale). Le rayon du cercle critique a été estimé à 15m et le calcul du facteur de sécurité en conditions saturées a donné la valeur 3. Pour éviter tout risque de glissement, une pente de 34° a été proposée, avec dans ce cas un rayon de cercle critique estimé à 29 m et un facteur de sécurité de 5 en conditions saturées.

PENTE O19 (CH.25+215,89 - CH.25+373,95)

La région est située au pied d'une zone montagneuse, sur la rive orientale du lac de Volvi. Les terrains sont constitués de gneiss altérés comportant des intercalations pegmatitiques. La mauvaise qualité de la masse rocheuse, avec une orientation de la schistosité défavorable, expliquent les glissements apparus. L'étude a conduit à la détermination de deux types de glissements possibles. Le premier correspond à une

rupture plane le long de la schistosité, d'orientation 221/36, tandis que le second correspond à une rupture en dièdre, formée par une faille d'orientation 195/60, la schistosité d'orientation 221/36 et des joints d'orientation 357/52.

Selon le test de Markland [4], la schistosité du gneiss, d'orientation 221/36, étant généralement parallèle à la direction de la pente et son pendage plus faible que la pente, est la cause des glissements plans. Deux approches ont été considérées, afin de protéger la pente contre les glissements (Figure 3) : i) la diminution de la pente du talus ou ii) la modification du tracé de l'autoroute. La géométrie de la pente a été adaptée afin d'assurer la stabilité des talus, sans modifier le tracé de l'autoroute.

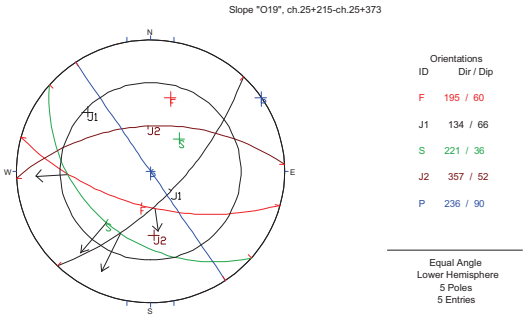


Figure 3 : Glissements potentiels le long de la pente "O19"

Tenant compte que l'angle de frottement du matériau est égal à 21°, un angle de pente, inférieur à 34° pouvait assurer la stabilité. Afin d'analyser la stabilité du dièdre, un angle de frottement de 21° a été utilisé pour la surface de faille et 25° pour les surfaces de schistosité. Ainsi, selon cette approche, le facteur de sécurité SF par rapport à la rupture en dièdre est égal à 4,18, ce qui correspond à un haut niveau de stabilité.

Le gneiss est très altéré (par les eaux météoriques, les brouillards marins, etc.) et de ce fait sa cohésion très faible le fait ressembler à un sol. Ainsi, pour la stabilité de la pente, un cercle critique de glissement a été déterminé. La stabilité des pentes a été calculée, considérant un poids spécifique de 26,5kN/m^3, un angle de frottement égal à 22° et une cohésion des discontinuités égale à zéro. Deux gradins de 10m de hauteur et de pente de talus de 34° (V/H = 2/3) ont été proposés. Des gradins verticaux de faible hauteur : 2,5m à 3,5m, avec une largeur de banquette de 5m sont créés pour améliorer les conditions de stabilité. Avec cette géométrie, le talus qui était stable en conditions sèches (SF = 2) est presque instable (SF=1) en conditions saturées.

PENTE O22 (CH.26+057 - CH.27+162)

La pente O22 se compose de gneiss très fracturés et presque totalement altérés (RQD = 5%), recouverts par la formation des sables du Pléistocène. La qualité des gneiss étant très mauvaise (RMR_{bas} = 28) la masse rocheuse se comporte comme un sol. Selon le système de classification SMR, la pente est instable. Il apparaît que le matériau altéré peut glisser le long de : i) la faille d'orientation 124/57 et ii) les joints d'orientation

99/72. Des prismes formés par les joints d'orientation 201/69, 99/72 et 124/57 (ces derniers parallèles à la faille citée) peuvent être à l'origine de ruptures planes et en dièdre (Figure 4).

Des gradins avec des pentes de talus de 45° ont été proposés pour former la pente O22 afin de se protéger des glissements plans. La hauteur maximale de la pente est d'environ 50m. Considérant que la pente est constituée de gneiss totalement altérés (C=0, φ=26°), un glissement circulaire serait possible. Selon l'analyse de stabilité réalisée, la pente est stable en conditions saturées.

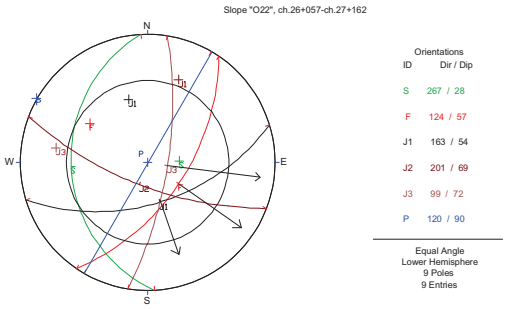


Figure 4 : Glissements potentiels le long de la pente O22

PENTE O23R (CH.26 + 057 - CH.27 + 162)

La pente O23R se compose de marbres et de gneiss avec des veines de pegmatite. Le massif rocheux est de qualité moyenne (RMR_{bas} = 53, GSI = 53-63) dans les marbres et bonne (RMR_{bas} = 68, GSI = 33-37) dans les gneiss. Selon le système de classification SMR, la pente O23R est modérément stable dans la formation de marbre, stable dans la formation de gneiss.

L'analyse de stabilité de la pente O23R a montré que l'on pouvait avoir dans les gneiss des glissements de type : i) glissement plan dans le massif rocheux de gneiss, le long des joints d'orientation 279/43 et ii) rupture en dièdre, le long des plans d'orientation 212/58 et 279/43 (Figure 5).

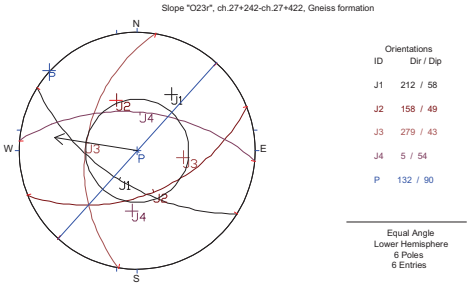


Figure 5 : Glissements potentiels, dans les gneiss, le long de la pente O23R

Dans les marbres, les joints de direction 287/71 peuvent donner lieu à des glissements plans (Figure 6).

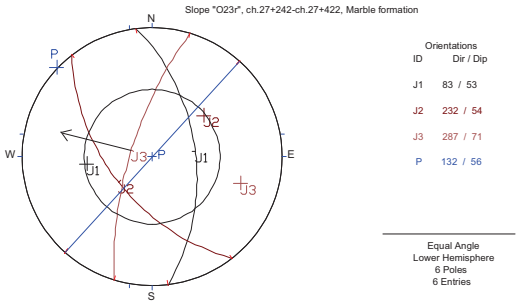


Figure 6 : Glissements potentiels, dans les marbres, le long de la pente O23R

LE TUNNEL DE VRASNA (CH.28+240 – CH.28+380)

Le tunnel de Vrasna traverse une colline basse, près du village d'Asprovalta. Le site est situé dans la partie sud de la montagne de Vertiscos. Bien que l'autoroute puisse passer sur le versant est de la montagne, évitant la construction du tunnel, la présence du village de Vrasna, qui aurait été très proche de l'autoroute, a conduit à retenir la solution tunnel. Le tunnel est constitué de deux tubes parallèles, de 12m de diamètre, de 140m de longueur chacun, orientés d'ouest en est. La qualité du massif rocheux gneissique concerné est qualifiée de médiocre (IV) à très médiocre (V) près des contacts tectoniques. La qualité du massif de marbre, moins altéré, est qualifiée de moyenne (III) à médiocre (IV) à proximité des surfaces tectoniques.

Il est bien connu que l'instabilité d'une masse rocheuse autour d'une galerie souterraine dépend du niveau des contraintes initiales au sein du massif et des caractéristiques géotechniques du massif rocheux. Dans des masses rocheuses à niveau de contrainte élevé, la rupture autour de la galerie se développe avec un comportement fragile et des phénomènes d'écaillage. La présence de nombreuses discontinuités permet par ailleurs à des masses rocheuses individuelles de glisser ou de se déplacer légèrement au sein du massif rocheux ([6]), avec dans ce cas aucune déformation plastique volumique.

Dans les tunnels peu profonds, comme le tunnel de Vrasna, l'ouvrage doit s'adapter à la géométrie des discontinuités, considérées comme la cause principale des instabilités ([7]), en tenant compte aussi du niveau de la nappe souterraine qui est généralement plus bas que la construction. Trente-sept blocs instables, de plus de 5 tonnes, ont été évalués. Afin de stabiliser ces blocs, une longueur de boulons de 6m et une épaisseur de béton projeté de 10cm ont été retenues. Compte tenu des caractéristiques de la masse rocheuse, la maille des boulons variait de 1,5mx1,5m à 1,5mx1m. Une analyse comparée a été réalisée, relative à l'utilisation de béton projeté de différentes épaisseurs, associé à l'utilisation de boulons d'ancrage. Elle a montré l'intérêt du béton projeté tout spécialement pour la stabilisation des petits blocs.

DEUXIÈME SECTION DE L'AUTOROUTE, D'ASPROVALTA AU FLEUVE STRYMONA

L'ancienne route traverse les villages d'Asprovalta, de Loggari, de Sikia et de Kerdyllia, près de la mer. L'autoroute Egnatia est située au nord de l'ancienne route, à l'écart des villages, passant au pied de la région montagneuse de Kerdyllia. Ce choix de tracé est justifié par des arguments environnementaux, évitant de perturber la vie des villages et modifiant très peu la morphologie de la région, la majorité des excavations nécessaires étant de faible hauteur. Des passages en tunnel ont permis par ailleurs d'éviter des excavations profondes. Cette section comporte ainsi quatre tunnels.

Du point de vue géologique, la région se compose de gneiss comportant des veines pegmatitiques, de marbres et d'amphibolites. Les difficultés d'excavation et la stabilité des pentes dépendent principalement de glissements par rupture plane ou en dièdre. La stabilisation de pentes de grande hauteur et le traitement de glissements de terrain sont décrits.

GRAND TALUS AU (CH.9+700)

Cette pente, de 60m de hauteur, est constituée de gneiss à biotite fracturés et altérés. De ce fait, dès le commencement de l'excavation, l'eau de pluie a affaibli la stabilité de la pente et des glissements de terrain se sont produits. Un glissement de terrain important (Figure 7) a eu lieu dans une masse rocheuse de qualité médiocre (RMR = IV).



Figure 7 : Glissement de terrain au CH 9+700

Après apparition de fissures de traction en tête, des ruptures circulaires se sont réalisées. Le calcul du cercle critique, à 50m de profondeur, en conditions non saturées donnait un facteur de sécurité de 1,66. En conditions saturées, résultant de pluies importantes, le facteur de sécurité était égal à 1,16.

Une pluie forte, qui eut lieu en mars 2002, est à l'origine d'un glissement de terrain au niveau d'un secteur constitué de roche fracturée en petits blocs et bien altérée. Un glissement pseudo-circulaire de ce matériau non cohésif était délimité à l'est de la pente par un plan de faille d'orientation 115/65 et à l'ouest de la pente par une surface ancienne de glissement d'orientation 120/76 (Figure 8). La pluie a été le facteur de déclenchement de ce glissement de terrain ([8]).

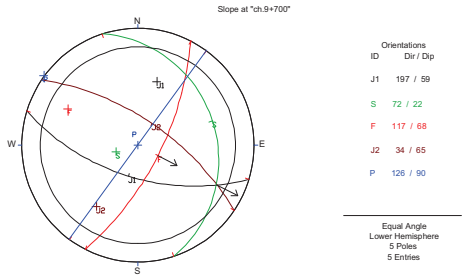


Figure 8 : Glissements potentiels le long de la pente CH.9+700

Le profil géométrique de la pente a été modifié et a permis d'augmenter le facteur de sécurité de 25% en conditions non saturées (SF = 2,08) et de 35% en conditions saturées (SF = 1,57).

GLISSEMENT DE TERRAIN DANS LA GRANDE TRANCHEE DE CH.10+500 A CH.10+700

Une tranchée ouverte a été creusée au niveau de la partie sud du tunnel Asprovalta II. Elle a remplacé le tube droit du tunnel (Figure 9).



Figure 9 : Grand glissement de terrain analysé

L'excavation de la pente a été effectuée du haut vers le bas. Les formations géologiques, qui ont été observées lors de l'excavation, étaient fortement plissées et constituées de gneiss avec des joints de directions nord et sud-est, de marbres avec des joints de directions ouest et sud-est et d'amphibolites. La schistosité était orientée nord-est ou sud-est. Des joints de direction sud et ouest étaient présents. Les gneiss et les marbres étaient traversés par trois failles de directions NW, NE et SE.

Selon le système de classification RMR, la qualité de la masse rocheuse a été caractérisée comme médiocre à très médiocre (RMR_{bas} = 22-40, RMR = 3-17). Une partie de la pente, entre les CH.10+570 et CH.10+640, était constituée par des formations d'amphibolites et de marbres, de qualité moyenne à médiocre (RMR_{bas} = 42-49, RMR = 24-35). Selon le système de classification SMR, la pente excavée était très instable.

Entre les CH.10+505 et CH.10+556, se présentait un risque de glissement le long de la schistosité d'orientation 213/35. La même formation, entre les CH.10+510 et CH.10+520, pouvait être l'objet de glissements le long de la schistosité d'orientation 246/42 (Figure 10).

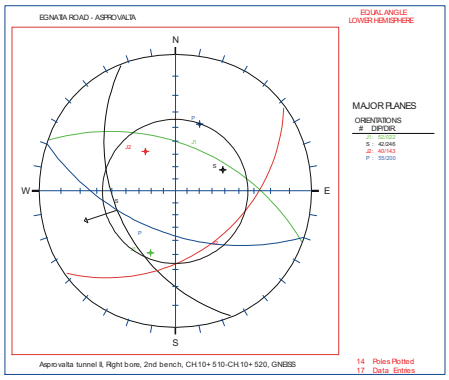


Figure 10 : Glissements potentiels dans les gneiss, entre le CH.10+510 et CH.10+520

Entre les CH.10+670 et CH.10+680 se présentaient des gneiss complètement altérés, avec des glissements possibles le long de la schistosité d'orientation 229/48 et des joints d'orientation 169/53 ou 125/85. Entre le CH.10+600 et CH.10+640, la formation de marbre pouvait donner lieu à des glissements sur la schistosité d'orientation 195/39 et les joints d'orientation 278/76 (Figures 11 et 12).

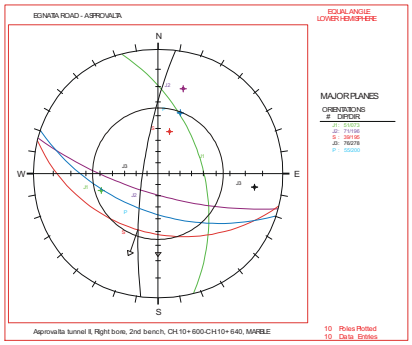


Figure 11 : Glissements potentiels, dans les marbres, sur la 2ème berme, entre le CH.10+600 et CH.10+640

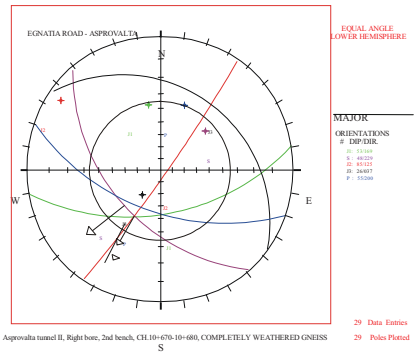


Figure 12 : Glissements potentiels, dans les gneiss altérés, sur la 2ème berme, entre le CH.10+670 et CH.10+680

Un glissement de terrain de grande dimension s'est produit entre le CH.10+533 et le CH.10+620, à peine l'excavation terminée (Figure 9, [9]).

Tenant compte de l'utilité de la tranchée ouverte et cherchant des solutions alternatives afin d'éviter la mise en œuvre de moyens coûteux de stabilisation de la pente, trois autres idées ont été examinées ;

- Le changement de tracé par déplacement de l'autoroute vers le nord ;
- Le changement de tracé par déplacement de l'autoroute vers le sud ;
- L'excavation du tube droit du tunnel, par la méthode de la tranchée couverte.

La zone nord étant montagneuse, le déplacement de l'autoroute vers le nord aurait nécessité des excavations plus profondes et des tunnels plus longs, rendant le nouveau tracé plus difficile et coûteux.

Du fait que le village d'Asprovalta se trouve juste à coté, au sud, un déplacement de l'autoroute vers le sud aurait créé des problèmes communautaires.

Ainsi, la 3ème solution devenait la plus logique et la plus facile. En outre, du point de vue environnemental, cette solution était acceptable.

LES TUNNELS D'ASPROVALTA (CH.10+022 - CH.10+708). SOUS-SECTION ENTRE LE VILLAGE ASPROVALTA ET LE FLEUVE STRYMON

Les tunnels d'Asprovalta sont deux tunnels d'environ 250m de longueur chacun. Le tunnel I est construit en deux tubes tandis que pour le tunnel II le tube droit est finalement construit en tranchée couverte, comme indiqué dans le paragraphe précédent.

Les formations géologiques qui ont été traversées par les tunnels sont constituées de gneiss fissurés légèrement altérés, de marbres fracturés moyennement altérés, d'amphibolite de bonne qualité, avec des veines de pegmatite et d'aplite [7].

Les déformations, mesurées durant l'excavation, étaient de moins de 8,7cm le long de l'axe X et moins de 4,4cm le long de l'axe Y. Des ruptures de grande extension ne pouvaient se produire. Mais des ruptures en coin se sont produites avec glissement et chute de très petits blocs, puis par évolution régressive déstabilisation de plus gros blocs en arrière. L'installation de boulons d'ancrage a permis d'augmenter le facteur de sécurité de 8%.

TROISIÈME SECTION DE L'AUTOROUTE, DE LA RIVIÈRE STRYMON AU CARREFOUR ST. ANDREAS

La troisième partie de l'autoroute passe le long de la vallée du fleuve de Marmaras, au pied du mont Pangaion. Il n'y a pas d'excavation de pente parce que la région est plate. La dernière partie, entre Mesia Village et le carrefour de St Andréas, a donné lieu au creusement d'un tunnel, là où la route traverse la montagne Symbole.

TUNNEL DU MONT SYMBOLE DE STRYMON A ST.ANDREAS

Le tunnel du Mont Symbole appartient à la sous-section « Fleuve Strymon River – Village Nouveau Peramos » de l'autoroute Egnatia. Le tunnel, orienté d'ouest en est, est constitué de deux tubes parallèles, de longueur 1150m chacun. Du point de vue géologique, la région est située dans le massif de Rila - Rhodope, constitué de gneiss, de schistes, d'amphibolites, de marbres et de roches plutoniques. Les masses rocheuses sont fissurées et une nappe phréatique est présente sous le niveau de l'autoroute.

Les formations gneissiques sont généralement de qualité moyenne (RMR = III), passant progressivement à médiocre (RMR = IV) près de contacts tectoniques avec les marbres. Les formations granitiques et schisteuses sont généralement de qualité très médiocre (RMR = V).

Les instabilités des masses rocheuses sont dues à : i) des chutes de blocs ou des glissements en toit et ii) des ruptures planes le long des joints.

Quatre blocs (ou dièdres) sont tombés du toit et cinq blocs ont glissé le long d'une surface d'orientation 0/90. Des glissements plans ont aussi été observés. Selon l'étude

des directions des discontinuités, des glissements ont eu lieu à la paroi droite du tube le long des surfaces d'orientation 233-239/52-60, 190-196/67-76 et 207-229/49-69. De même, des glissements ont eu lieu à la paroi gauche du tube le long des surfaces d'orientation 49-55/57-61, 12/60, 61/68 et 40/71.

Tenant compte de l'orientation et de l'espacement des discontinuités ainsi que de la qualité de la masse rocheuse, l'espacement des boulons d'ancrage a été défini, variant de 1mx1,5m à 2mx1m. La longueur des boulons a été calculée égale à 2m.

LA CONCEPTION DU TRACE DE L'AUTOROUTE

Comme il a été décrit ci-dessus, l'autoroute Egnatia de Thessalonique à Kavala est située à proximité du lac de Volvi et à proximité de la mer Egée. En regardant la Figure 1, la route se présente comme un arc de 165km de longueur. Ce tracé ne constitue pas le chemin le plus court, un tracé linéaire, théorique, ayant une longueur de 130km.

Le choix du tracé résulte en fait des raisons suivantes :

- Un tracé linéaire passerait à travers les montagnes et la construction de l'autoroute aurait nécessité de nombreux tunnels profonds et longs qui auraient augmenté significativement le coût de la construction, par rapport à la solution actuelle ;
- Un tracé linéaire ne saurait s'adapter au contexte structural des massifs géologiques (orientations de la stratification ou de la schistosité, zones faillées). Ainsi, les systèmes de soutènement des excavations seraient plus complexes à mettre en œuvre et plus coûteux par rapport aux excavations actuelles ;
- Le temps nécessaire pour construire l'autoroute suivant un tracé linéaire aurait été beaucoup plus grand, comparé à la solution actuelle ;
- Les travaux d'excavation et de soutènement de nombreux tunnels profonds, pour un tracé linéaire, auraient augmenté la probabilité d'accidents de chantier, par rapport aux conditions de chantier qui ont prévalu pour les excavations et soutènements des trois tunnels, peu profonds, de Asprovalta - Strymon.

CONCLUSIONS

Cet article a présenté la façon dont le tracé de l'autoroute Egnatia, dans la section Thessalonique - Kavala, s'est adapté au contexte géologique, avec les approches de la géologie de l'ingénieur, d'abord par l'analyse du meilleur choix de tracé. Une attention particulière a été portée sur les phénomènes d'instabilités potentielles, les méthodes d'excavation et les mesures de soutènement.

Les causes des phénomènes d'instabilité ont été étudiées. Elles résultent à la fois des contextes structuraux (orientations des discontinuités de différentes natures) et de la qualité mécanique des masses rocheuses, souvent très fracturées et très altérées. Les précipitations ont contribué également aux glissements de terrain. Des analyses paramétriques, prenant en compte différents profils géométriques de pentes, intégrant la présence de soutènement, permettent de trouver les solutions adaptées, présentant un niveau de stabilité correct. Un glissement important au niveau d'une grande excavation

n'a pu être évité. En définitive dans ce cas, la solution tunnel (tube droit du tunnel II d'Asprovalta) aurait peut-être été la bonne.

Les tunnels ont été disposés en partie inférieure des versants afin de faciliter l'excavation. Ces tunnels ont fait l'objet de soutènement par béton projeté et boulons d'ancrage. Par comparaison des différentes méthodes de soutènement, le béton projeté (dont l'épaisseur doit être bien étudiée) présente une bonne efficacité pour les masses rocheuses prédécoupées en petits blocs par rapport aux boulons d'ancrage.

Enfin, une comparaison entre le tracé actuel et un tracé linéaire théorique a permis de montrer qu'il était nécessaire de bien s'adapter au contexte géomorphologique et géomécanique si l'on voulait éviter différentes difficultés liées à la stabilité des pentes excavées ou au soutènement de tunnels profonds. Le tracé retenu a permis de minimiser le coût et les risques liés à la construction.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] Z.T. Bieniawski : "*Engineering rock mass classification*", New York Wiley, (1989)

[2] M. Romana : "*New adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slopes*", Proc. Int. Symp. Rock Mech. Excav. Min. Civ. Works, ISRM, Mexico city, (1985) 59-68

[3] P. Marinos, E. Hoek, N. Kazilis, G. Agistalis, V. Marinos : "*The tunnels of Egnatia highway, Greece. Design and construction in a variety of rock masses under difficult geological conditions. Geology and linear infrastructures*", Proceedings of Int. Symposium Lyon, (2005)

[4] J.T. Markland, "*A useful technique for estimating the stability of rock slopes when the rigid wedge sliding type of failure is expected*", Imperial College Rock Mechanics Research Report 19, (1972) 1-10

[5] A.W. Bishop : "*The use of the slip circle in the stability analysis of slopes*", Geotechnique 1, (1955) 7-17

[6] E. Hoek, P.K. Kaiser, W.E. Bawden : "*Support of underground excavations in hard rocks*", Balkema Pbl. Roterdam, (1995) 215

[7] B. Christaras, M. Chatziangelo, E. Malliaroudakis, S. Merkos : "*Support Capacity of wedges and RMR classification along the Asprovalta tunnel of Egnatia Highway, in n. Greece*", 9th Congress of the International Association for Engineering Geology and the Environment, J.L. van Rooy and C.A. Jermy, ISBN No.0-620-28559-1, (2002)

[8] M. Chatziangelou, B. Christaras : "*Influence of rainfall on slope stability at Egnatia highway, Asprovalta-Strymonas part (chainage 9+700)*", J. of the Mechanical Behavior of Materials 16, 1-2 (2005) 21-26

[9] M. Chatziangelou, B. Christaras : "*A landslide along the "Asprovalta-Strymonas" part of Egnatia Highway in Northen Greece*", Proc. Of Int. Symp. Geoline Lyon, (2005)

[10] M. Chatziangelou, B. Christaras : "*Geological instabilities along Thessaloniki – Kavala Section of Egnatia Highway in North Greece*", Proc. of Int. Symp and the 7th Asian Regional Conference of IAEG, Vol. 1 September 9-11, Chengdu China, (2009)

[11] M. Chatziangelou, A.C.H. Thomopoulos, B. Christaras : "*Excavation data and failure investigation along tunnel of Symbol Mountain*", Bulletin of the Geological Society of Greece, (2010)

Géologie de l'ingénieur et risques naturels

Engineering geology and natural hazards

AUX ORIGINES DE LA REGLEMENTATION FRANÇAISE ACTUELLE EN MATIERE DE MOUVEMENTS DE VERSANTS : LA COULEE DU PLATEAU D'ASSY EN 1970

PIERRE ANTOINE[1], JACQUES DEBELMAS[2], JEAN-LOUIS DURVILLE[3],
[1] 4, rue du Jouffrey, 38180 Seyssins, France
[2] 10, chemin Carronnerie, 38700 La Tronche, France
[3] MEDDTL-CGEDD, Tour pascal B, 92055 La Défense Cedex, France

RESUME

Un sanatorium du plateau d'Assy (Haute-Savoie) fut partiellement détruit par un glissement-coulée en avril 1970, causant la mort de 71 personnes, presque exclusivement des enfants. La recherche des causes de cette catastrophe et des éventuelles responsabilités mit en évidence le manque de connaissance scientifique sur les instabilités de versants naturels et la faible perception du danger chez les autorités comme chez les particuliers. L'absence d'une réglementation adaptée en matière d'urbanisme en découlait et le cadre juridique de la gestion des risques était très insuffisant. A partir de ces constatations et pour combler les lacunes ainsi révélées, des méthodes d'évaluation et de cartographie des aléas ainsi que des réglementations spécifiques furent peu à peu établies, ce qui nous fait considérer l'année 1970 comme une date charnière, en France, pour la gestion des risques de mouvement de terrain. Le glissement-coulée du plateau d'Assy reste un phénomène exceptionnel, considéré comme imprévisible à l'époque ; il en serait probablement de même aujourd'hui, en particulier pour ce qui est de la distance parcourue par la coulée.

MOTS-CLES : Glissement, Coulée, Cartographie d'aléa, Réglementation, Assy

ABSTRACT

A sanatorium located on the Plateau d'Assy (Haute-Savoie) was partially destroyed in April 1970 by a flow slide, resulting in the death of 71 people, most of them being children. The flow slide was considered unforeseeable by the experts. It would not be different today, particularly as far as the run-out distance is concerned. Looking for the causes of this catastrophic event and for the possible responsibilities evidenced the lack of scientific knowledge about landslides and hazard mapping, and of perception of the danger linked to the geological hazards in mountainous areas. This resulted in an absence of a well-fitted land use regulation. In order to fill the gap underlined by this catastrophic event, landslide hazard mapping has developed and specific rules about land use were progressively established, that make us consider the year 1970 as a turning point in the French management of landslide hazards.

KEY-WORDS: Landslide, Flow slide, Hazard mapping, Regulation, Assy

INTRODUCTION

Les mouvements de terrains, d'ampleur variable, affectent depuis toujours les activités humaines. Autrefois, lorsque notre pays était beaucoup moins peuplé et les moyens d'information quasi-inexistants, seuls les plus spectaculaires d'entre eux frappaient les imaginations et faisaient l'objet de quelques narrations par des spectateurs ou des chroniqueurs. Il en fut ainsi pour le célèbre écroulement de la falaise nord du Mont Granier, à l'extrémité septentrionale du massif de la Chartreuse, survenu en 1248, lequel aurait causé un très grand nombre de victimes. La catastrophe est rapportée (entre autres) par un moine bénédictin anglais qui la considère comme la conséquence des pratiques d'usure et de débauche des Savoyards, habitués (d'après lui) à égorger et à piller les voyageurs et les pèlerins [1]. Deux siècles plus tard, en 1442, un nouveau phénomène spectaculaire se manifesta plus au sud avec l'écroulement du Claps de Luc-en-Diois qui barra le cours de la Drôme, ce qui provoqua la formation de deux lacs (apparemment sans causer de victimes, mais seulement la perte de riches terres agricoles- ce qui était fort grave dans cette région rocheuse et aride et par conséquent pauvre). Le plus grand, d'une surface de 17ha environ, subsista jusqu'en 1788.

A ces époques anciennes les hautes vallées alpines n'étaient guère peuplées. Les deux catastrophes précédemment citées ont eu lieu dans des montagnes de moindre altitude, plus propices à la colonisation humaine, et ont donc suscité des témoignages. On voit alors se dessiner la trame de ce que l'on appellera plus tard le risque de « mouvement de versant » : il faut des pentes importantes et des terrains propices, ainsi que des victimes potentielles. Tout ceci était cependant plus ou moins négligé par la puissance publique jusqu'à ce que « l'aménagement de la montagne », pour des raisons économiques, entraîne un véritable urbanisme montagnard avec le développement d'agglomérations touristiques et thermales.

Vers les années 1950, on vit se développer des stations de ski de plus en plus ambitieuses, ce qui eut comme conséquence la multiplication de bâtiments en dur dans des lieux considérés quelques décennies auparavant comme inhospitaliers. Ces aménagements nécessitaient la réalisation ou l'amélioration de nombreuses voies de desserte routières qui allaient souvent se trouver à l'origine d'instabilités de versants ou bien en subir les conséquences. Les aménageurs responsables de ces premiers projets étaient établis dans des métropoles lointaines et connaissaient mal le milieu montagnard. Les premiers ennuis se manifestèrent rapidement et il fallut rechercher des responsables. Il apparut que les spécialistes des milieux naturels montagnards que sont les géologues, tout autant que les fonctionnaires chargés de la sécurité publique, manquaient de références et de repères en la matière. Ils devaient rapidement procéder à une mise à jour de leurs connaissances, ce qui revenait pour les uns (les géologues) à s'intéresser à des phénomènes qu'ils ne considéraient guère jusque là, et pour les autres (les fonctionnaires) à constater qu'ils ne disposaient pas d'outils réglementaires et juridiques assez précis pour déterminer équitablement des responsabilités en la matière.

En 1970, deux dramatiques accidents ont lieu dans les Alpes du Nord : l'avalanche de Val-d'Isère et le glissement-coulée du Plateau d'Assy, faisant respectivement 39 et 71 victimes. Cet article décrit l'événement du Plateau d'Assy et ses répercussions sur la prise ne compte du risque d'instabilités de versant en France.

LA SITUATION AVANT 1970

LES CONNAISSANCES GEOLOGIQUES

Le document de base est la carte géologique de la France dont le levé a débuté au milieu du XIX^{ème} siècle. Pour la région de Grenoble par exemple, les premières cartes (échelle 1/80 000 avec fond topographique en hachures) furent disponibles à partir de 1852 [2].

Ces cartes étaient en fait des documents d'exploration réalisés dans des conditions très difficiles, qui s'attachaient à représenter la stratigraphie et la structure des assises rocheuses. La représentation des formations et phénomènes quaternaires n'était évidemment pas la priorité. Par ailleurs, le fond topographique en hachures de la carte, dite d'État-Major, ne se prêtait pas à des levés détaillés et précis. On notera que sur la première édition de la feuille Chambéry (1901), le grand écroulement du Granier, s'il est bien mentionné en tant que tel dans la notice explicative, n'est figuré sur la carte que sous le symbole « Éboulis ». Sa délimitation est par contre excellente si l'on considère la médiocrité du fond topographique.

La figuration du relief en courbes de niveau, si elle a permis des levés beaucoup plus détaillés à l'échelle 1/20 000, transcrits pour l'édition à 1/50 000, n'a pas conduit immédiatement à une meilleure prise en compte du Quaternaire et notamment des mouvements de terrains. La « grande géologie » restait la préoccupation majeure des cartographes, mais cela était aussi à mettre au compte du manque de préparation des esprits à reconnaître et interpréter les formes liées aux mouvements de terrain, l'ampleur de certains phénomènes dépassant la perception des auteurs de cartes.

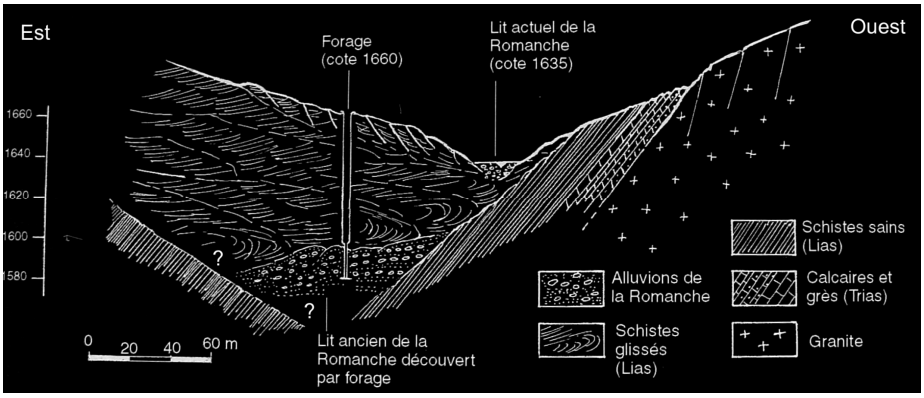


Figure 1 : Coupe du glissement de Villar d'Arène (d'après [5])

Il aura fallu l'exécution de grands travaux de génie civil dans les vallées alpines, liés aux aménagements hydroélectriques ou à l'amélioration du réseau routier, pour révéler aux géologues l'existence de mouvements de versants de grande ampleur. Il existe même des cas d'interprétation structurale erronée, comme celui rapporté dans [3] : un redoublement du flysch à Helminthoïdes avait été attribué à un pli, alors que c'est en fait le résultat d'un énorme glissement de versant.

Mais c'est un projet de barrage sur la Haute Romanche en contrebas de Villar d'Arène (étudié par M. Gignoux entre 1941 et 1943) qui apporta la preuve pour la première fois de la réalité de grands mouvements de versants. Un sondage réalisé en pied de la rive droite de la Romanche [4], après avoir traversé quatre-vingts mètres de schistes liasiques, retrouva des alluvions de la Romanche, par conséquent sous des formations glissées (Figure 1).

Mentionnons également que les glissements profonds qui affectent la vallée de l'Arc au franchissement de la zone houillère alpine n'ont été identifiés et étudiés que récemment avec la réalisation de voies autoroutières et notamment de la route d'accès au tunnel du Fréjus.

LES TEXTES LEGISLATIFS ET REGLEMENTAIRES

Un article très ancien du Code des communes énonce que la police municipale comprend notamment « le soin de prévenir, par des précautions convenables (...), les éboulements de terre ou de rochers ». L'application qui en est faite répond le plus souvent à une situation d'urgence, où l'évacuation des habitations menacées de façon grave et imminente s'impose. En 1961, un décret précise que la constructibilité d'un terrain peut être soumise à condition : « La construction sur des terrains exposés à un risque naturel tel que inondation, érosion, affaissement, éboulement, avalanches, peut, si elle est autorisée, être subordonnée à des conditions spéciales ». En dehors du département de l'Isère, précurseur en la matière, où des cartes de risques naturels communales ont été réalisées à partir de 1967 [5], ce texte était très peu appliqué.

LA CATASTROPHE DU PLATEAU D'ASSY

RAPPEL DES FAITS

Le 16 avril 1970 à 0h15, un glissement de terrain descendant des contreforts du massif de Platé (vallée de l'Arve en Haute-Savoie), sur une dénivellation de 300m pour une longueur parcourue de 500m, a détruit l'aile ouest du sanatorium du Roc des Fiz, au lieu-dit Praz-Coutant, causant la mort de 71 personnes, majoritairement des enfants, ce qui horrifia les populations aussi bien localement qu'à l'échelle nationale (Figure 2).

Le préfet de Haute-Savoie diligenta une expertise assurée par l'un de nous (J.D.), à l'époque directeur du laboratoire de géologie alpine à Grenoble, en lui demandant de répondre aux questions suivantes : Quelle est la cause du glissement de terrain ? Peut-il continuer de s'étendre ? Était-il prévisible tant au moment de la construction du sanatorium qu'à la veille de la catastrophe ? Y a-t-il une relation entre une coulée de neige observée le 5 avril et le glissement de terrain du 16 avril ?

Ces deux questions cernent bien les préoccupations du représentant de l'État dans un domaine qui ne lui était pas familier. Il désirait être éclairé sur les points suivants :

- La détermination des causes (car, en principe, en droit, à toute cause identifiée doit exister un remède) ;
- Etait-il possible de prévoir la poursuite et l'extension de la coulée (pour décider de l'évacuation des bâtiments restants) ?
- Le mouvement de terrain était-il prévisible au moment de la construction d'une part,

ou quelques jours avant la catastrophe d'autre part ? Ici le souci du préfet est la recherche d'éventuelles responsabilités avec, sans doute, une idée sous-jacente : y a-t-il eu une lacune dans le « porté à connaissance » et donc faute de quelqu'un ou de l'administration ?



Figure 2 : Vue générale de la coulée du plateau d'Assy

Le rapport géologique de l'expert[1] s'est efforcé de reconstituer avec les seuls moyens d'observation du terrain et son expérience de la montagne, le contexte géologique et le mécanisme qui a conduit à la catastrophe.

LES CONDITIONS MORPHOLOGIQUES ET GEOLOGIQUES

Morphologie

Le glissement s'est déclenché aux alentours de la cote 1550, en contrebas d'une falaise, sur un talus naturel dont l'inclinaison est de l'ordre de 35°. La pente du versant est exposée au sud-ouest ; en dessous de la cote 1450 commence à se dessiner un vallonnement qui donne peu à peu naissance à un petit talweg, lequel sous la cote 1400 prend une orientation franchement nord-sud (descendant vers le sud).

Géologie

La coupe géologique relevée depuis le sanatorium et au-dessus montre (Figures 3 et 4) :

- A la base et dominant immédiatement le sanatorium (Figure 2), une falaise claire faite de calcaires durs et compacts appartenant au Jurassique supérieur (Tithonien). Cette falaise s'amenuise vers l'ouest au franchissement du petit talweg d'orientation nord-sud mentionné ci-dessus. Elle y est probablement morcelée et pratiquement recouverte de végétation.

1 D'après le rapport inédit de J. Debelmas : *Rapport sur les conditions géologiques du glissement de terrain du Plateau d'Assy, commune de Passy (Haute-Savoie)*, 1970. Il est frappant de constater qu'aucune étude détaillée du site n'a été entreprise suite à la catastrophe.

- Au-dessus vient un premier ensemble de couches calcaréo-marneuses, épais d'environ 120m, de la base du Crétacé inférieur (Berriasien).
- Puis vient un second ensemble, plus épais (de l'ordre de 200m), formant talus, constitué de marnes noirâtres, argilo-schisteuses, tendres, appartenant au Valanginien inférieur. Ce sont ces marnes qui voient la naissance, vers la cote 1450, du vallonnement à l'origine du talweg nord-sud ci-dessus mentionné.
- Enfin le tout est surmonté d'une nouvelle falaise (plutôt d'un ressaut) de calcaires bien lités, durs, en petits bancs, à patine sombre appartenant au Valanginien supérieur.

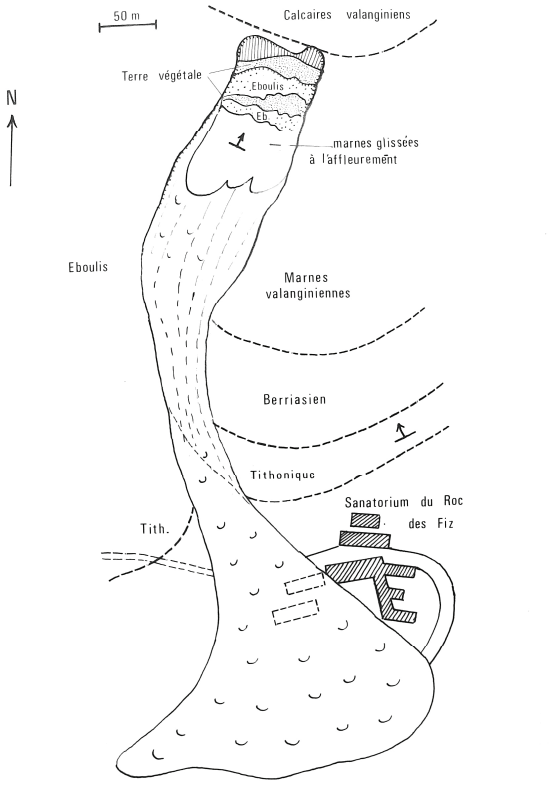


Figure 3 : Plan de la coulée du Plateau d'Assy

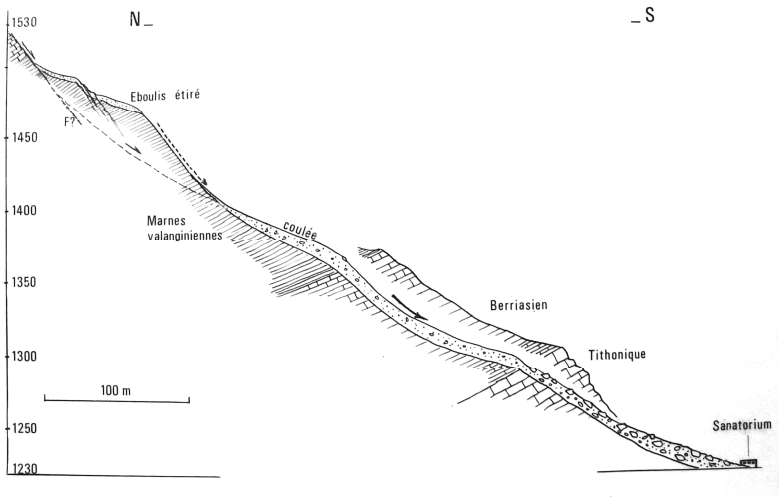


Figure 4 : Coupe de la coulée du Plateau d'Assy

A l'échelle du site, la tectonique est extrêmement simple, les couches des quatre ensembles ci-dessus présentent un pendage vers le nord de 30° à 40°.

LES CONDITIONS METEOROLOGIQUES

Les conditions météorologiques, sans être tout à fait exceptionnelles, ont contribué à augmenter dans de fortes proportions la teneur en eau des terrains superficiels. Après un mois de janvier caractérisé par du beau temps (transformation de la mince couche de neige préexistante en neige de printemps), de fortes chutes se produisent en février et mars et sont à l'origine des premières avalanches au début avril, notamment celle observée le 5 avril au-dessus du sanatorium. Ensuite, les 12, 13, 14 avril, des pluies abondantes alourdissent le manteau neigeux et le sol sous-jacent est certainement saturé[2]. La veille de la catastrophe, soit le 15 avril, survient un brusque redoux qui provoque une fusion rapide du manteau neigeux.

RECONSTITUTION DU MECANISME DU GLISSEMENT-COULEE

Le rapport de l'expert résume bien l'enchaînement des faits qui ont conduit à la catastrophe. Un glissement de formations superficielles[3] (éboulis et probablement frange

2 On peut aussi supposer que des venues d'eau au travers de fractures du substratum ont contribué à la saturation des formations superficielles, mais on n'en a aucune preuve.

3 J. Debelmas avait initialement envisagé que les marnes valanginiennes en place avaient participé au glissement. C'est l'interprétation qui est figurée sur la coupe de la Figure 4. En fait un examen attentif de photographies réalisées ultérieurement a montré qu'il n'en était rien. Du reste aucun bloc de marnes n'a été retrouvé dans la masse de la coulée.

altérée superficielle des marnes sous-jacentes) s'est produit sur le versant d'inclinaison 35°, constitué de marnes du Valanginien inférieur. Ce glissement fut causé par la diminution des caractéristiques de résistance des marnes altérées en surface du bed-rock (conséquence de l'humidification) et par l'accroissement rapide des pressions interstitielles dans le versant. Dès la mise en mouvement et à cause des fortes teneurs en eau, la masse glissée s'est rapidement transformée en une coulée boueuse, dont le volume est évalué à plus de 50 000m^3. Celle-ci a tout d'abord dévalé la pente en ligne droite depuis la cote 1550m environ et, malheureusement, dès la cote 1400m, a rencontré le talweg nord-sud qui a canalisé directement la coulée sur l'aile droite du sanatorium situé à la cote 1240m environ.

CONCLUSIONS

Le rappel des faits ci-dessus montre que la catastrophe résulte d'une conjonction de facteurs défavorables dont les interactions n'étaient pas imaginables à l'époque de la construction du sanatorium (1931). Si l'on pouvait à la rigueur avoir des doutes sur la stabilité des formations superficielles recouvrant les marnes du Valanginien inférieur, aucun mouvement de ce type n'avait été répertorié dans le secteur. Les conditions pluvio-nivologiques exceptionnelles ont, sans conteste, déclenché le mouvement, mais surtout ont complètement modifié la rhéologie de la masse en mouvement, transformée en coulée, d'où une vitesse de propagation plus grande et une extension considérable de la zone atteinte. Enfin une disposition morphologique très particulière rencontrée par la coulée (existence du petit talweg débouchant sur le sanatorium) s'est révélée meurtrière. Là encore ce fait ne pouvait être prévu : dans l'état initial, ce talweg était à peine visible car encombré d'une végétation en partie arborée. Il n'empêche que cette catastrophe a constitué un événement déclencheur dans le développement d'une politique de prévention des risques naturels.

LA CATASTROPHE DU PLATEAU D'ASSY, POINT DE DEPART D'UNE CARTOGRAPHIE D'ALEA MODERNE

LES TRAVAUX METHODOLOGIQUES

C'est au début des années soixante-dix que la méthodologie de cartographie des phénomènes d'instabilité actifs ou potentiels a été mise au point (groupe de travail ZERMOS, cf. ci-après). Elle repose sur une phase d'analyse (récolte des données historiques, géologiques et morphologiques ; photo-interprétation ; levés de terrain) et sur une phase de synthèse au cours de laquelle le géologue définit les critères qui vont lui permettre d'affecter des niveaux d'aléa aux différentes zones [6].

L'ADAPTATION DES TECHNIQUES CARTOGRAPHIQUES

Pour satisfaire les demandes nouvelles, les géologues durent se spécialiser et adapter leurs techniques cartographiques. Cela fut bien facilité par la généralisation des « documents techniques provisoires » de l'IGN à l'échelle 1/10 000 utilisés pour l'édition des cartes topographiques à 1/25 000, ce qui fit faire un progrès considérable à la cartographie géologique des Alpes en raison de la possibilité offerte de représenter des détails qui sans cela n'auraient pas pu figurer sur la carte. Les levés de cartes dites de « risques naturels » ont largement bénéficié de cet avantage.

Parallèlement, la mise à disposition de photographies aériennes prises à différentes dates se développait et leur utilisation se généralisait ; elles se révélaient particulièrement favorables à l'identification des terrains en mouvement.

LA CARTOGRAPHIE DES INSTABILITES DE VERSANT

L'exemple de la catastrophe du Plateau d'Assy a montré quelle pouvait être l'importance de la prévision de l'extension des surfaces susceptibles d'être affectées par un mouvement de versant. A cet égard, deux cas peuvent se présenter :

- Les phénomènes, quelle que soit leur nature, où les déplacements des matériaux sont limités. Les dommages restent à peu près circonscrits à la zone active, les vitesses de déformation étant généralement lentes. Le risque pour les personnes est très faible, mais l'utilisation des terrains, notamment pour la construction, doit être réglementée.
- Les phénomènes, amorcés sur une surface donnée, mais tels que la masse en mouvement se désolidarise de son point de départ pour atteindre des zones éloignées, comme ce fut le cas au Plateau d'Assy. Il s'agit d'une part des chutes de blocs et éboulements rocheux, d'autre part des laves torrentielles et coulées diverses.

Sur un versant de montagne, l'énergie potentielle disponible, entre l'altitude de départ et le fond de la vallée, peut être considérable. Trois cas peuvent typiquement se rencontrer :

- Celui d'une masse dans laquelle une bonne part de l'énergie étant dissipée par la déformation interne à la masse et le frottement basal, l'énergie cinétique résultante restera faible et la distance parcourue limitée. Ce premier cas correspond, entre autres, aux innombrables glissements post-glaciaires qui ont affecté les vallées alpines, généralement qualifiés de glissements anciens. C'est aussi le cas du glissement de La Clapière (Alpes-Maritimes), qui mobilise plus de 50 millions de m^3 de terrain mais dont l'énergie cinétique au maximum de sa vitesse était inférieure à 1 Joule [7].
- Celui d'une masse rocheuse cohérente, de comportement fragile, pour laquelle la fragmentation en cours de mouvement sera importante et les frottements faibles (éléments à trajectoires en partie aériennes), en ne dissipant que peu d'énergie : la plus grande partie de l'énergie potentielle se transformera alors en énergie cinétique, ce qui signifie une grande vitesse et un déplacement important. Il s'agit notamment des phénomènes qualifiés d'avalanches rocheuses.
- Celui d'une masse de sol en glissement qui, du fait de teneurs en eau très élevées, se transforme en un fluide visqueux, comme au Plateau d'Assy. Son mouvement relève alors d'une rhéologie particulière et la prévision de la zone d'atteinte est très délicate. On peut envisager, avec prudence, une modélisation.

Cette question de la distance parcourue se révèle donc très difficile puisqu'il faut prévoir, de façon qualitative et quantitative, le comportement mécanique de la masse en mouvement et les modifications de ce comportement au cours du mouvement. Dans les zonages cartographiques qui ont été réalisés ces dernières décennies, la détermination de la zone d'extension aval des phénomènes reste une source d'erreur ou de discussion importante.

LA PREVISION TEMPORELLE

La menace d'une rupture dans un versant, lorsqu'elle est identifiée, et en fonction des conséquences possibles pour les personnes et les biens, peut conduire à mettre en place un système d'alerte et à prendre des décisions administratives telles qu'une limitation d'usage ou une évacuation. De telles mesures nécessitent l'établissement d'une prévision précise de l'évolution du phénomène.

Les méthodes actuellement utilisées pour ce faire reposent sur le suivi des déplacements dans le temps et sur une extrapolation de ceux-ci. Les exemples connus connaissent à peu près autant de succès que d'échecs. Si l'on fait une prévision précise, et qu'elle soit démentie par les faits, cela a généralement pour conséquence un refus d'accorder foi à la méthode pour le futur. La législation et la réglementation ont de la peine à s'adapter à une telle situation. En fait, dans la plupart des cas, la prévision devrait adopter une formulation probabiliste, laquelle n'est guère appréciée des juristes.

Dans le cas du plateau d'Assy, pour répondre à la question du préfet quant à la prévision, il aurait fallu déceler l'amorce d'un glissement dans un sol soumis à des variations de pressions interstitielles, en un endroit précis du versant. Il aurait fallu ensuite mettre en place des piézomètres, dont on aurait été sûr qu'ils fonctionnent bien pendant un long laps de temps, et effectuer des mesures topographiques. La question de la prévision temporelle, dont personne à l'époque ne concevait l'arrière-plan scientifique et technique, était donc réglée dans ce cas (et il en serait de même actuellement) : cette prévision était parfaitement impossible. C'est pourquoi la cartographie d'aléa constitue – encore aujourd'hui – le socle de toute prévention, même si le perfectionnement des techniques (interférométrie radar, par exemple) permettra de plus en plus de détecter assez tôt des mouvements précurseurs.

LA REPONSE DE LA PUISSANCE PUBLIQUE

Il faut tout d'abord rappeler que, peu de temps avant la catastrophe d'Assy, une avalanche meurtrière avait balayé un chalet à Val-d'Isère, causant 39 victimes. L'attention du public et, par conséquent, celle de la puissance publique, se trouvait donc brutalement focalisée sur les risques naturels en montagne pour constater que les textes de référence étaient très peu nombreux et imprécis et que l'administration était bien en peine d'exercer l'obligation d'agir que lui impose le droit français.

La catastrophe du plateau d'Assy mit cruellement en lumière les principales lacunes qu'il convenait de combler au plus vite, relatives à :

- L'information, tant du public que des autorités, sur les risques. Il s'agit en fait d'attirer l'attention sur tout phénomène naturel susceptible d'avoir des conséquences graves pour les personnes ou pour les biens.
- L'établissement d'une législation et d'une réglementation spécifique.

LES REACTIONS IMMEDIATES

Lors de la séance du 29 avril 1970 à l'Assemblée nationale, dans le cadre des questions d'actualité, le député J. Morellon déclarait : « Il s'agit de savoir si cette tragédie est la conséquence d'une fatalité ou si elle était scientifiquement prévisible. (...) Il est certain

qu'inéluctablement se produiront d'autres mouvements de ce genre dans les années peut-être, dans les siècles sûrement, à venir. Ne faudrait-il pas prévoir et réglementer la construction en zone montagneuse en s'entourant du maximum de garanties de sécurité ? ».

La mission interministérielle d'étude sur la sécurité des stations de montagne, présidée par J. Saunier, inspecteur général de l'administration, mission créée après l'avalanche de Val-d'Isère mais dont le champ est élargi après l'événement d'Assy, produit son rapport en juillet 1970. Bien qu'essentiellement consacré aux avalanches, ce rapport formule plusieurs recommandations applicables aux risques de mouvements de terrain ; en particulier, il propose de réaliser des plans des « zones exposées aux risques naturels, établis par commune » avec une « délimitation précise des zones exposées et des indications sur l'intensité des phénomènes redoutés », plans qui devraient être utilisés pour l'application du décret de 1961 (cf. supra).

Plusieurs circulaires ont suivi, concernant la prévention du risque d'avalanche ou de mouvement de terrain ; en particulier, celle du ministre de l'agriculture, en date du 1er février 1971, demande que soient confectionnés, en application du rapport Saunier, des « plans des zones exposées aux risques naturels ». Le décret du 28 octobre 1970 relatif aux Plans d'occupation des sols (POS) stipule que ceux-ci doivent prendre en compte les zones où « l'existence de risques naturels tels que inondation, érosion, affaissements, éboulements, avalanches, justifie que soient interdites ou soumises à des conditions spéciales les constructions ou installations de toute nature ».

Par ailleurs, si le Tribunal administratif de Grenoble a reconnu en 1974 (arrêt confirmé par le Conseil d'État en 1986) la responsabilité conjointe de la commune et de l'État dans l'accident de 1970 à Val-d'Isère, du fait du manque d'études approfondies des zones exposées et du retard mis à délimiter ces zones, il n'y a rien eu de tel dans le cas du sanatorium du Roc des Fiz ; il faut dire que des avalanches importantes avaient eu lieu dans le passé sur le site de Val-d'Isère, alors qu'aucun glissement n'était connu dans le versant dominant le sanatorium. Des actions en responsabilité civile ont cependant visé la commune de Passy, propriétaire des terrains d'où la coulée est partie. Le tribunal de grande instance de Bonneville a reconnu en 1978 le caractère de force majeure, exonérant ainsi la commune ; en revanche, la cour d'appel de Chambéry, en 1980, a déclaré la commune « responsable, en sa qualité de gardienne, des conséquences du glissement de terrain », mais pour moitié seulement. Le raisonnement de la Cour d'appel est assez tortueux : il s'appuie sur le rapport de l'expert pour établir que le « vice du terrain », à savoir l'altération de la couche superficielle susceptible de se gorger d'eau, n'était pas quelque chose d'inimaginable (d'où la part de responsabilité), mais que les circonstances météorologiques exceptionnelles relevaient de la force majeure (d'où l'exonération pour moitié).

LES DEVELOPPEMENTS ULTERIEURS

Plusieurs actions se mettent en place dans les années soixante-dix.

En 1974, le BRGM[4] et le LCPC[5] réalisent conjointement une enquête préliminaire sur l'existence des « zones exposées à des risques liés aux mouvements du sol et du sous-sol » (ZERMOS). Ils s'attachent à évaluer, dans chaque département, la surface concernée par les mouvements de terrain et l'opportunité d'une cartographie de type ZERMOS.

Le Plan ZERMOS est financé par des crédits alloués à la direction de la Sécurité civile au ministère de l'Intérieur ; la réalisation en est confiée au BRGM qui s'adjoint la collaboration des laboratoires des Ponts et Chaussées et de certains laboratoires de géologie de l'Université. Il s'agit de mettre au point une méthodologie et de réaliser plusieurs cartes de « zones exposées aux risques de mouvements du sol et du sous-sol », préfigurant une cartographie plus systématique.

Le groupe de travail ZERMOS, présidé par Jean Goguel, a ainsi défriché le terrain, à une époque où par exemple les concepts d'aléa et de risque n'étaient pas encore clairement définis dans le domaine des instabilités de versants. Vingt-sept cartes ont été réalisées entre 1972 et 1980, à l'échelle 1/25 000 en général [8].

L'une de ces cartes, éditée par le BRGM en 1976 à l'échelle 1/20 000, concerne le territoire de Passy-Servoz (Figure 5) ; le tracé de la coulée de 1970 est bien évidemment indiqué. Les matériaux glissés en 1970 ne sont plus en place, mais il est envisageable, compte tenu de la nature du glissement, du remaniement des matériaux glissés, de la faible protection par un couvert forestier (quarante ans après, la trace est encore bien visible sur le versant), que de nouvelles instabilités se produisent dans un futur proche, par régression amont ou remobilisation.

En dépit de la qualité du travail réalisé, la carte ZERMOS de Passy-Servoz met en évidence certaines difficultés inhérentes à ce type de document – aujourd'hui quasi-abandonné - compte tenu de l'échelle adoptée et des objectifs poursuivis. Tout le versant dominant le sanatorium est figuré en rouge foncé (« risque déclaré, actif »), qu'il s'agisse des falaises rocheuses, des talus d'éboulis qu'elles engendrent ou des pentes boisées établies sur de la moraine ou des éboulis ; la zone rouge rassemble des contextes morphologiques et géologiques très différents.

Concernant l'extension de la zone rouge foncé, on peut se poser la question de la justification de sa limite inférieure. N'a-t-elle pas été influencée par la coulée de 1970 ? En l'absence de celle-ci, la logique morphologique du versant n'aurait-elle pas conduit à placer la limite plus près de la falaise, et donc à exclure le sanatorium de la zone rouge foncé ? En dehors du débouché du léger talweg qu'a emprunté la coulée, le risque de propagation est-il équivalent ?

---

4 Bureau de recherches géologiques et minières

5 Laboratoire central des ponts et chaussées

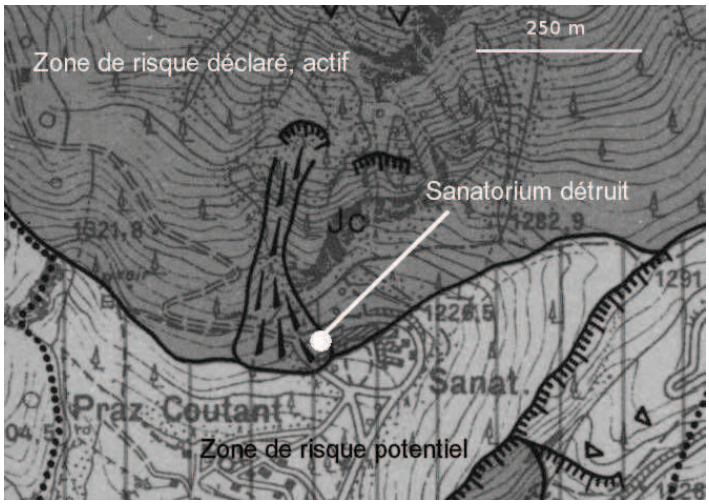


Figure 5 : Extrait de la carte ZERMOS de Passy-Servoz (d'après BRGM, auteur A. Pachoud, 1976)

Une dernière remarque concerne les hachures verticales, qui recouvrent en particulier le secteur du sanatorium. Elles traduisent un risque qualifié de « séculaire » par l'auteur (éventualité d'un grand écroulement), et donc une zone de risque majeur, mais à long terme : la traduction concrète en termes de contraintes d'aménagement n'est pas facile à déterminer.

Parallèlement au plan ZERMOS, des cartes des risques liés aux mouvements de terrain (CRAM) sont dressées dans les Alpes-Maritimes par le laboratoire des Ponts et Chaussées de Nice. Une circulaire du ministère de l'Intérieur (26 novembre 1974) instaure une liste départementale de géotechniciens agréés en matière de mouvements du sol et du sous-sol. Toutefois cette circulaire sera très inégalement appliquée et aura peu de suites réellement opérationnelles.

LES EVOLUTIONS PLUS RECENTES

Sous l'impulsion d'Haroun Tazieff, la loi du 13 juillet 1982 relative à l'indemnisation des victimes de catastrophes naturelles est promulguée, qui crée les Plans d'exposition aux risques (PER), remplacés en 1995 par les Plans de prévention des risques naturels prévisibles (PPR). Il est bien connu que de nombreuses catastrophes, principalement crues et inondations plus ou moins brutales, ont conduit ces dernières années à un fort développement de lois et règlements relatifs à la prévention des risques naturels.

Un cas particulier mérite d'être signalé, c'est l'expropriation pour risques naturels majeurs, instituée par la loi du 2 février 1995 et qui trouve son origine dans des situations de péril non imminent mais considéré comme certain. Dans son rapport sur le projet de loi, le sénateur J.-F. Legrand évoque deux cas précis : « le hameau de l'Ile Falcon au pied de la Séchilienne, menacé par l'effondrement prochain et inévitable de

plusieurs dizaines de millions de m^3 de terre », ainsi que des habitations situées au-dessus de carrières de gypse abandonnées, sur la butte de l'Hautil en région parisienne. L'objet de l'expropriation pour risques naturels majeurs est, selon la circulaire interministérielle du 10 juillet 1996, de donner à l'État « la possibilité de faire évacuer, dans des conditions justes et équitables, les personnes habitant dans les zones soumises à des risques importants prévisibles ». A Séchilienne par exemple, le décret d'expropriation, en date du 31 mai 1997, visait le lotissement de l'Ile-Falcon, une petite centrale EdF et une papeterie, c'est-à-dire des biens concernés par l'éboulement lui-même ou par ses conséquences hydrologiques (rupture par débordement du barrage formé par les éboulis, et inondation à l'aval).

En fait, un autre cas avait déjà mis en évidence une lacune dans le dispositif mis en place par la loi de 1982 précitée. A Saint-Étienne-de-Tinée, le grand glissement de La Clapière était surveillé depuis 1976 ; le mouvement lent (quelques centimètres par jour) engendrait des chutes de blocs issus d'une corniche rocheuse située à mi-pente, la barre d'Iglière. Une scierie (Figure 6) se trouvait dans un secteur directement soumis au risque de chutes de blocs et un arrêté municipal d'interdiction d'accès, pris en 1988, avait inclus dans son périmètre le bâtiment de la scierie.

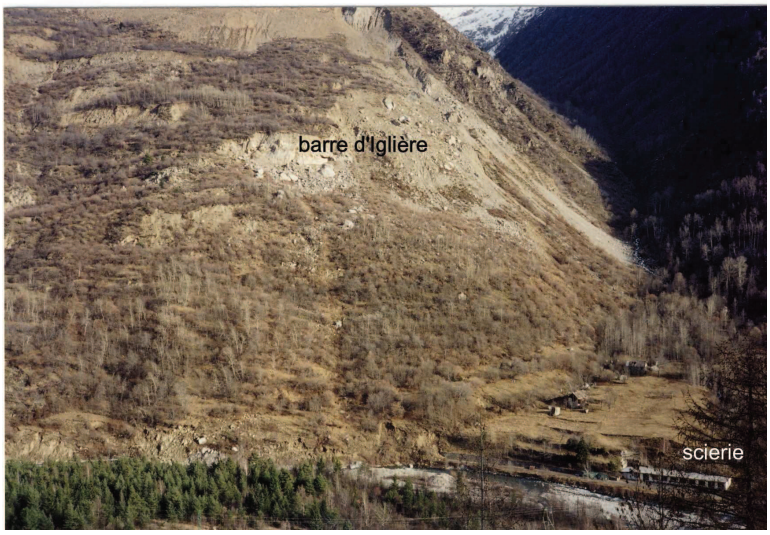


Figure 6 : Glissement de La Clapière (Alpes-Maritimes). La partie sud-est du glissement avec la barre rocheuse d'Iglière et la scierie évacuée

L'idée d'une « indemnisation avant réalisation du dommage » avait alors été avancée. A titre exceptionnel, un accord avait pu être trouvé et le transfert de l'établissement a été effectué aux frais de la compagnie d'assurance, devançant ainsi le dommage, mais il était clair que, pour apporter une réponse satisfaisante à ce type de situation, un texte spécifique était nécessaire.

Comme on le voit, non seulement l'occurrence d'une catastrophe, mais aussi la seule menace d'un mouvement de terrain, peuvent servir de catalyseurs pour l'établissement d'une nouvelle législation.

Avec le recul, il apparaît que les deux catastrophes de 1970 constituent des événements charnières dans la politique de prévention des instabilités en montagne et, plus largement, des risques naturels dans notre pays, même si par ailleurs on peut invoquer une évolution plus progressive, celle des mentalités qui passent en quelques décennies d'une acceptation résignée de la fatalité à la quasi-nécessité de trouver des entités responsables, susceptibles en particulier d'indemniser les victimes.

REMERCIEMENTS

Cet article a été publié dans la Revue Française de Géotechnique (N° 131-132, p. 71-80, 2010). Nous remercions l'éditeur Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées pour son autorisation de publication dans l'ouvrage Géologie de l'ingénieur – Engineering geology.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] A. Pachoud : "*Notre-Dame de Myans. Trésors de la Savoie*", (1983) 127p

[2] J. Debelmas : "*Les géologues alpins et les Alpes : 150 ans d'efforts et de découvertes*", Géologues 160, (2009) 16-19

[3] P. Antoine : *"Some unexpected features of landslides"*, Proceedings 5th International Symposium on Landslides, C. Bonnard ed., Lausanne Balkema, (1988) 1389-1392

[4] P. Antoine, A. Pachoud : *"Enseignements tirés de deux essais de cartographie systématique de glissements de terrain",* Bull. Liaison Labo. P. et Ch. 150-151, (1976) 31-39

[5] L. Besson : *"Les risques naturels : de la connaissance pratique à la gestion administrative"*, Techni-Cités, (2005) 592p

[6] LCPC-CFGI : "Caractérisation et cartographie de l'aléa dû aux mouvements de terrain". Collection Environnement. LCPC, (2000) 90p

[7] J.L. Durville : "*Mécanismes et modèles de comportement des grands mouvements de versants*". Bull. A.I.G.I. 45, (1992) 25-42

[8] G. Champetier de Ribes : "*La cartographie des mouvements de terrain. Des ZERMOS aux PER*", Bull. Liaison Labo. P. et Ch. 150-151, (1987) 9-19

CARACTERISATION DE L'EVOLUTION GEOMORPHOLOGIQUE DE LA BASSE VALLEE DE LA ROMANCHE (ISERE, FRANCE) EN RELATION AVEC LES INSTABILITES GRAVITAIRES DE SES VERSANTS ROCHEUX

OLIVIER LE ROUX
Institut EGID – Université de Bordeaux 3, 1 allée Daguin, F-33600 Pessac, France

RESUME

La basse vallée de la Romanche est localisée au Sud du massif cristallin externe de Belledonne. Les versants de cette vallée glaciaire présentent de nombreux indices de déstabilisations gravitaires, dont un mouvement majeur des Alpes françaises, le mouvement de Séchilienne. Afin d'évaluer les facteurs prédominants dans l'initiation de ces instabilités et d'obtenir une vue spatio-temporelle des processus en action, une étude multidisciplinaire combinant des données géologiques, morphologiques, géophysiques et chronologiques a été menée à plusieurs échelles spatiales. Cette étude a montré l'importance de l'héritage litho-structural et de l'érosion glaciaire sur la localisation des instabilités gravitaires. A ces facteurs internes et préparatoires, s'ajoute le facteur externe hydrologique apparaissant comme déclencheur de ces instabilités.

MOTS-CLES : Vallée glaciaire, Instabilités gravitaires, Géomorphologie, Géochronologie, Hydrologie, Romanche

INTRODUCTION

Durant le Quaternaire, les vallées alpines ont subi de nombreux cycles de glaciations – déglaciations. Les mécanismes érosifs et sédimentaires qui sont intervenus après la dernière déglaciation (phénomènes paraglaciaires) ont alors provoqué une importante crise morphogénique [1]. Un des principaux facteurs est la génération de variations de contraintes dans les massifs rocheux, associées à la fois au surcreusement glaciaire et à la relaxation des contraintes qui suit le déchargement glaciaire [2] pouvant entraîner une réponse morphologique des versants rocheux sous la forme [1] : (i) d'éboulements rocheux, (ii) de mouvements rocheux de grande ampleur ou (iii) de déformations lentes à grande échelle de la masse rocheuse (DSGSD, *Deep Seated Gravitational Slope Deformations*) [3]. Ce phénomène de décohésion des parois rocheuses (facteur préparatoire) peut cependant intervenir avec une certaine inertie après le retrait glaciaire [4]. La durée conduisant à la rupture qui exprime le temps de réponse du versant entre le retrait du glacier et l'initiation de l'instabilité gravitaire [1] dépend de l'interaction entre le changement de l'état de contraintes dans le massif et la résistance de la masse rocheuse, qui est contrôlée par sa lithologie et son système de fracturation (densité et orientation) [2]. A ses facteurs internes (ou de prédisposition) peuvent s'ajouter des facteurs externes (ou de déclenchement), tels que des sollicitations sismiques [5], tectoniques [2], climatiques [6] ou anthropiques. Identifier la ou les causes responsables

du déclenchement des instabilités gravitaires reste délicat mais indispensable pour une estimation de l'aléa. En effet, ces mouvements de versant constituent un aléa majeur dans les régions montagneuses en raison des dommages directs ou indirects qu'ils sont susceptibles de provoquer sur les personnes ou les infrastructures.

Le travail de recherche présenté ici a eu pour objectif la compréhension de l'influence de l'évolution morphologique de la basse vallée de la Romanche (massif de Belledonne, France) sur l'initiation et la localisation des instabilités gravitaires de ses versants rocheux. Afin d'évaluer les facteurs prédominants dans l'initiation des instabilités gravitaires affectant cette région et d'obtenir une vue spatio-temporelle des processus en action, une étude multidisciplinaire combinant des données géologiques, géophysiques et chronologiques a été menée à deux échelles spatiales différentes : celle de la basse vallée de la Romanche et celle du mouvement de terrain de Séchilienne.

DESCRIPTION DE LA ZONE D'ETUDE

Le massif de Belledonne, un des massifs cristallins externes des Alpes occidentales (Figure 1a) s'étend sur plus de 120 km dans une orientation N30° à l'Est de l'agglomération grenobloise (Fig. 1b). Il est affecté par une déformation active comme le démontrent les données de sismicité historique et les analyses récentes des enregistremens sismiques [7] et géodésiques [8 ; 9]. La localisation des séismes enregistrés depuis plus de dix ans par le réseau sismologique Sismalp a mis en évidence une concentration de tremblements de terre le long d'un axe parallèle au massif et situé à son bord Ouest sur plus de 50 km. [7] (Figure 1b). Cette activité sismique a suggéré la présence d'un accident tectonique, la Faille Bordière de Belledonne (*BBF*, *Belledonne Border Fault*, Figure 1b) [7]. Néanmoins, cette structure n'a jamais été directement observée en surface, probablement à cause d'un taux d'érosion des terrains supérieur au taux de déformation tectonique.

La basse vallée de la Romanche, située à l'extrémité Sud du massif de Belledonne (Figure 1b), a été façonnée par plusieurs cycles de glaciation et déglaciation durant le Quaternaire [10]. Au niveau géologique (Figure 2a), cette zone comprend trois domaines tectoniques, métamorphiques et lithologiques différents [11], qui sont, d'Ouest en Est, les collines bordières de Belledonne recouvertes par une couverture sédimentaire mésozoïque, le domaine externe du massif de Belledonne formé d'une série satinée essentiellement constituée de micaschistes et le domaine interne du massif de Belledonne composé d'une succession tectonique de plusieurs unités d'amphibolites acides et basiques [12]. Ils sont séparés par deux structures majeures, la faille de Vizille (VF, *Vizille Fault*) départageant les collines bordières du domaine externe et l'Accident Médian de Belledonne (BMF, *Belledonne Middle Fault*) délimitant le domaine externe du domaine interne (Figure 1b et Figure 2a).

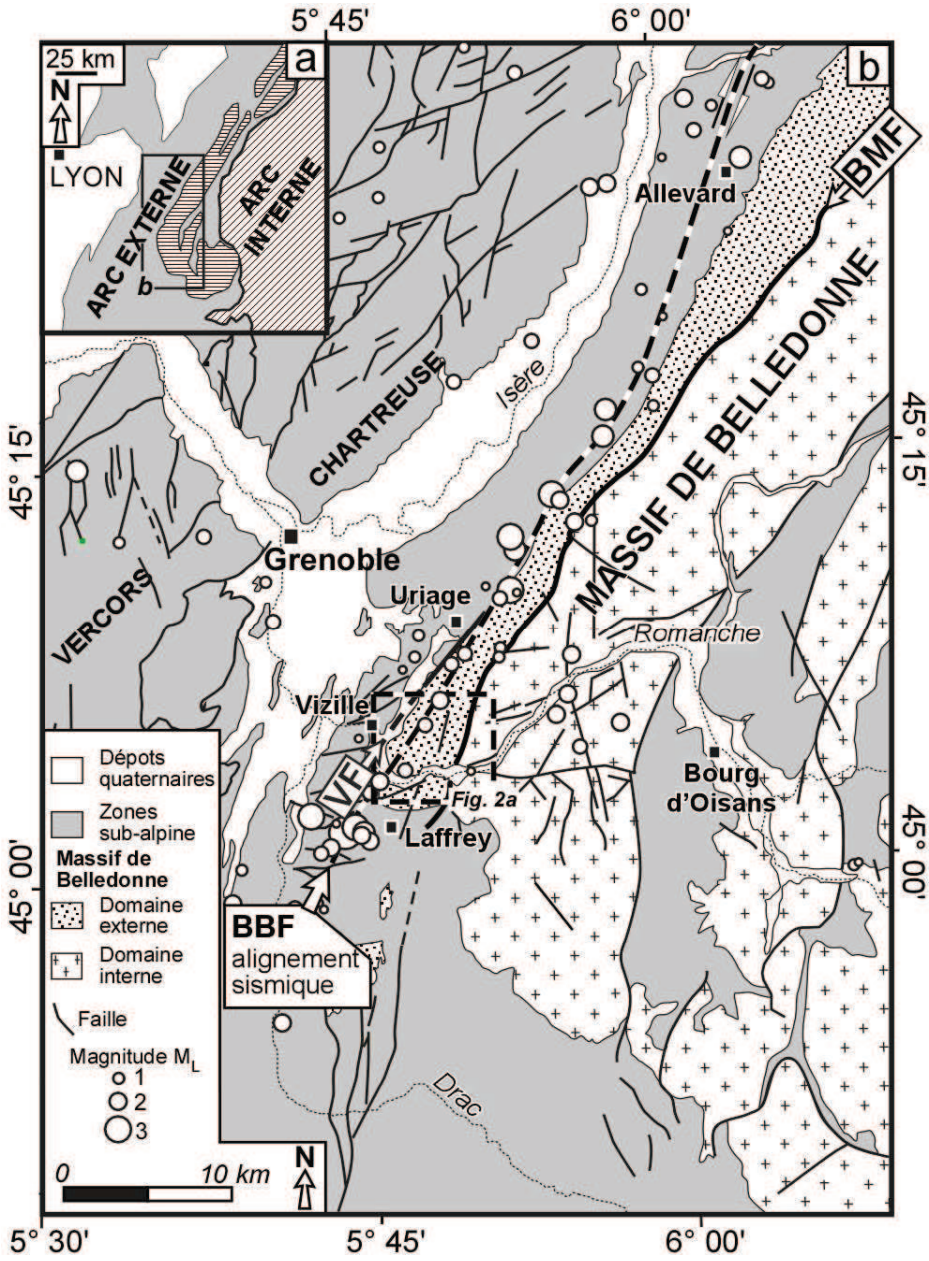


Figure 1 : a) Schéma structural des Alpes occidentales b) Carte structurale et de sismicité du massif cristallin externe de Belledonne (d'après [7]) (BMF : Accident Médian de Belledonne - VF : Faille de Vizille - BBF : Faille Bordière de Belledonne)

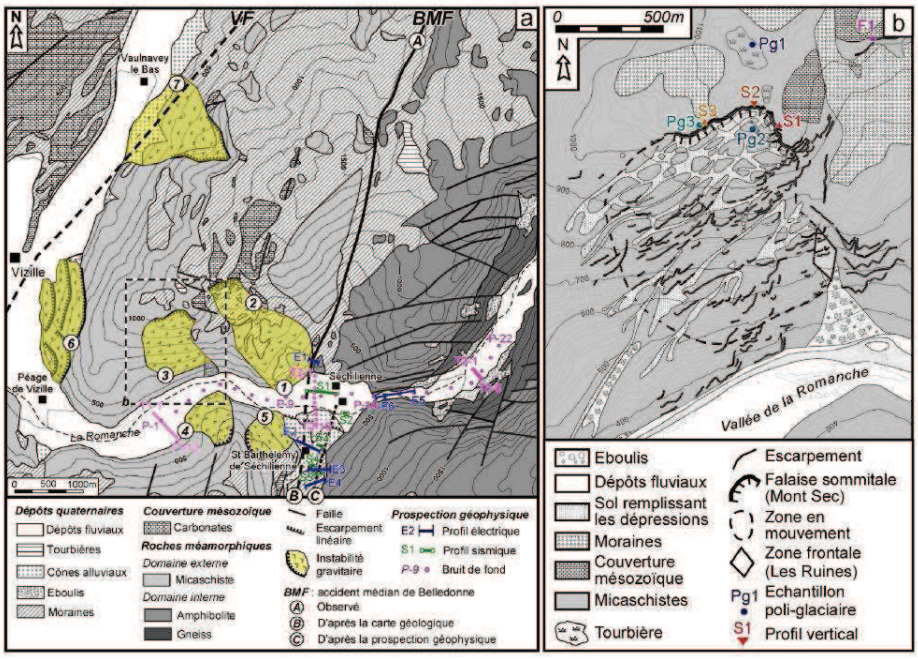


Figure 2 : a) Carte géologique et géomorphologique de la partie Sud du massif de Belledonne et de la basse vallée de la Romanche (d'après [11]) avec la localisation des mouvements de terrain : 1 La Bathie, 2 Faunafrey, 3 Séchilienne, 4 Montfalcon Ouest, 5 Montfalcon Est, 6 Péage de Vizille, 7 Vaulnavey le Bas et de la prospection géophysique réalisée b) Carte géologique et géomorphologique détaillée du mouvement de Séchilienne avec la localisation des échantillons prélevés pour les datations cosmogéniques (BMF : Accident Médian de Belledonne - VF : Faille de Vizille).

Les versants de la basse vallée de la Romanche présentent des pentes fortes (25° à 45°) entre 400m et 1100m d'altitude et sont affectés par 6 grands mouvements gravitaires actifs ou historiques tous localisés dans le domaine externe [13] (Figure 2a). Au-dessus de 1100m d'altitude, la morphologie correspond à un plateau glaciaire où des dépôts morainiques et des tourbières, attestant la présence de glaciers jusqu'à cette altitude, subsistent (Figure 2). Parmi ces instabilités gravitaires, le mouvement de Séchilienne, localisé en rive droite de la Romanche (n°3, Figure 2a), est le plus actif. La limite supérieure de ce mouvement correspond à un escarpement sommital de plusieurs centaines de mètres de long et de plusieurs dizaines de mètres de haut (escarpement sommital du Mont Sec, Figure 2b). Depuis les années 1980, un système de surveillance a été progressivement mis en place par le Centre d'Etude Technique de l'Equipement (CETE) de Lyon [14]. La masse globale en mouvement, d'un volume estimé par prospection géophysique à 60 ± 10 hm^3 [15] (Figure 2b), présente une activité moyenne avec un faible taux de déplacement (2cm/an à 15cm/an) [16]. Au sein de cette zone, la composante verticale du déplacement mesuré à la base de l'escarpement sommital du

Mont Sec indique un taux d'affaissement moyen de 1,3cm/an [17]. Plus bas dans le versant (entre les altitudes 600m et 700m), une zone beaucoup plus active, avec des vitesses de déplacement comprises entre 15 et 100 cm/an, la zone frontale des « Ruines », d'un volume de 3 hm^3 (Figure 2b), génère de nombreux éboulement rocheux [16]. Le suivi temporel des vitesses de déplacement dans cette zone indique une variabilité saisonnière caractérisée par une augmentation de ces vitesses d'un facteur trois durant les périodes de forte pluviométrie et de fonte des neiges en hiver et au printemps [16 ; 18 ; 19]. Le mécanisme de rupture du mouvement de Séchilienne habituellement proposé est attribué à un relâchement des contraintes durant le dernier retrait du glacier de la Romanche (18 000 ans BP) [20].

CARACTERISATION STRUCTURALE

Une caractérisation de la fracturation du massif à différentes échelles spatiales (régionale, mouvement de Séchilienne et affleurement) a été réalisée de manière à obtenir une répartition de la fracturation afin d'étudier son rôle sur la déstabilisation des versants rocheux [21].

ETUDE STRUCTURALE DANS LA ZONE STABLE

Cette étude a tout d'abord été menée à partir de l'étude stéréoscopique de photographies aériennes couvrant l'ensemble de la basse vallée de la Romanche (Figure 3a). La représentation de l'orientation des alignements observés pondérés en fonction de leurs longueurs sur des diagrammes en rosace (Figure 3b) révèle une orientation de la famille de discontinuité principale différente entre les deux domaines : N30 ± 10° dans le domaine externe contre N80 ± 10° dans le domaine interne (Figure 3b). Une deuxième famille de discontinuité est observée et présente une orientation N140 ± 10° similaire de part et d'autre de la BMF (Figure 3b).

Pour chacun des deux domaines, les linéaments observés à grande échelle ont ensuite été comparés à la fracturation à l'échelle de l'escarpement (respectivement site 1 et site 3 pour le domaine externe et interne, Figure 3a). Les failles et diaclases mesurées sur les escarpements (31 pour le site 1 et 16 pour le site 3) ont une orientation principale comparable aux grands linéaments observés à l'échelle régionale (Figure 3b), ce qui confirme une modification de la fracturation héritée de part et d'autre de la BMF. De plus, les nombreuses surfaces de failles sub-verticales orientées N80 ± 10°, observées le long de la barre rocheuse d'amphibolite de plusieurs centaines de mètres de haut localisées en rive droite de la Romanche (site 3, Figure 3a), présentent des stries sub-horizontales indiquant un déplacement en décrochement senestre. Leur remplissage par des fibres dont la paragenèse est symptomatique du métamorphisme de schistes verts (chlorites, épidotes et quartz) implique que le mouvement le long de cette faille a eu lieu à plusieurs dizaines de kilomètres de profondeur [22] et n'est donc pas compatible avec une déformation quaternaire de sub-surface.

ETUDE STRUCTURALE DU MOUVEMENT DE SECHILIENNE

Un Modèle Numérique de Terrain (MNT) très haute résolution (2m) du mouvement de Séchilienne a été examiné de manière à analyser finement la morphologie et la fracturation de ce mouvement (Figure 3a). La représentation de l'orientation des

alignements observés dans le mouvement de Séchilienne, pondérés en fonction de leurs longueurs sur des diagrammes en rosace (Figure 3b), permet de mettre en évidence une famille principale de discontinuité orientée N60 ± 10°. Celle-ci est différente de celle identifiée dans la zone stable du domaine externe (orientée N30 ± 10°).

De manière à déterminer l'origine de ces linéaments, les plans de fractures le long de la niche d'arrachement sommitale du Mont Sec (site 2, Figure 3a) ont également été mesurés. Les 135 plans de fractures relevés de manière homogène sur l'ensemble de cet escarpement se répartissent en deux familles sub-verticales principales orientées N30 ± 10° et N140 ± 10° (Figure 3b). Elles correspondent à la fracturation mesurée dans la partie stable du domaine externe à l'échelle régionale et à l'échelle locale (site 1) (Figure 3b). Une différence significative est donc observée entre l'orientation principale des linéaments mesurés à l'échelle du mouvement de versant (N60 ± 10°) et la fracturation héritée du domaine externe (N30 ± 10° et N140 ± 10°). Ces grands linéaments ne correspondent donc probablement pas à des structures tectoniques héritées mais résultent plutôt de la déformation gravitaire, les deux familles préexistantes ayant vraisemblablement fragilisé le versant.

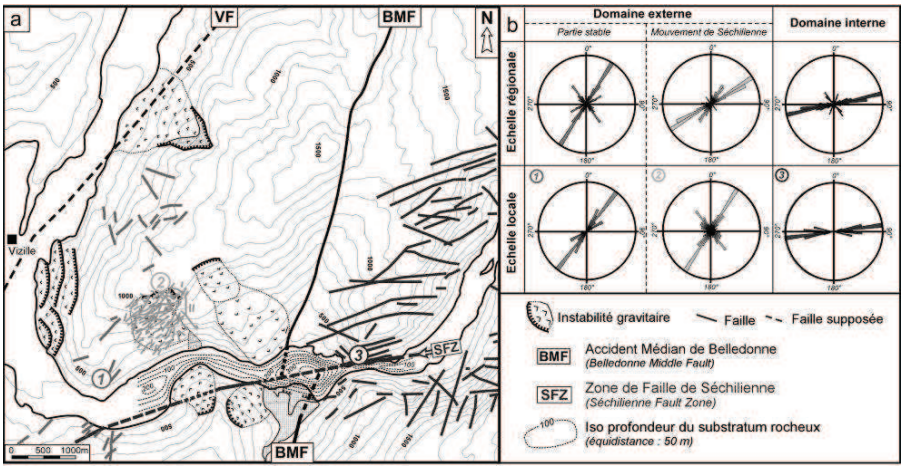


Figure 3 : a) Carte structurale de la basse vallée de la Romanche (les linéaments gris moyens, gris clairs et gris foncés correspondent aux linéaments localisés respectivement dans le domaine externe (partie stable), dans le domaine externe (au sein du mouvement de Séchilienne) et dans le domaine interne - les numéros 1, 2 et 3 correspondent aux escarpements où la fracturation a été mesurée localement (1 : site des Rivoirands dans le domaine externe, partie stable - 2 : escarpement sommital du mouvement de Séchilienne - 3 : SFZ dans le domaine interne) - les interprétations issues de la campagne géophysique montrant (i) le décalage minimum de 375m au niveau du bassin de Séchilienne de la BMF par la SFZ et (ii) la profondeur du toit du substratum rocheux le long de la vallée sont indiquées (cf. partie 4) b) Représentation en rose-diagramme de l'orientation des linéaments mesurés pour l'échelle régionale et des plans de fractures mesurés au niveau des 3 affleurements pour l'échelle locale

CONCLUSIONS DE L'ETUDE STRUCTURALE

Cette caractérisation structurale révèle donc que l'ensemble des grands mouvements de terrain observés se localisent dans la série satinée, riche en micaschistes (Figure 2a), qui sont caractérisés par une moindre résistance et par un système de fracturation différent de celui observé dans les amphibolites (Figure 3) et met donc en évidence un contrôle litho-structural sur la génération des instabilités gravitaires.

De plus, une zone de faille ancienne a été mise en évidence, la zone de faille de Séchilienne (SFZ, *Séchilienne Fault Zone*) [23] (site 3, Figure 3a). Son extension latérale ainsi que son rôle sur la localisation et l'initiation des mouvements de terrain ont été recherchés par des investigations géophysiques de sub-surface.

INVESTIGATIONS GEOPHYSIQUES DE SUB-SURFACE

Une prospection géophysique de sub-surface (tomographie électrique, sismique réfraction et réflexion, mesure et modélisation du bruit de fond sismique, Figure 2a) a ainsi été déployée avec un double objectif : (i) contraindre la position de la BMF au Sud du bassin de Séchilienne et (ii) estimer l'épaisseur sédimentaire de la basse vallée de la Romanche [23].

POSITION DE L'ACCIDENT MEDIAN DE BELLEDONNE

Quatre tomographies électriques (E1 à E4, Figure 2a) et 3 profils sismiques (S3 à S5, Figure 2a) ont été effectués de part et d'autre du bassin de Séchilienne de manière à localiser la BMF au Sud, où elle est masquée par des dépôts quaternaires (cônes alluviaux et moraines, Figure 2a). Pour les tomographies électriques, les résistivités apparentes mesurées ont été inversées en utilisant l'algorithme proposé par [24] à l'aide du logiciel *Res2dInv* et les profils sismiques ont été interprétés par la méthode de réfraction en onde P [25] de manière à obtenir, respectivement, une coupe des résistivités vraies (Figure 4 et Figure 5e et 5f) et le profil des vitesses en onde P des terrains en fonction de la profondeur (Figure 5b et 5d).

La BMF, en juxtaposant des micaschistes à l'Ouest et des amphibolites à l'Est (Figure 2a), est susceptible de montrer un fort contraste de résistivité. Le profil E1, localisé au Nord du bassin de Séchilienne (Figure 2a), où la position de la BMF est bien contrainte par des affleurements rocheux, montre, en effet, sous une couche résistive de quelques milliers d'ohm.m de 3m à 10m d'épaisseur interprétée comme étant des débris rocheux, un contraste latéral de résistivité entre les micaschistes à l'Ouest (400 à 1000 ohm.m) et les amphibolites à l'Est (> 3000 ohm.m) (Figure 4a). Le profil électrique E2, localisé sur le cône alluvial de Saint Barthélémy de Séchilienne (Figure 2a) présente, sur 60 m d'épaisseur, une résistivité relativement homogène comprise entre 400 et 800 ohm.m, à l'exception d'une zone conductrice au niveau du passage du torrent (Figure 4b). Le profil sismique S3 situé le long de E2 (Figure 2a), révèle la présence de trois interfaces sismiques subhorizontales avec des vitesses d'onde P de 750m/s, 1500m/s et 3200m/s (Figure 4b). La vitesse élevée mesurée dans la troisième couche (3200m/s) indique que le toit du substratum rocheux est atteint vers 30m de profondeur. Au vu des valeurs de résistivités mesurées à 30 m de profondeur (400 à 800 ohm.m), ce rocher est certainement constitué de micaschistes. L'absence de contraste latéral de

résistivité implique que la BMF n'a pas été imagée sur ce profil et que le contact entre micaschistes et amphibolites doit être situé plus à l'Est. Deux autres tomographies électriques (E3 et E4) ont été réalisées plus au Sud sur des dépôts morainiques masquant la trace de la BMF (Figure 2a). Au niveau de E3, sous la couche résistive de moraine (> 2000 ohm.m), l'image (Figure 4c) montre un net contraste latéral de résistivité entre l'Ouest (500 à 800 ohm.m) et l'Est (> 2500 ohm.m). La zone superficielle conductrice (< 600 ohm.m) observée entre les abscisses 140m et 180m correspond au passage d'une source caractérisée par une eau conductrice (mesurée à 25 ohm.m) qui diminue localement la résistivité des moraines. Les deux profils de sismique réfraction en onde P, S4 (sur la partie Ouest de E3) et S5 (centré sur la source) (Figure 2a), révèlent la présence de trois interfaces sismiques avec des vitesses d'onde P de 350m/s, 1000m/s et 3200m/s à l'Ouest de la source et de 350m/s, 700m/s et 4500m/s à l'Est de la source (Figure 4c). Le toit du substratum rocheux est ainsi atteint entre 30m et 20m de profondeur à l'Ouest de la source et à 10m de profondeur plus à l'Est (Figure 4c). Ce ressaut vertical de 10m, associé à un net contraste latéral de vitesse d'onde P et de résistivité (respectivement 3200m/s et 650 ohm.m à l'Ouest et 4500m/s et 2500 ohm.m à l'Est, Figure 4c) est interprété comme la trace de la BMF juxtaposant les micaschistes et les amphibolites. Sous 5m de terrain très résistif (> 8000 ohm.m) coïncidant avec la présence de blocs rocheux d'amphibolites éboulés et 25m de terrain résistif (1000 à 4000 ohm.m) correspondant probablement à des moraines non saturées, l'image électrique du profil E4 (Figure 4d) montre également un important contraste latéral de résistivité entre l'Ouest (400 à 700 ohm.m) et l'Est (> 2500 ohm.m), qui peut être interprété comme la trace de la BMF en profondeur.

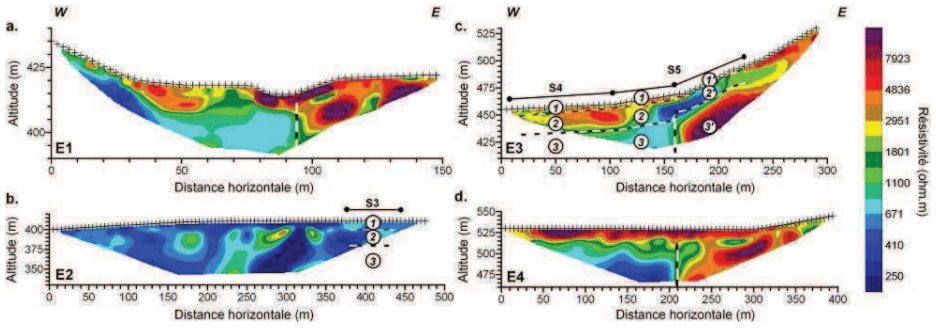


Figure 4 : Coupes Est-Ouest des tomographies électriques avec l'interprétation des profils de sismique réfraction et la position interprétée de l'accident médian de Belledonne, BMF (ligne pointillée noire et blanche a) Profil électrique E1, RMS=3.2%, 5 itérations b) Profil électrique E2, RMS=2.3%, 5 itérations, vitesses d'onde P déduites de l'interprétation en sismique réfraction du profil S3 : (1) 600-800m/s (2) 1450-1550 m/s (3) 3100-3300m/s. c) Profil électrique E3, RMS=2.0%, 5 itérations, vitesses d'onde P déduites de l'interprétation en sismique réfraction des profils S4 et S5 : (1) 350-400 m/s (2) 900-1100m/s (3) 3150-3250m/s (1') 300-350m/s (2') 700-800m/s (3') 4300-4700m/s d) Profil électrique E4, RMS=2.3%, 5 itérations

En considérant une géométrie rectiligne de la BMF, ces résultats montrent que sa trace est décalée au Sud de 200 à 300 m vers l'Est (trace C, Figure 2a) comparée à son tracé de la carte géologique (trace B, Figure 2a) [11]. Par rapport à son tracé observé au Nord (trace A, Figure 2a), il en résulte un décalage senestre d'au moins 375m au centre du bassin de Séchilienne (Figure 2a).

EPAISSEUR SEDIMENTAIRE LE LONG DE LA BASSE VALLEE DE LA ROMANCHE

Deux profils sismiques (S1 et S2) dans le bassin de Séchilienne, deux profils électriques (E5 et E6) à l'amont du bassin de Séchilienne et 4 profils de points de mesure du bruit de fond sismique le long de vallée (P) et transversalement à la vallée (T1 à T3) ont été réalisés (Figure 2a) de manière à déterminer l'épaisseur sédimentaire.

La Figure 5a montre le sismogramme du profil S1 pour le tir avec offset à l'Est (T5). L'analyse des ondes réfractées (P, Figure 5a) montre, jusqu'à une profondeur de 50m, la présence de trois couches avec des vitesses d'onde P respectivement de 700m/s, 1400m/s et 2300m/s (trait plein noir, Figure 5b). La courbe de dispersion des ondes de Rayleigh (R, Figure 5a) a également été calculée entre 5Hz et 20Hz puis inversée à partir du logiciel *Geopsy* [26]. Des vitesses des ondes S de 300 m/s, 600 m/s et 850m/s ont ainsi pu être déterminées jusqu'à la profondeur de 50m (trait pointillé noir, Figure 5b). Ces valeurs sont cohérentes avec celles déduites de l'interprétation en réfraction des ondes S du profil S2 (trait plein gris, Figure 5b). Les valeurs relativement faibles des vitesses d'ondes P et S jusqu'à 50m de profondeur indiquent que le substratum rocheux n'a pas été atteint. Les terrains correspondent probablement, sous une couche superficielle de 4m à 7m d'épaisseur (Vp = 700m/s et Vs = 300m/s), à des alluvions fluvio-glaciaires saturés (la nappe phréatique se situant vers 8m de profondeur (Vp = 1400m/s)) et consolidés (Vp = 2300m/s et Vs = 850m/s). En filtrant les sismogrammes du profil S1 par un filtre passe-bande entre 50Hz et 100Hz (Figure 5c), quatre ondes réfléchies apparaissent clairement (R1 à R4, Figure 5c). Les vitesses d'ondes P jusqu'à 300m à 400m de profondeur sont ainsi déterminées par analyse de vitesse [27] et après correction dynamique (Figure 5d). Ces dernières, comprises entre 2200m/s et 2500m/s, sont cohérentes avec celles trouvées par l'interprétation en réfraction (Figure 5b). Alors que les réflecteurs R1 à R3 correspondent certainement à des contrastes d'impédances sismiques au sein du remplissage alluvial du bassin, le réflecteur principal (R4) coïncide probablement avec l'interface entre le substratum rocheux et les sédiments fluvio-glaciaires. Le toit du substratum rocheux apparait ainsi à une profondeur comprise entre 330m à l'Ouest (trait gris, Figure 5d) et 370m à l'Est (trait noir, Figure 5d).

A l'amont du bassin de Séchilienne, la tomographie électrique de 640 m de long réalisée longitudinalement à l'axe et au centre de la vallée (E5) montre des résistivités homogènes et relativement faibles (< 3000 ohm.m) (Figure 5e) impliquant que le substratum ici constitué d'amphibolites n'a pas été atteint et est donc situé à plus de 100m de profondeur. En revanche, la tomographie électrique transversale à la vallée (E6) met en évidence un fort contraste latéral de résistivité à 75m du bord Sud de la vallée (Figure 5f) entre des terrains résistifs (> 4000 ohm.m) à faible profondeur (< 15m) au Sud correspondant certainement aux amphibolites et des terrains conducteurs (< 1500 ohm.m) sur au moins 25m d'épaisseur au Nord interprétés comme les alluvions fluvio-glaciaires. Il en résulte ainsi, dans cette zone, un fort plongement du substratum rocheux vers le centre de la vallée jusqu'à une profondeur d'au moins 100m.

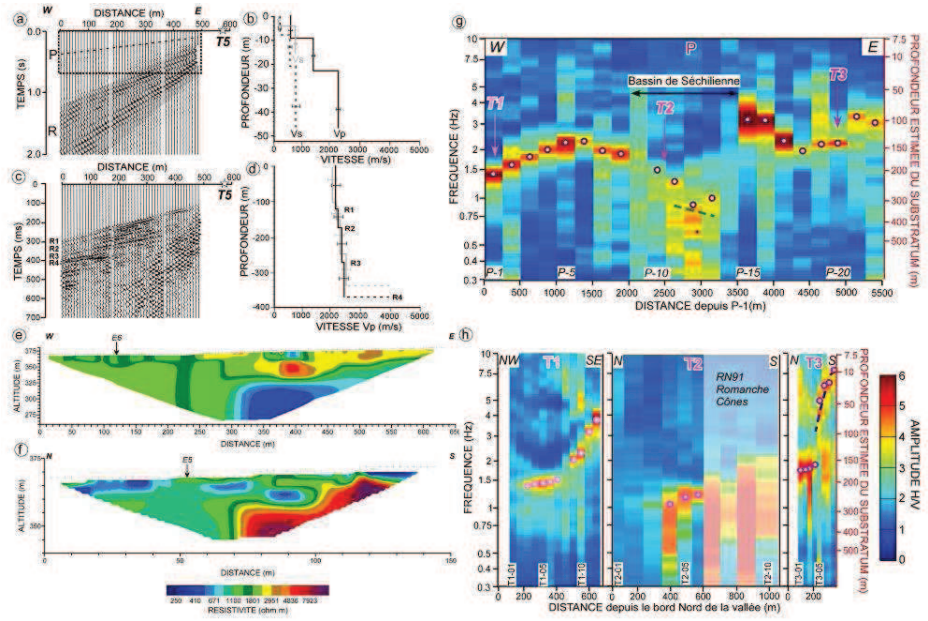


Figure 5 : Prospection géophysique dans la vallée de la Romanche a) Sismogramme réel du tir T5 (offset Est) du profil S1 (P : ondes P réfractées – R : ondes de Rayleigh - le cadre pointillé indique le zoom de la Fig. 5c) b) Profil des vitesses sismiques en fonction de la profondeur déduit de l'analyse en sismique réfraction (trait plein) et de l'inversion des ondes de surface (trait pointillé) (noir : profil S1 - gris : profil S2) c) Sismogramme filtré par un filtre passe-bande entre 50 et 100Hz du tir T5 (offset Est) du profil S1 (R1 à R4 : ondes réfléchies) d) Profil de vitesses des ondes P en fonction de la profondeur déduit de l'analyse en sismique réflexion du profil S1 (noir : tir avec offset Est (T5 - gris : tir avec offset Ouest) e) Profil électrique E5, ABS=4.3%, 5 itérations f) Profil électrique E6, ABS=3.2%, 5 itérations g) Profil H/V longitudinal le long de la vallée (P) h) Profils H/V transversaux à la vallée (T1, T2 et T3) (ronds : fréquence du pic des rapports H/V - traits pointillés : position du toit du substratum rocheux déduit de l'analyse de la sismique réflexion (vert) et du profil électrique E6 (bleu)

Le rapport de l'amplitude du spectre de Fourier des composantes horizontales sur la composante verticale du bruit de fond sismique (rapport H/V) a été calculé en utilisant le procédé proposé par [28]. La coupe de l'amplitude du rapport H/V des points de mesure du profil longitudinal (P) et des profils transversaux (T1 à T3) en fonction de la fréquence (Figure 5g et 5h) met en évidence une variation de la fréquence du pic des rapports H/V (ronds, Figure 5g et 5h) en fonction de la position des capteurs. De manière à évaluer l'épaisseur des dépôts sédimentaires le long de la vallée, une analyse paramétrique de la fréquence du pic des courbes d'ellipticité des ondes de Rayleigh théoriques 1D en fonction de l'épaisseur (entre 10m et 500m) a été effectuée à partir des

données des expériences de sismique active (Figure 5c et 5d). La comparaison entre les fréquences d'ellipticités calculées et les fréquences du pic des rapports H/V mesurées a permis d'estimer la profondeur du substratum au droit de chaque capteur le long de la vallée (échelle de droite, Figure 5g et 5h). Cette échelle a également été validée par (i) une bonne correspondance au niveau du bassin de Séchilienne avec l'analyse des ondes réfléchies du profil S1 (trait pointillé vert, Figure 5g), (ii) une bonne correspondance à l'amont du bassin de Séchilienne avec le profil électrique E6 (trait pointillé bleu, Figure 5h) et (iii) une modélisation numérique du bruit de fond sismique qui indique une bonne cohérence entre les courbes H/V obtenues à partir du bruit de fond mesuré et simulé [21]. Le long de la vallée, l'épaisseur sédimentaire augmente donc brutalement au niveau du bassin de Séchilienne (300m à 350m) par rapport à l'aval (150m à 200m) et à l'amont (100m à 150m) (Figure 5g et 5h).

CONCLUSIONS DE L'ETUDE GEOPHYSIQUE

Les résultats de cette campagne ont ainsi mis en évidence deux principaux points (Figure 3a). Premièrement, un décalage de la trace de surface en décrochement senestre de plus de 375m de la BMF au niveau du village de Séchilienne qui résulte probablement de l'activité ancienne de la SFZ. La surface de cette zone de faille, clairement visible dans les amphibolites à l'amont du bassin et en rive droite de la Romanche (site 3, Figure 3a) se prolonge donc vers l'Ouest et pourrait se connecter avec les failles N70° observées dans les micaschistes à l'aval du bassin et en rive gauche de la Romanche pour former une structure d'au moins 6km de long (Figure 3a). Deuxièmement, un surcreusement glaciaire très important de la vallée dans les micaschistes (au niveau du bassin de Séchilienne et dans une moindre mesure en aval) par rapport aux amphibolites (rapport de 3 à 5) (Figure 3a). L'emplacement du bassin de Séchilienne correspond donc probablement à un ombilic glaciaire qui s'est formé en raison de la présence d'un contraste lithologique majeur (amphibolites résistantes à l'Est et micaschistes plus érodables à l'Ouest) exacerbé par l'intersection de deux structures héritées majeures (SFZ et BMF) (Figure 3a). Ce surcreusement très important de la vallée dans les micaschistes a engendré une modification importante de l'état des contraintes dans le massif rocheux où se localisent les mouvements de versant (Figure 3a), ce qui montre le contrôle de l'érosion glaciaire sur la génération des instabilités gravitaires. Cependant, de manière à évaluer si ces facteurs préparatoires, associés au facteur litho-structural interne, ont été suffisants pour déclencher ces instabilités, la détermination de la relation temporelle entre la déglaciation de la vallée et l'initiation des instabilités s'avère nécessaire.

DONNEES GEOCHRONOLOGIQUES

Une étude géochronologique visant à contraindre : (i) l'âge de déglaciation de la vallée de la Romanche et (ii) la dynamique de déstabilisation gravitaire des mouvements de versant a donc été réalisée [29]. La méthode de datation utilisée est basée sur l'accumulation de nucléides cosmogéniques produits à travers des réactions nucléaires induites lorsque la roche est exposée à la surface [30]. Dans cette étude, le ^{10}Be produit in-situ dans le quartz a été utilisé. Deux types d'échantillons ont donc été collectés, (i) des échantillons provenant de surfaces rocheuses à poli glaciaire de manière à évaluer l'âge de la dernière déglaciation (Pg1 à Pg3, Figure 2b) et (ii) des échantillons provenant

de profils verticaux le long de la niche d'arrachement sommitale du mouvement de Séchilienne (n°3, Figure 2a) (S1 à S3, Figure 2b) et d'un profil vertical le long de l'escarpement sommital du tassement de Fau Laurent (n°2, Figure 2a) (F1, Figure 2b) de manière à déterminer la dynamique d'exposition de ces escarpements principaux.

DYNAMIQUE DE DEGLACIATION

Les âges d'exposition des échantillons prélevés sur le plateau glaciaire du Mont Sec varient entre 7,5 et 16,6 ^{10}Be ka (Pg1 à Pg3, Figure 6a). Dans le cas de surfaces qui ont été recouvertes par des glaciers, l'interprétation de ces âges dépend de la présence de masques aux rayons cosmiques. Ainsi, si des dépôts morainiques ou de la tourbe se sont déposés, l'âge d'exposition calculé correspond au retrait par érosion de ce masque et est donc plus jeune que l'âge de déglaciation. En conséquence, l'âge le plus ancien, déterminé au niveau de Pg2 (16,6 ± 0,6 ^{10}Be ka), est interprété comme l'âge minimal du dernier retrait du glacier de la Romanche vers 1100 m d'altitude (Tg, Figure 7a). Cet âge est cohérent avec le début de la formation de la tourbière du Mont Sec daté par ^{14}C à 11,5 ± 0.5 ka BP [31] au voisinage de Pg1, site qui a probablement été recouvert par des moraines qui persistent encore par endroit à proximité (Figure 2). A partir de ces mesures, l'âge de déglaciation totale de la basse vallée de la Romanche à 400 m d'altitude a été estimé par comparaison avec une autre vallée glaciaire présentant un contexte géologique et morphologique similaire, la vallée de la Tinée (massif cristallin externe de l'Argentera, France) [32], à 13,3 ± 0.1 ka BP (Tg^R, Figure 7a).

DYNAMIQUE DE DESTABILISATION GRAVITAIRE

Trois profils verticaux de 30m à 35m de haut ont été échantillonnés le long de la niche d'arrachement sommitale du mouvement de Séchilienne (Mont Sec) (S1 à S3, Figure 6a). Onze échantillons ont été collectés le long du profil S1 qui présente une forme régulière (Figure 6b). Les âges d'exposition (Td) et leurs incertitudes (Figure 6b), représentés en fonction de la distance depuis le sommet de la falaise (Di) (Figure 6c), diminuent régulièrement depuis le haut vers le bas de la falaise, impliquant une exposition progressive de la niche d'arrachement. En traçant les deux lignes enveloppant les valeurs extrêmes en considérant les barres d'erreurs, ces âges d'exposition sont distribués à l'intérieur d'une zone étroite (zone rouge, Figure 6c). Les pentes de ces enveloppes suggèrent une distinction de deux périodes présentant des vitesses d'exposition différentes avec une augmentation du taux de dénudation vertical vers le milieu de la falaise (Di compris entre 17m et 20m) entre 1,0 et 2,3 ^{10}Be ka (Td^a, Figure 7a). La première étape de déstabilisation est caractérisée par des faibles vitesses de dénudation verticale (entre 0,36cm/an et 0,43cm/an, Figure 7a) alors que la seconde étape présente des vitesses élevées (entre 0,75cm/an et 1,80cm/an, Figure 7a) et comparables à celles mesurées au cours des 20 dernières années (entre 0,7cm/an et 1,6cm/an, [17]). De plus, l'intersection de ces lignes avec l'axe horizontal (Di = 0m) permet d'estimer l'âge d'initiation du mouvement de Séchilienne (Td^i, Figure 7a) entre 5,0 et 7,8 ^{10}Be ka. Les deux autres profils verticaux (S2 et S3), localisés plus à l'Ouest du profil S1 (Figure 6a) présentent une topographie moins régulière que celle de S1 (Figure 6b). Les quatre échantillons collectés sur ces deux profils (Figure 6b) montrent, pour une même position verticale (Di), des âges d'exposition similaires à ceux du profil S1 (Figure 6c), à l'exception des trois premiers échantillons du profil S2 qui donnent un âge d'exposition plus jeune (points 1 à 3, Figure 6c). Cette différence peut être expliquée par la présence

d'une plate forme intermédiaire sur la topographie du profil S2 suggérant l'événement d'un petit éboulement local au sommet de la falaise postérieur à la déstabilisation gravitaire principale (Figure 6b). Puisque la longueur de la niche d'arrachement sommitale comprise entre S1 et S3 représente 65% de sa longueur totale (Figure 6a), la similitude des âges d'exposition entre ces trois profils suggère une propagation latérale et une dynamique de tassement quasi-synchrone de cet escarpement entre S1 et S3.

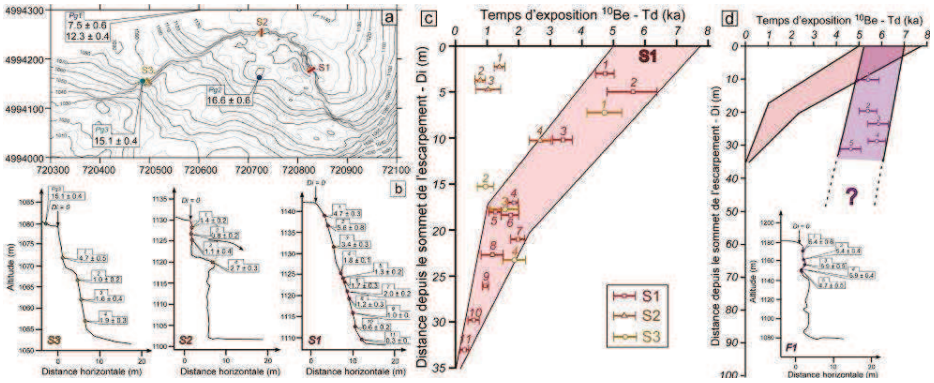


Figure 6 : a) Carte topographique de la niche d'arrachement sommitale du mouvement de Séchilienne avec la localisation et les âges d'exposition (en ka) des échantillons analysés (Pg1 est situé plus au Nord, hors du cadre (voir Figure 2b)) b) Coupes topographiques des profils verticaux échantillonnés le long de la niche d'arrachement sommitale du mouvement de Séchilienne (S1, S2 et S3) avec la localisation et les âges d'exposition (en ka) des échantillons analysés, échelle 1/1 (Di : position du sommet de l'escarpement) c) Age d'exposition ^{10}Be en fonction de Di avec les incertitudes analytiques des profils S1, S2 et S3 (zone rouge : enveloppe des taux d'exposition du profil S1) d) Mouvement de Fau Laurent (voir sa localisation sur la figure 2) ; bas : coupe topographique du profil vertical échantillonné le long de la niche d'arrachement sommital du mouvement de Fau Laurent (F1) avec la localisation et les âges d'exposition (en ka) des échantillons analysés, échelle 1/1 (Di : position du sommet de l'escarpement) ; haut : âge d'exposition ^{10}Be en fonction de Di avec les incertitudes analytiques du profil F1 (zone rouge : enveloppe des taux d'exposition définie pour le mouvement de Séchilienne - zone mauve : enveloppe des taux d'exposition définie pour le mouvement de Fau Laurent)

Cinq échantillons ont également été collectés le long d'un profil vertical dans la partie supérieure de l'escarpement sommital du tassement de Fau Laurent de 100m de haut (F1, Figure 2b et Figure 6d). Les âges d'exposition (Td) et leurs incertitudes, représentés en fonction de la distance depuis le sommet de la falaise (Di) (Figure 6d), sont relativement similaires sur les 30 premiers mètres de la falaise. En traçant les deux lignes enveloppant les valeurs extrêmes en considérant les barres d'erreurs, ces âges d'exposition sont distribués à l'intérieur d'une zone étroite (zone mauve, Figure 6d). La comparaison de cette zone avec celle déterminée pour le mouvement de Séchilienne (zone rouge,

Figure 6d) met en évidence : (i) une dynamique de déstabilisation différente mais (ii) une initiation du mouvement de Fau Laurent synchrone avec celle du mouvement de Séchilienne (Figure 6d).

CONCLUSIONS DE L'ETUDE GEOCHRONOLOGIQUE

Le délai minimum entre la déglaciation totale de la vallée de la Romanche (Tg^R, 13,0 ± 0,2 ka) et l'initiation de la rupture le long de l'escarpement sommital du mouvement de Séchilienne (Td^i, 6,4 ± 1,4 ka) est ainsi estimé à 5000 ans (Figure 7b). A l'échelle de l'arc alpin, les récentes études géochronologiques de mouvements de terrain majeurs révèlent également une initiation des instabilités différée par rapport au retrait glaciaire. La durée conduisant à la rupture est ainsi estimée à plus de 3000 ans pour le mouvement de la Clapière (France) [32], à plus de 2500 ans pour le glissement rocheux de Flims (Suisse) [33], à plus de 4000 ans pour celui de Val Viola (Italie) [34] et à plus de 2000 ans pour celui de Fernpass (Autriche) [35].

Dans le cas du mouvement de Séchilienne, la phase d'initiation (Td^i) s'est produite au cours de l'optimum climatique de l'Holocène, un événement climatique s'étalant de 9,0 à 5,0 ka BP (zone grisée, Figure 7). Dans les Alpes occidentales, cette période est caractérisée par une augmentation de la température moyenne de 1°C à 2°C [36], un développement du couvert forestier [37] (Figure 7c) et une augmentation des niveaux dans les lacs causée par des fortes précipitations [38] (Figure 7c). La combinaison de ces différentes caractéristiques climatiques fait de l'optimum climatique une période relativement chaude et très humide de l'Holocène. Depuis cette initiation, l'activité du mouvement est continue avec une phase d'accélération (Td^a) entre 2,3 et 1,0 ka qui coïncide avec la période Subatlantique (Figure 7). Cette phase d'accélération peut être due à une diminution des propriétés mécaniques du massif rocheux résultant de sa déformation progressive. Depuis cette phase, les vitesses de dénudation moyennes sont restés similaires jusqu'à aujourd'hui comme le montrent les mesures instrumentales de déplacement [17]. Ce suivi des mouvements suggère également une corrélation entre l'augmentation des vitesses de déplacement avec les périodes de forte précipitation [16]. Le facteur externe hydrologique semble donc jouer un rôle majeur dans l'initiation et dans la dynamique du mouvement de Séchilienne. Néanmoins, l'activité sismique récurrente mais faible du massif de Belledonne (Figure 1b, $M_L < 3,5$, [7]) peut avoir joué un rôle dans cette dynamique même si elle n'est pas démontrée actuellement. De plus, une dégradation progressive des caractéristiques mécaniques du massif liée au développement de l'altération suite à la décompression du massif et à l'ouverture des fractures qui en résulte, a également pu provoquer, sans facteurs externes déclenchant, ces grandes instabilités gravitaires.

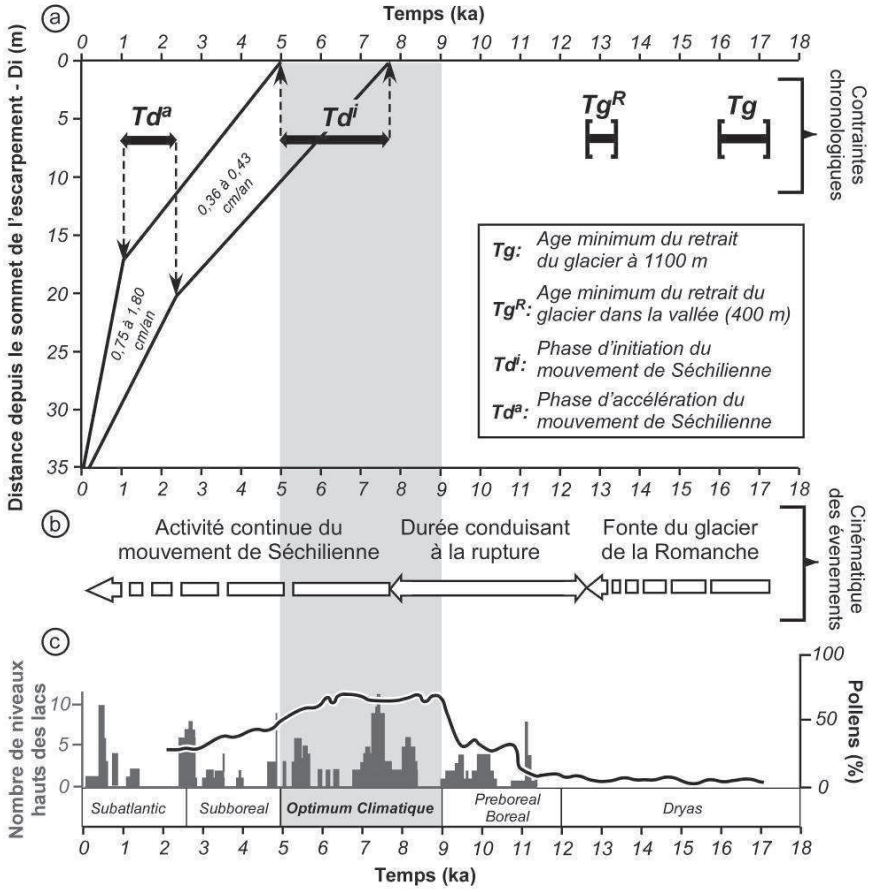


Figure 7 : a) Enveloppe des âges d'exposition ^{10}Be du profil S1 du mouvement de Séchilienne tracée en fonction du temps et de la distance par rapport au sommet de la niche d'arrachement sommitale permettant de déterminer les contraintes chronologiques (Tg – TgR – Tdi - Tda) et les vitesses de dénudation verticales b) Cinématique des événements du mouvement déduit des contraintes chronologiques c) Distribution des dates des niveaux d'eau élevés dans les lacs du Jura, du Nord des pré-Alpes françaises et du plateau Suisse [38] et évolution du taux de pollen [37] durant la fin du Quaternaire

CONCLUSIONS

Ce travail de recherche pointe l'importance, pour la caractérisation des mouvements de terrain, du développement d'une étude pluridisciplinaire qui associe l'instabilité gravitaire au contexte géologique régional, en l'intégrant dans une large échelle spatio-temporelle. Les relations suivantes entre l'évolution géomorphologique de la basse vallée

de la Romanche et les instabilités gravitaires affectant ses versants rocheux ont ainsi pu être mises en évidence :

- Les grands mouvements de terrain observés dans cette région ont tous été recensés dans les micaschistes qui sont caractérisés par une moindre résistance et par un système de fracturation différent de celui observé dans les amphibolites.
- Le surcreusement glaciaire très important de la vallée mis en évidence au niveau du bassin de Séchilienne (et dans une moindre mesure en aval) a engendré une modification importante de l'état des contraintes dans le massif rocheux constitué principalement de micaschistes.
- Ce processus érosif, associé à la décompression élastique générée par la fonte des glaciers et au facteur litho-structural, ne semble pas avoir été suffisant pour déclencher les instabilités gravitaires de manière immédiate après le retrait glaciaire. En effet, les mouvements de Séchilienne et de Fau Laurent ont été déclenchés avec un retard d'au moins 5000 ans par rapport au retrait glaciaire, et probablement suite à une sollicitation externe climatique. Le facteur externe hydrologique semble donc jouer un rôle majeur dans leur initiation même si le processus érosif seul, diminuant progressivement les caractéristiques mécaniques du massif rocheux jusqu'au moment où elles n'assurent plus la stabilité des versants, pourrait l'expliquer.
- La dynamique du mouvement de Séchilienne, qui semble également fortement influencée par le facteur hydrologique, est relativement constante depuis plus de 1000 ans dans sa partie supérieure. La réactivation des mouvements depuis une trentaine d'années ne semble donc concerner qu'une partie limitée du mouvement (zone frontale) et non l'ensemble du versant.

REMERCIEMENTS

Ce travail a reçu le prix Jean Goguel, décerné le 20 mai 2010 par le CFGI (Comité Français de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement).

L'article a été publié dans le Bulletin of Engineering Geology and the Environment (Vol 70. N°3. 2011). Nous remercions l'éditeur Springer pour son autorisation de publication dans l'ouvrage Géologie de l'ingénieur – Engineering geology.

*The paper was published in the Bulletin of Engineering Geology and the Environment (*Vol 70. N°3. 2011*). We thank Springer for his authorization to publish the paper in the book "Géologie de l'ingénieur – Engineering geology".*

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] C.K. Ballantyne : *"Paraglacial geomorphology"*, Quaternary Science Reviews 21 (2002) 1935-2017

[2] P.C. Augustinus : *"Rock mass strength and stability of some glacial valley slopes"*, Zeitsschrift für Geomorphologie 3 (1995) 55-68

[3] F. Agliardi, G. Crosta, G. Zanchi : *"Structural constraints on deep-seated slope deformation kinematics"*, Engineering Geology 59 (2001) 83-102

[4] D.M. Cruden and X.Q. Hu : *"Exhaustion and steady-state models for predicting landslide hazards in the canadian Rocky Moutains"*, Geomorphology 8 (1993) 279-285

[5] D.K. Keefer : *"Landslides caused by earthquakes"*, Bulletin of the Geological Society of America 95 (1984) 406-421

[6] P. Desvarreux : *"Recherche d'une méthode d'étude des mouvements de terrains et applications pratiques"*, Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble 1, (1970) 180p

[7] F. Thouvenot, J. Frechet, L. Jenatton, J.F. Gamond : *"The Belledonne Border Fault: identification of an active seismic strike-slip fault in the western Alps"*, Geophysical Journal International 155 (2003) 174-192

[8] J. Martinod, L. Roux, J.F. Gamond, J.P. Glot : *"Present-day deformation of the Belledonne Massif (External Alps, France): comparison triangulation-GPS"*, Bulletin de la Société Géologique de France 172 (2001) 713-721

[9] C. Sue, B. Delacou, J.D. Champagnac, C. Allanic, P. Tricard, M. Burkhard : *"Extensional neotectonics around the bend of the Western/Central Alps: an overview"*, International Journal of Earth Sciences 96 (2007) 1101-1129

[10] G. Montjuvent :(1978). *"Le Drac, morphologie, stratigraphie et chronologie quaternaires d'un bassin alpin"*, Thèse de doctorat d'état, Université Joseph Fourier, Grenoble 1, CNRS édition (1978) 431p

[11] J.C. Barféty, P. Bordet, F. Carme, J. Debelmas, M. Meloux, G.Montjuvent, R.Mouterde, J.Sarrot-Reynauld : *"Notice explicative, carte géologique de la France (1/50.000), feuille Vizille (797)"*, BRGM, Orléans (1972)

[12] R.P. Ménot : *"An overview of the geology of the Belledonne massif (external crystalline massifs of Western Alps)"*, Swiss Bulletin of Mineralogy and Petrology 70 (1988) 33-53

[13] J.C. Barféty, M. Gidon, G. Montjuvent : *"Extension et importance des glissements superficiels aux abords méridionaux de Grenoble"*, Geologie Alpine 46 (1970) 17-22

[14] J.P. Duranthon, L. Effendiantz, M. Memier, I. Previtali : *"Apport des méthodes topographiques et topométriques au suivi du versant rocheux instable des ruines de Séchilienne"*, Revue XYZ 94 (2003) 31-38

[15] O. Le Roux, D.Jongmans, J.Kasperski, S.Schwartz, P.Potherat, V.Lebrouc, R.Lagabrielle, O.Meric : *"Deep geophysical investigations of the large Séchilienne landslide (Western Alps, France) and calibration with geological data"*, Engineering Geology (2011) in press

[16] J.L. Durville, L. Effendiants, P. Pothérat, P. Marchesini : *"The Séchilienne landslide, in: Identification and mitigation of large landslide risks in Europe"*, Edited by C.Bonnard, F.Forlati, C.Scavia, A.A.Balkema, Rotterdam, The Netherlands (2004) 253-269

[17] J.M. Vengeon, A. Giraud, P. Antoine, L. Rochet : *"Analysis of the deformation and toppling of rock slopes in crystallophyllian terrain"*, Canadian Geotechnical Journal 36 (1999) 1123-1136

[18] P. Alfonsi : *"Relation entre les paramètres hydrogéologiques et la vitesse dans les glissements de terrain. Exemples de La Clapière et de Séchilienne (France)"*, Revue Française de Géotechnique 79 (1997) 3-12

[19] J.M. Vengeon : *"Deformation et rupture des versants en terrain métamorphique anisotrope. Apport de l'étude des ruines de Séchilienne"*, Thèse de doctorat de l'université Joseph Fourier, Grenoble 1 (1998) 186p

[20] P. Pothérat and P. Alfonsi : *"Les mouvements de versant de Séchilienne (Isère). Prise en compte de l'héritage structural pour leur simulation numérique"*, Revue Française de Géotechnique 95/96 (2001) 117-131

[21] O. Le Roux : *"Caractérisation de l'évolution géomorphologique de la basse vallée de la Romanche en relation avec les instabilités gravitaires de ses versants rocheux"*, Thèse de doctorat de l'Université Joseph Fourier, Grenoble 1 (2009) 321p

[22] F.S. Spear : *"Metamorphic Phase Equilibria and Pressure-Temperature-Time Paths"*, Mineralogical Society of America, Monograph series (1993) 799p

[23] O. Le Roux, S. Schwartz, J.F. Gamond, D. Jongmans, P. Tricard, M. Sébrier : *"Interaction between tectonic and erosion processes on the morphogenesis of an alpine valley: geological and geophysical investigations in the lower Romanche valley (Belledonne massif, western Alps)"*, International Journal of Earth Sciences 99 (2010) 427-441

[24] M.H. Loke and R.D. Barker : *"Least-squares deconvolution of apparent resistivity pseudosections"*, Geophysics 60,6 (1996) 1682-1690

[25] H.R. Burger : *"Exploration Geophysics of the Shallow Subsurface"*, Prentice Hall, New Jersey (1992)

[26] M. Wathelet : *"Report on the inversion of velocity profile and version 0 of the inversion software"*, SESAME report D14.07 (2003)

[27] C.H. Dix : *"Seismic velocities from surface measurement"*, Geophysics 20 (1955) 68-86

[28] K. Konno and T. Ohmachi T : *"Ground motion characteristics estimated from spectral ratio between horizontal and vertical components of microtremor"*, Bulletin of the Seismological Society of America 88,1 (1998) 228-241

[29] O. Le Roux, S. Schwartz, J.F. Gamond, D. Jongmans, D. Bourlès, R. Braucher, W. Mahaney, J. Carcaillet, L. Leanni : *"Cosmic Ray Exposure dating on the head scarp of a major landslide (Séchilienne, French Alps), age constraints on Holocene kinematics"*, Earth and Planetary Science Letters, 280 (2009) 236-245

[30] J.C. Gosse and F.M. Phillips : "*Terrestrial in situ cosmogenic nucleides: theory and application"*, Quaternary Science Reviews 20 (2001) 1475-1560

[31] S.D. Muller, T. Nakagawa, J.L. de Beaulieu, M. Court-Picon, C. Carcaillet, C. Miramont, P. Roiron, C. Boutterin, A.A. Ali, H. Bruneton : *"Postglacial migration of silver fir (Abies alba Mill.) in the southwestern Alps"*, Journal of Biogeography 34 (2007) 876-899

[32] F. Bigot-Cormier, R. Braucher, D. Bourlès, Y. Guglielmi, M. Dubar, J.F. Stéphan : *"Chronological constraints on processes leading to large active landslides"*, Earth and Planeatry Science Letters 235 (2005) 141-150

[33] S. Ivy-Ochs, A.V. Poschinger, H.A. Synal, M. Maisch : *"Surface exposure dating of the Flims landslide, Graubünden, Switzerland"*, Geomorphology 103 (2009) 104-112

[34] A. Hormes, S. Ivy-Ochs, P.W. Kubik, L. Ferreli, A.M. Michetti : *"^{10}Be exposure ages of rock avalanche and a late glacial moraine in Alta Valtellina, Italian Al*ps*"*, Quaternary International 190 (2008) 136-145

[35] C. Prager, S. Ivy-Ochs, M. Ostermann, H.A. Synal, G. Patzelt : *"Geology and radiometric 14C, 36Cl and Th/U dating of the Fernpass rockslide (Tyrol, Austria)"*, Geomorphology 103 (2009) 93-103

[36] B.A.S. Davis, S. Brewer, A.C. Stevenson, J. Guiot : *"The temperature of Europe during the Holocene reconstructed from pollen data"*, Quaternary Science Reviews 22 (2003) 1701–1716

[37] J.L. de Beaulieu : *"Contribution pollenanalytique à l'histoire tardiglaciaire et holocène de la végétation des Alpes méridionales françaises"*, Thèse de doctorat, Université Aix-Marseille 3 (1977) 391p

[38] M. Magny : *"Holocene climate variability as reflected by mid-European lake-level fluctuations and its probable impact on prehistoric human settlements"*, Quaternary International 113,1 (2004) 65-79

CONTRIBUTION A L'ANALYSE DES MOUVEMENTS GRAVITAIRES RAPIDES DE GRANDE AMPLEUR PAR LA COMPARAISON DES MATERIAUX SOURCES ET DES DEPOTS – EXEMPLES ALPINS

NICOLAS POLLET
SNCF, Direction de l'Ingénierie, Département Etude de Lignes,
Division Patrimoine Ouvrages en Terre et Hydraulique, 6, avenue François Mitterrand,
93 574 La Plaine Saint-Denis Cedex, France

INTRODUCTION

Un mouvement gravitaire rapide de grande ampleur affecte une partie importante voire la totalité d'un versant de montagne. Le volume mobilisé est supérieur au million de m^3, et les conséquences socio-économiques sont régionales ([1]). La vitesse de mise en place des débris est considérable, se faisant dans un laps de temps allant de quelques secondes à quelques minutes ([2]). Ces phénomènes gravitaires demeurent encore très mal compris, et toute tentative de quantification est confrontée à une réalité physique complexe par rapport aux simplifications imposées par la modélisation. Même si la compréhension de la phase de déclenchement est aujourd'hui satisfaisante, les processus intervenant au cours du transport de la masse rocheuse restent sujet à interrogations.

Les processus prenant place durant le mouvement sont responsables d'une transformation rhéologique du matériau. La génération se fait le plus souvent suivant des mécanismes bien connus comme le glissement ou l'écroulement. Puis, la masse rocheuse se propage en écoulement, devenant une avalanche de roches ([3]). Cette transformation rhéologique de la masse rocheuse dépend du type de matériau et de sa structure initiale, mais également des processus de réduction granulométrique ou désintégration dynamique communs aux phénomènes gravitaires de grande ampleur.

Les dépôts du glissement-avalanche de roches de La Madeleine (Savoie, France) présentent de très bonnes conditions d'affleurement avec une gorge de 150m de profondeur, creusée par la rivière l'Arc. Une méthodologie de quantification de la désintégration dynamique est appliquée à ce cas d'étude dans le but de mettre en évidence l'impact réel de ce processus sur la propagation. Un certain nombre d'observations de terrain en rapport avec cette désintégration dynamique peut être faite dans les dépôts, figés par l'arrêt rapide de la masse rocheuse. Des observations complémentaires faites aux sites de Flims (Grisons, Suisse) et de Köfels (Tyrol, Autriche) complètent l'analyse de la désintégration dynamique, et de son impact sur la grande mobilité de ces mouvements gravitaires rapides de grande ampleur.

LES GLISSEMENTS DE LA MADELEINE, FLIMS ET KÖFELS

Les dépôts du glissement-avalanche de roches de La Madeleine (Savoie, France) se situent dans la Haute vallée de l'Arc (Maurienne) sur les communes de Lanslevillard et de Bessans (Figure 1a). Les dépôts actuels, d'un volume de 71 millions de m^3, sont représentés par des blocs pouvant dépasser un volume de 15 000m^3 et une matrice schisto-calcaire de taille silto-sableuse. La roche mobilisée est représentée par des calcschistes et des marbres phylliteux du Crétacé supérieur ([4]) de l'Unité Liguro-Piémontaise. La morphologie des dépôts ayant beaucoup évolué, suite à la vidange du lac de barrage et au creusement d'une gorge de 150m de profondeur ([5]), le volume initial déposé devait atteindre 125 millions de m^3. En tenant compte de l'effet de foisonnement, cela devait représenter 100 millions de m^3 au niveau de la zone source. Les distances verticales et horizontales du parcours (mesurées entre le point le plus haut de la zone source et le point le plus éloigné atteint par les dépôts) valent respectivement 1300m et 4700m, soit un rapport H/L de 0,28 (Figure 1d).

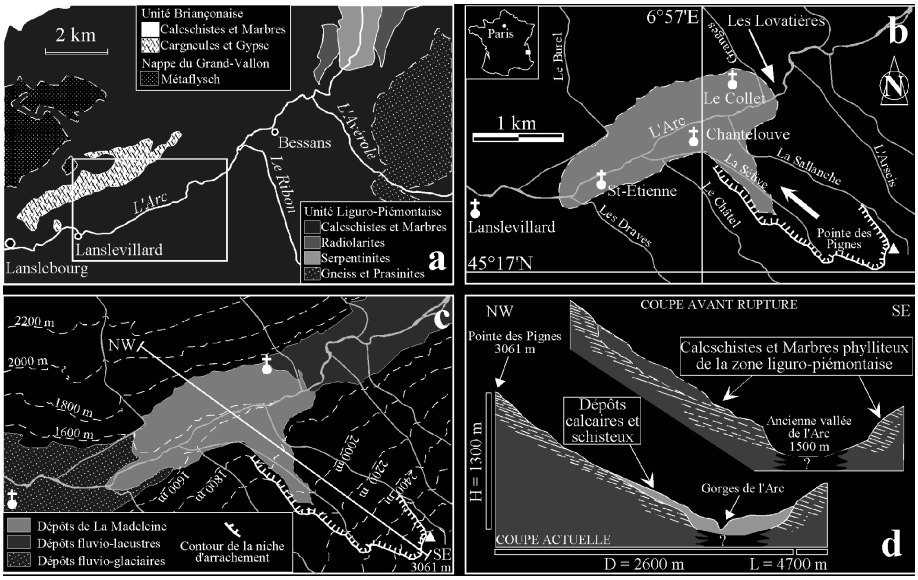


Figure 1 : Cartes et coupes schématiques des dépôts du glissement-avalanche de roches de la Madeleine (Savoie, France). (a) Carte géologique schématique de la haute vallée de l'Arc. (b) Carte schématique situant les limites de la zone source et des dépôts de La Madeleine en teinte sombre. (c) Carte topographique schématique des dépôts quaternaires. (d) Coupes schématiques transversales de la haute vallée de l'Arc au travers des dépôts et forme supposée du versant avant rupture

La morphologie glaciaire de la vallée de l'Arc a fortement contraint le mouvement de la masse rocheuse. L'impact contre le versant opposé de la vallée a eu un rôle négatif sur la mobilité, créant un dépôt en forme de L avec étalement vers l'aval de la vallée ([6], [7]). Une ride allongée (Lieu-dit Chapelle St-Etienne) montre que l'écoulement rocheux a pu

se poursuivre après l'impact, avec une réorientation de la masse rocheuse désintégrée (Figure 1b). Du fait de l'étroitesse de la vallée en cet endroit (1 km en fond de vallée), les dépôts de La Madeleine, en obstruant le passage de la rivière l'Arc (Figure 2), ont généré un lac de barrage naturel ([5]). Les dépôts lacustres situés à l'amont au niveau des Lovatières ont été datés à 7625±65 ans BP (âge non calibré, [6]). Le débordement du lac de barrage a induit le creusement des gorges de l'Arc, offrant d'excellentes conditions d'affleurement.



Figure 2 : Vue vers l'amont (vers le NE) de la gorge de l'Arc, creusée dans les dépôts de La Madeleine

Le glissement-avalanche de roches de La Madeleine a laissé une cicatrice visible au cœur du Massif des Pignes. Juste sous la Pointe des Pignes (3061m), de nombreux pans verticaux et la schistosité permettent actuellement le glissement de dalles rocheuses (Figure 3).



Figure 3 : Photographie (NE-SW) de la zone source de La Madeleine, avec la Pointe des Pignes culminant à 3061m

On parle historiquement de l'écroulement de La Madeleine, mais la génération s'est faite par glissement et le transport par avalanche de roches. La zone source a une altitude comprise entre 2000m et 3000m (Figure 1c). La cicatrice se prolonge vers l'ouest et le sud du versant par un long escarpement latéral d'orientation N120, et marquant la limite avec le versant de l'Arcelle au-dessus de Lanslevillard. Il s'agit d'une fracture régionale (sans doute une faille alpine). Cet escarpement a dû limiter l'expansion latérale de la masse rocheuse en la canalisant sur sa bordure.

Une comparaison est faite avec les glissements rocheux de Flims (Grisons, Suisse) et de Köfels (Tyrol, Autriche). Le glissement de Flims a mobilisé 12km^3 de calcaires marmoréens dans la vallée du Rhin Antérieur. La réduction granulométrique du matériau a été relativement intense avec de nombreux processus mis en évidence ([8], [9]). Les dépôts du glissement de Köfels représentent 2km^3 à 3km^3 de gneiss dans la vallée de l'Ötz ([10]). La réduction granulométrique semble avoir été beaucoup moins intense. Un niveau basal fracturé rapporté au glissement ([10]) a gardé une certaine intégrité l'assimilant à la roche en place ([11]). Un niveau sommital est constitué de blocs de taille moyenne proche du mètre cube. Les cas de Flims (9487±85 ans BP, âge calibré, [12]) et de Köfels (9800±100 ans BP, âge calibré, [13]) ont un âge similaire au glissement-avalanche de roches de La Madeleine.

MESURE DE L'INTENSITE DE LA DESINTEGRATION AU COURS DU TRANSPORT APPLIQUEE AU CAS DE LA MADELEINE

INTRODUCTION

Une méthodologie a été développée afin de mesurer l'efficacité des opérations minières d'abattage à l'explosif ([14]). Cela consiste à comparer les distributions volumétriques des blocs au sein du massif rocheux et des fragments obtenus par un tir de mine. En appliquant cette méthodologie, il est possible de quantifier approximativement l'intensité des processus de désintégration dynamique au cours du mouvement de ces masses rocheuses de grande ampleur. On compare les distributions volumétriques des blocs au sein du massif rocheux et des fragments présents dans les dépôts. L'objectif est de quantifier l'intensité de la réduction granulométrique, ou désintégration dynamique.

Le massif rocheux est caractérisé par un certain nombre de familles directionnelles de discontinuités. La masse rocheuse initiale peut donc être considérée comme un assemblage, le plus souvent très irrégulier, de blocs élémentaires. La mesure des orientations et des pendages des discontinuités permet de proposer un modèle de répartition de ces fractures au sein du massif rocheux. La distribution blocométrique de la masse rocheuse initiale peut ainsi faire l'objet d'une modélisation géométrique ([15]).

Les dépôts des mouvements gravitaires rapides de grande ampleur ont généralement une granulométrie très hétérogène, requerrant des méthodes multiples d'analyse. Les blocs de très grand volume se situent au sein d'un assemblage rocheux de fragments et d'une matrice. On nommera matrice les éléments de taille inférieure à 10cm^3. Les mesures se font par traitement de photographies relatives aux dépôts par analyse d'images, et traitement d'échantillons prélevés dans les dépôts par granulométrie par tamisage ou laser. Une courbe granulométrique représentative des dépôts peut ainsi être construite.

La comparaison de la distribution blocométrique du massif rocheux et de la courbe granulométrique des dépôts est une mesure de l'intensité des processus de désintégration dynamique intervenant au cours du mouvement. Une étude similaire a déjà été menée par Couture [16] au cas de La Madeleine. Une comparaison est faite entre les différents résultats, et les observations de terrain.

ETUDE BLOCOMETRIQUE DU MASSIF ROCHEUX

L'analyse de la distribution volumétrique de blocs dans un massif rocheux s'appuie sur des méthodes statistiques et stéréologiques. Sur la base de relevés linéaires réalisés sur affleurement, les caractéristiques des discontinuités sont analysées afin de déterminer l'orientation, le pendage, la longueur de trace et l'espacement (valeurs moyennes et écart type) pour chaque famille directionnelle. Les programmes de simulation de massifs rocheux s'appuient sur ces données, en présentant les joints en tant que disques dans l'espace. Chaque joint ou disque est représenté par la position de son centre dans l'espace (X, Y, Z), son orientation (direction, pendage) et son diamètre dérivé de la longueur de trace. La densité appliquée à chaque famille de discontinuités permet de définir un nombre de disques dans le volume simulé.

Les programmes de modélisation géométrique de masse rocheuse SIMBLOC ([15] ; [17]) et STEREOBLOCK ([18], [16]) permettent d'établir les distributions volumétriques des blocs découpés par les discontinuités du massif rocheux étudié. Après un calcul de la connectivité des différentes discontinuités entre elles, le programme SIMBLOC est capable de calculer le volume des différents blocs individualisés ([17]). Le programme STEREOBLOCK permet un passage des données 2D à 3D sur la base de blocs de forme sphérique ([16]).

Couture [16] a réalisé une étude blocométrique du massif rocheux des Pignes, zone source de l'écroulement de La Madeleine. Sur la base de relevés linéaires réalisés au cœur de la niche d'arrachement, et d'une simulation avec le programme STEREOBLOCK, il propose une distribution volumétrique des blocs du massif rocheux (Figure 4). Le classement est relativement mauvais (D75/D25 = 6), avec un grain moyen (D50) de $8m^3$ (Tableau 1). Il faut remarquer que le fait de simuler des blocs de forme sphérique est très contraignant pour le cas de La Madeleine où la schistosité impose des formes en dalles pour les blocs détachés. Les volumes externe et interne de simulation sont définis par des dimensions respectives assez réduites de 4mx4mx15m et 3mx3mx10m ([16]).

Notre étude est similaire à celle réalisée par Couture [16] avec l'utilisation du programme SIMBLOC ([17]). Les relevés linéaires ont été réalisés au niveau de la zone source, et élargis sur les bordures (11 lignes de mesure et 350 discontinuités analysées). La simulation de la blocométrie du massif rocheux par SIMBLOC a donné un D50 de $1m^3$ (Figure 4), avec un classement moyen (D75/D25 = 1,7). Le volume total de simulation n'a pu dépasser le cube de 10m de côté, en raison d'une limitation de l'espace mémoire. Une relation Taille moyenne des blocs en fonction du Volume simulé peut être représentée par une fonction croissante avant d'atteindre un seuil dont la valeur dépend du contexte géologique ([14], [19]). D'après les derniers travaux, il semble qu'un volume de $1000m^3$ permet d'approcher ce seuil. La taille moyenne des grains serait donc légèrement sous-estimée. Par contre, le D90 est sans doute fortement sous-estimé. La

forme générale des éléments rocheux découle directement du système des discontinuités. Elle est globalement préservée par le modèle.

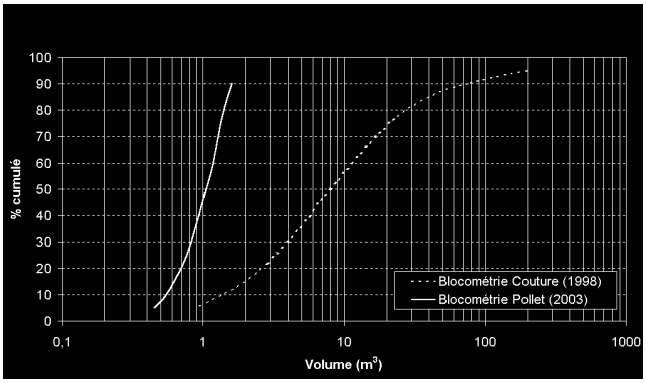


Figure 4 : Distributions volumétriques des blocs du massif rocheux des Pignes, zone source du glissement-avalanche de roches de La Madeleine

La forme des blocs simulés par SIMBLOC est plus fidèle à la réalité dans le cas de La Madeleine où la schistosité impose une forme allongée aux blocs. La sphéricité imposée par STEREOBLOCK est un réel handicap, sous-estimant le volume réel des blocs du massif rocheux. Le programme SIMBLOC est limité par un long temps de calcul et un volume simulé réduit (cube de 10m de côté). La représentativité du volume simulé à l'échelle du massif des Pignes fait que le volume des plus grands blocs est sans doute largement sous-estimé. On tiendra compte des distributions blocométriques obtenues par les deux programmes, en sachant qu'il s'agit d'une estimation inférieure à la distribution blocométrique réelle du massif rocheux.

ETUDE GRANULOMETRIQUE DES DEPOTS

L'analyse granulométrique des dépôts d'écroulements et glissements rocheux est rendue difficile par la très large gamme de taille de grains. Dans les dépôts de La Madeleine se juxtaposent des blocs (allant jusqu'à 15 000m^3 au niveau de la Chapelle St-Etienne), et une matrice (grains de taille < 10cm^3 et allant jusqu'à la classe des argiles). Il est donc difficile de proposer une distribution en taille des fragments rocheux dans les dépôts.

Couture [16] a également étudié les dépôts de la Madeleine, sur la base de l'analyse d'images faites sur le terrain. Un cadre de mesure d'un mètre de côté gradué tous les 10cm est placé sur l'affleurement. Celui-ci est photographié avant d'être numérisé pour l'analyse. Le contour des blocs est tracé et acquis par le logiciel d'analyse. Les clastes sont ensuite divisés en classes granulométriques permettant de proposer la distribution volumétrique des blocs des dépôts de La Madeleine ([16]). La courbe granulométrique obtenue (Figure 5) révèle un grain moyen (D50) de 0,14m^3 (Tableau 1), et un classement moyen (D75/D25 = 2). L'étalement est très réduit avec une taille de grain minimum supérieur à 10dm^3.

Notre travail est basé également sur l'analyse d'images, suivant la même technique utilisée par Couture [16]. La méthode a nécessité trois étapes pour la réalisation de la

courbe granulométrique. Premièrement, l'analyse d'images nous permet d'estimer la proportion de matrice, et les classes granulométriques des éléments entrant dans les cadres de mesures (1m par 1m, ou 2m par 3m). La seconde étape a conduit au prélèvement de matrice en divers endroits des dépôts, et à leur analyse par tamisage standard. Les particules fines (passant au tamis de 0,04mm) sont analysées par granulométrie laser. Enfin, la troisième étape est l'estimation du volume des dépôts représentés par les blocs de volume important (>1m^3). Cette estimation s'est faite visuellement sur le terrain, par des mesures des blocs en surface des dépôts et à l'aide des photographies à grande échelle. La courbe granulométrique obtenue (Figure 5) est très étalée avec quelques paliers. Le classement est par conséquent très mauvais (D75/D25 ≈ 3.107), pour un grain moyen (D50) de 3,5cm^3 (Tableau 1). On estime à 5% la proportion volumétrique d'éléments de taille supérieure à 1m^3, à 54 % celle de la matrice et à 5% celle des particules fines.

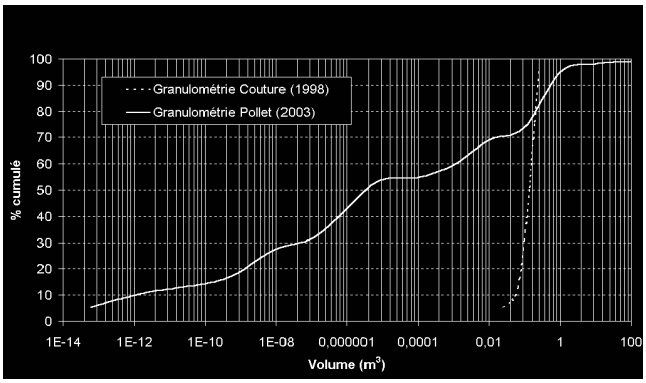


Figure 5 : Distributions volumétriques des fragments rocheux des dépôts de La Madeleine

L'analyse d'images seule ne permet pas de tenir compte de la matrice. Ceci explique la forte pente de la courbe granulométrique obtenue par Couture [16]. Ce résultat est très différent des observations de terrain où des blocs de très grandes dimensions sont mêlés à une matrice. Nos données révèlent l'importance de cette matrice, représentant plus de la moitié des dépôts. Cette phase fine est indispensable pour la détermination de l'intensité de la désintégration dynamique. Les blocs présentent les caractéristiques du massif rocheux avec une schistosité apparente. La matrice fine carbonatée a subi les infiltrations d'eau, avec par endroit, une cimentation poussée des dépôts (Figure 2). Ceci explique la verticalité des flancs de la gorge de l'Arc.

INTENSITE DE LA DESINTEGRATION DYNAMIQUE

L'intensité de la désintégration dynamique peut être caractérisée par la comparaison des paramètres de distributions volumétriques de la blocométrie dans la zone de départ et de la granulométrie des dépôts. Ces paramètres sont les fractiles à 10%, 25%, 50%, 63%, 75% et 90%. Trois comparaisons ont été faites : résultats blocométrie et granulométrie de Couture [16] (Figure 6a), nos résultats blocométrie et granulométrie (Figure 6b), et la blocométrie obtenue par Couture [16] avec nos résultats granulométrie (Figure 6c). Deux

facteurs sont calculés : l'écart entre les fractiles blocométriques et granulométriques, et le rapport entre ces deux paramètres. Le rapport des fractiles est nommé indice de fragmentation ([14]) ou taux de réduction ([21]).

TABLEAU 1. PARAMETRES CALCULES A PARTIR DES DISTRIBUTIONS VOLUMETRIQUES DES BLOCS DU MASSIF ROCHEUX DES PIGNES, ZONE SOURCE DE L'ECROULEMENT (BLOCO), ET DES DEPOTS DE LA MADELEINE (GRANULO). LES FRACTILES OU DIAMETRES (A 10%, 25%, 50%, 63%, 75% ET 90 % DU PASSANT) SONT DONNES EN M^3

	Couture (1998)				***Pollet (2003)***				***Couture (1998) / Pollet (2003)***	
	Bloc.	***Gran.***	***Ecart[a]***	***Xc[b]***	***Bloc.***	***Gran.***	***Ecart[a]***	***Xc[b]***	***Ecart[c]***	***Xc[d]***
D10	1,50	0,06	1,44	25,42	0,55	10^{-12}	0,55	$5{,}50.10^{11}$	1,50	$1{,}50.10^{12}$
D25	3,50	0,09	3,41	37,63	0,80	$4{,}50.10^{-9}$	0,80	$1{,}78.10^{8}$	3,50	$7{,}78.10^{8}$
D50	8,00	0,14	7,86	57,97	1,05	$3{,}50.10^{-6}$	1,05	$3{,}00.10^{5}$	8,00	$2{,}29.10^{6}$
D63	13,00	0,17	12,83	76,47	1,20	$2{,}50.10^{-3}$	1,20	480,00	13,00	5200,00
D75	21,00	0,19	20,81	110,53	1,35	0,13	1,22	10,38	20,87	161.54
D90	75,00	0,24	74,76	312,50	1,60	0,50	1,10	3,20	75,50	150,00
D75/d25	6,00	2,04			1,69	$2{,}89.10^{7}$				
D90/d10	50,00	4,07			2,91	$5{,}00.10^{11}$				

[a] *écart entre les fractiles de la blocométrie et de la granulométrie*
[b] *rapport entre les fractiles de la blocométrie et de la granulométrie*
[c] *écart entre les fractiles de la blocométrie ([16]) et de la granulométrie ([20])*
[d] *rapport entre les fractiles de la blocométrie ([16]) et de la granulométrie ([20])*

L'écart entre les fractiles blocométrie-granulométrie est comparé aux fractiles de la blocométrie. Lorsque les valeurs de ces deux paramètres sont identiques, la désintégration a été forte. Par contre, une grande différence entre ces deux valeurs témoigne d'une désintégration modérée (Tableau 1). Une différence existe entre ces deux valeurs pour les résultats de Couture [16], supposant une désintégration modérée et plus forte pour les grands fractiles. Ceci revient à dire que tous les blocs subissent une désintégration homogène, en particulier les éléments de grande taille. Nous mettons en évidence une désintégration plus importante, et plus intense pour les éléments de petite taille (fractiles à 10%, 25%, 50% et 63%). Certains éléments de grande taille sont maintenus au cours du déplacement, tandis qu'une grande quantité de matrice est produite.

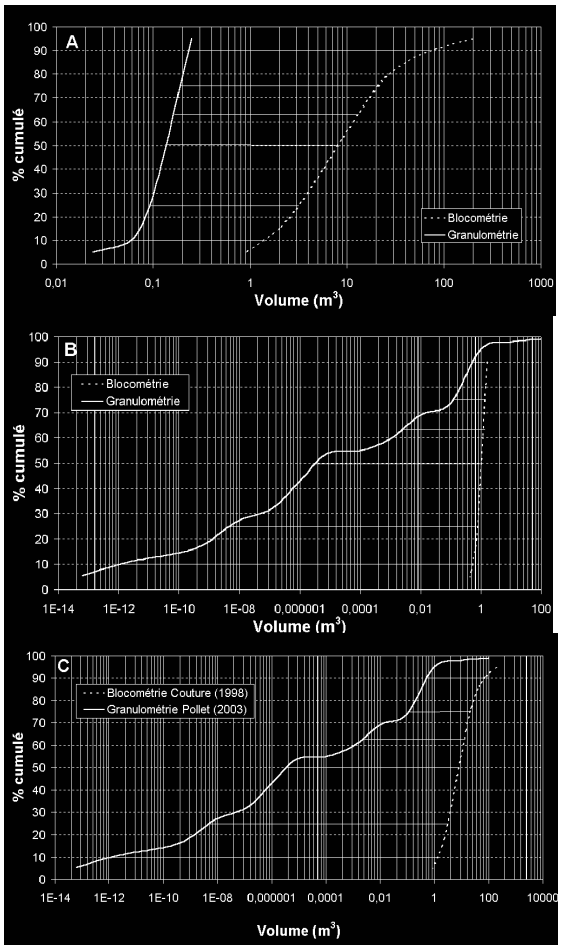


Figure 6 : Comparaison des distributions volumétriques des blocs du massif des Pignes, zone source de l'écroulement, et des dépôts de La Madeleine. (A) Résultats de Couture [16]. (B) Résultats de ce travail. (C) Résultats blocométriques de Couture [16] et résultats granulométriques de ce travail

Le paramètre le plus intéressant semble être l'indice de fragmentation, rapport entre les fractiles de la blocométrie et de la granulométrie. Plus ce rapport est élevé, plus la réduction en taille des grains est intense (Figure 7). On relève pour les résultats de Couture [16] un indice plus élevé pour D90 que pour les autres fractiles. Cela signifierait que les gros blocs ont subi une réduction granulométrique réduite, mais sans formation importante de matrice. Nos résultats révèlent au contraire un rapport beaucoup plus élevé pour les petits fractiles que pour les grands. Ceci reflète l'idée première de la formation

d'une matrice fine par réduction granulométrique, avec maintien des éléments de grande taille diminuant faiblement de volume.



Figure 7 : Résultats des indices de fragmentation ou de désintégration dynamique

La désintégration dynamique prenant place au cours du déplacement est efficace pour la production de matrice, absente au sein du massif rocheux. Par contre, les éléments de grande taille initialement présents, ont subi peu de fragmentation au cours du mouvement. La production de matrice par désintégration dynamique a pour effet de transformer la masse rocheuse d'une roche cohérente en une brèche hétérogène. L'étude des dépôts et des structures figées par l'arrêt brutal de la masse rocheuse constitue la seconde étape de ce travail.

OBSERVATIONS DE TERRAIN ET PROCESSUS DE DESINTEGRATION DYNAMIQUE (LA MADELEINE, FLIMS ET KÖFELS)

INTRODUCTION

L'intense désintégration dynamique prenant place durant le déplacement est à l'origine d'une forte production de matrice. Cela induit une modification des propriétés rhéologiques de la masse rocheuse. Cette grande quantité de matrice favorise la modification du mode de transport, d'une propagation en glissement de blocs à un écoulement rocheux : l'avalanche de roches. La désintégration dynamique est un processus continu durant tout le transport. Son intensité est plus forte durant la phase de glissement ce qui permet la formation de cette matrice indispensable à l'écoulement. Les dépôts de La Madeleine, mais également de Flims et Köfels, présentent des structures témoins de cette désintégration dynamique, figés par l'arrêt brusque de la masse rocheuse. Ces structures permettent de mieux connaître cette étape importante de transformation de la roche, à l'origine de l'évolution du mode de transport. Certains phénomènes de fluidification sont également observables, comme preuves de l'écoulement rocheux suivant l'axe de la vallée de l'Arc.

LES PROCESSUS DE CISAILLEMENT

Un mode de rupture en dièdre est mis en évidence à La Madeleine, avec glissement préférentiel sur la schistosité pénétrative. Ces discontinuités du massif rocheux favorablement inclinées ont permis l'altération de la roche par circulation d'eau. Le plan suivant lequel la masse rocheuse se déplace est sujet à de fortes contraintes de cisaillement. Le frottement des épontes les unes sur les autres durant le glissement induit un arrachage continu de particules, d'autant plus important que la surface est rugueuse. Les particules extraites viennent alimenter une couche de plus en plus épaisse de matériaux fins subissant le cisaillement.

Un massif rocheux stratifié présente de multiples discontinuités autorisant le cisaillement, avec frottements intenses à la base, et entraînant une perte de cohésion totale de la masse rocheuse au long du parcours. Ceci conduit à l'émergence de lames de roches et de niveaux à matériaux fins dans lesquels les déformations se localisent. Ces phénomènes précoces sont peu observables à La Madeleine, où la masse rocheuse a pu évoluer. Par contre à Flims, l'alternance de lames de roches et de niveaux à matériaux fins et fragmentés témoigne d'un cisaillement intense et multiple au sein de la masse rocheuse. La similitude est très forte entre l'affleurement et le dépôt (Figure 8). La stratification des calcaires est préservée en dépit d'un déplacement de plusieurs kilomètres. Le cisaillement, se générant avec le glissement, est la première étape de la désintégration.

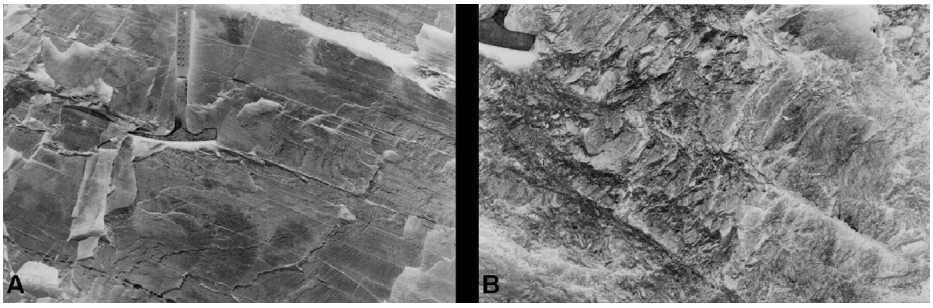


Figure 8 : (A) Photographie de la zone source du glissement rocheux de Flims. (B) Photographie des dépôts du glissement rocheux de Flims

LES PROCESSUS DE DILATANCE

Le cisaillement et la fracturation qui en découle sont à l'origine de phénomènes de dilatance et du foisonnement général de la masse rocheuse. On admet généralement des valeurs de 20% d'augmentation de volume (25% estimés pour le cas de La Madeleine), et jusqu'à 30% dans certains cas. Ce foisonnement se caractérise par un éclatement des lames de roches entre les zones de cisaillement.

Une dilatance réduite au niveau des discontinuités crée un réseau de fractures peu ou pas ouvertes. Un schéma de fracturation nommé « jigsaw » découvert dans les dépôts d'avalanches de débris volcaniques ([22]), caractérise ce phénomène. Les figures de type « jigsaw » consistent en un assemblage de blocs rocheux visibles à l'affleurement, et dont

le contour permet de retracer la forme d'un bloc initial plus volumineux (Figure 9). Cet éclatement des grains est le résultat de la dilatance. Les blocs deviennent de plus en plus petits avec remplissage progressif des fractures par un matériau fin résultat de la désintégration des particules rocheuses par collision et frottement. Partant d'une masse rocheuse cohérente et peu fracturée, on aboutit à un assemblage de blocs avec une matrice interstitielle, si bien que les structures initiales comme la schistosité sont toujours observables.

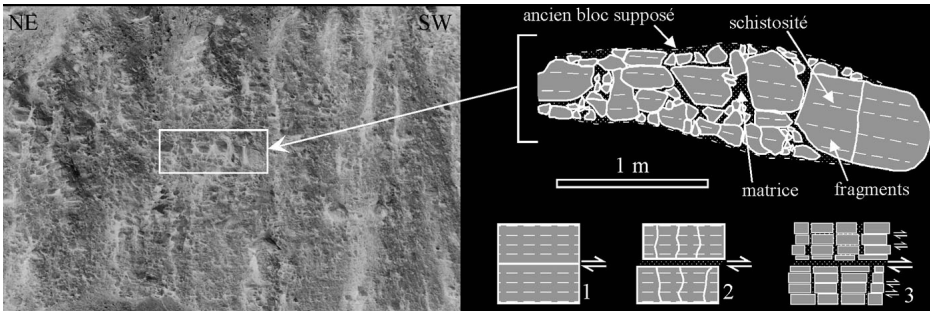


Figure 9 : Photographie et schéma interprétatif du phénomène de « jigsaw » dans les dépôts de la Madeleine

La dilatance est un processus continu, visible à toutes les échelles d'observation, résultat du cisaillement général et responsable des contacts (frottement et collisions) à l'échelle du grain. Ce processus a été observé en de nombreux sites, notamment à Köfels. Le niveau basal fracturé consiste en une lame de gneiss de grande épaisseur (environ 200m) avec de nombreuses fractures en schéma type « jigsaw » (Figure 10). La roche a fortement résisté au cisaillement avec une fracturation fermée et sans déplacement individuel des blocs. La roche est explosée mais la lame de roche n'a pu évoluer en avalanche de roches.

PROCESSUS DE POINÇONNEMENT

A la Madeleine, il demeure certains blocs, sans doute plus résistants ou simplement s'étant déplacés en restant en surface des dépôts, là où le confinement est le plus faible. Ces blocs ont peu subi l'effet de dilatance induit par le cisaillement direct de la masse rocheuse. On observe ainsi des blocs volumineux au sein d'une matrice, comme l'ont montré les mesures faites précédemment. En se déplaçant avec la matrice, ces blocs ont nécessairement induit des phénomènes locaux de mise en pression, notamment lors de la rencontre avec un obstacle topographique. Ces sollicitations mécaniques sont responsables d'effets de poinçonnement fracturant fortement certains de ces blocs rocheux (comme dans un essai de traction brésilien). Ces poinçonnements sont à l'origine d'un début de désintégration du bloc rocheux, qui a pu se poursuivre par d'autres processus.



Figure 10 : Photographie du niveau de base des dépôts du glissement de Köfels, avec schéma de fracturation type « jigsaw »

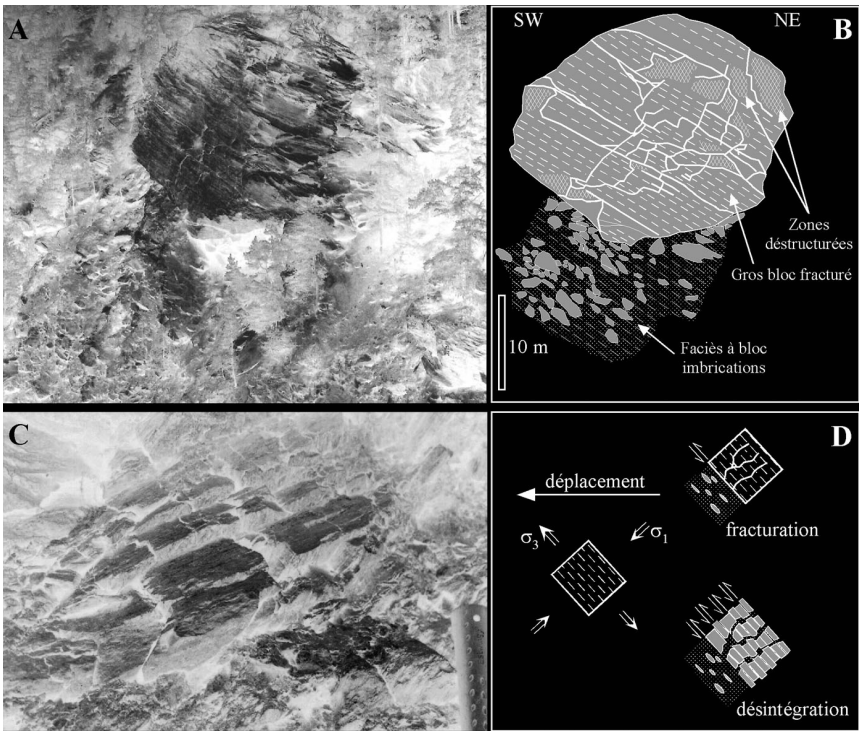


Figure 11 : Photographies et schémas illustrant le processus de poinçonnement de blocs rocheux mis sous pression localement. (A) Affleurement d'un bloc poinçonné dans les dépôts de La Madeleine, et schéma interprétatif (B). (C) Eclatement d'un bloc de calcschistes dans les dépôts de la Madeleine. (D) Schéma interprétatif du phénomène de poinçonnement

L'affleurement particulier de La Madeleine (Figure 11) présente le début du phénomène, figé par l'arrêt brutal des débris rocheux. On se situe en cet endroit dans la ride d'étalement aval (Chapelle St-Etienne), résultat de la phase d'écoulement. On observe une imbrication des blocs de la masse rocheuse, ayant tous une forme allongée induite par la schistosité. Cette imbrication des dalles schisteuses est en continuité avec la schistosité du bloc poinçonné. La désintégration et la phase d'écoulement n'ont pas induit de mélange, la masse rocheuse restant intègre du point de vue de sa structure (continuité de la schistosité). Des phénomènes d'écoulement sont visibles avec des figures de plissements figées dans les dépôts (Figure 12). L'alignement des dalles schisteuses est en effet perturbé en certains endroits avec des plissements, résultant d'une compression des débris lors de l'arrêt brutal de la masse rocheuse. Cela témoigne de la fluidité du matériau à 2 phases : les blocs (50% de la masse rocheuse) et la matrice support de l'écoulement (50% de la masse rocheuse). Cet écoulement a permis la continuité du déplacement après impact contre le versant opposé de la vallée de l'Arc. C'est cette seconde étape du déplacement qui induit la grande mobilité de la masse rocheuse.

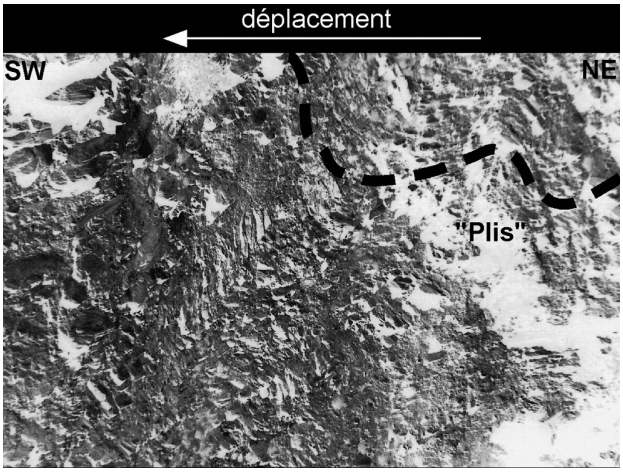


Figure 12 : Photographie du domaine distal déformé des dépôts de la Madeleine, côté Lanslevillard

PROCESSUS D'ARRACHEMENT

On a vu précédemment que le cisaillement éponte contre éponte est à l'origine de l'arrachage de fragments. Le contact bloc-matrice est également source d'alimentation de la matrice par arrachement d'éléments au bloc. Ces blocs sont émoussés sur leur pourtour et principalement à leur base (Figure 13). Il semble que leur transport, dans la partie haute des dépôts, est supporté par la matrice. Le contact basal est irrégulier, avec certains fragments en relation avec le bloc. On note un niveau à éléments arrondis, sous le gros bloc, et une fracturation à son pourtour. La structure de la matrice autour des blocs est peu nette, sur une épaisseur réduite d'une dizaine de cm. Au-delà de 10cm, on retrouve la structure avec imbrications suivant la schistosité. L'arrachement des fragments au gros bloc se fait par frottement avec contact cisaillant, mais surtout par collisions responsables

des surfaces émoussées. Le bloc, du fait de sa grande taille, n'a pu se déplacer de la même façon que le faciès à blocs. On suppose, vu l'état de sa surface basale, que les contacts continus ont maintenu le bloc en surface de la masse rocheuse en mouvement. Le bloc n'a ainsi pas subi le cisaillement et la dilatance associée. Le fait que le bloc contienne peu de plans de schistosité est sans doute également une condition à sa préservation.

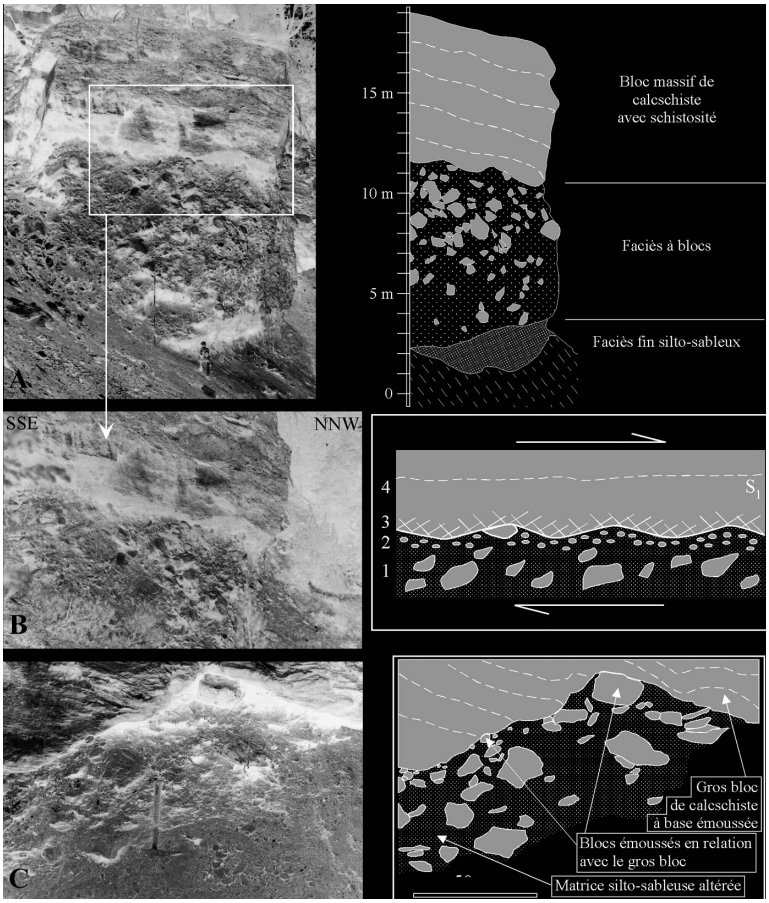


Figure 13 : Photographies et schémas interprétatifs illustrant l'hétérogénéité granulométrique des dépôts de la Madeleine. (A) mise en évidence de la large gamme de taille de grains des dépôts. (B) Le gros bloc présenté précédemment révèle à sa base un phénomène d'abrasion avec grains émoussés. 1- matrice et fragments rocheux imbriqués et émoussés, 2- niveau à petits grains arrondis avec peu de matrice, 3- zone fracturée sur le pourtour du bloc, 4- cœur intact du bloc avec schistosité visible. (C) Phénomène d'arrachement de grains visible sur un autre affleurement de La Madeleine, avec grains émoussés et schistosité visible

DISCUSSION

Les mouvements gravitaires rapides de grandes masses rocheuses peuvent être décrits par deux étapes de transport. Au départ, la génération se produit souvent par glissement le long d'une discontinuité principale (ou d'un réseau de discontinuités). Cette discontinuité principale est un relais de plans de schistosité dans le cas de la Madeleine, avec le glissement d'un dièdre d'une centaine de millions de m^3. La propagation se poursuit en glissement sur la pente, avec une désintégration dynamique intense de la masse rocheuse. La quantification de cette désintégration dynamique a mis en évidence la forte production de matrice, et le maintien d'éléments de grandes dimensions préférentiellement à la surface des dépôts. Plusieurs processus sont responsables de la perte de cohésion de la roche.

Le cisaillement est un phénomène commun aux glissements. Cela affecte le niveau basal faisant contact avec le substratum, mais également toutes les zones de faiblesse (discontinuités) du massif rocheux. Cela induit des frottements intenses le long de surfaces irrégulières. La production d'un matériau fin d'arrachement est source d'alimentation d'une matrice rocheuse de plus en plus abondante le long du parcours.

Le cisaillement a un second effet de dilatance de la masse rocheuse. L'apparition d'une fracturation complexe amène un foisonnement de la masse rocheuse. Ces processus de dilatance débutent par ouverture des fractures dans les épontes des zones de cisaillement, créant un certain nombre de blocs. Les contacts entre ces blocs induisent des cisaillements multiples dans l'espace, faisant éclater ces grains. Cet éclatement découle des pressions excessives dues au cisaillement, au poids de la colonne de roches, mais également des collisions entre les blocs et des vibrations induites par les irrégularités de la topographie. Le foisonnement, autrement nommé gonflement dispersif ([23], [24]), est à l'origine des figures en « jigsaw » observables dans les dépôts. A ce stade, la matrice est abondante et même si le corps central de la masse rocheuse doit encore glisser en gardant sa cohésion, on passe progressivement à un écoulement fragmenté. La masse rocheuse ne se mélange pas, mais une désintégration continue de la roche se réalise.

A ce stade, la matrice étant abondante, la masse rocheuse ne peut plus seulement glisser mais évolue en écoulement à deux phases : les blocs et la matrice. Les nombreuses relations entre les fragments de roches conduisent à un comportement fluide. Néanmoins, les clastes de forme anguleuse et de taille très variée ne peuvent se mélanger, bloqués entre leurs voisins par l'effet de confinement induit par la colonne de roches ou encore la topographie contraignante. Le confinement disparaît dans la partie haute de la masse rocheuse, où des effets de mélange peuvent être observés, mais limités par la concentration des blocs de grandes dimensions.

Les processus de poinçonnement, d'arrachement et de collision se produisent durant la propagation par écoulement, alimentant de manière continue la matrice rocheuse. Cette matrice est constituée de clastes d'une dizaine de centimètres et de fines. Des phénomènes de fluidification sont observables, notamment des « plis » ou alignement de clastes en forme de plis. En dépit du transport en écoulement, la masse rocheuse reste cohésive du fait de l'angularité des grains. La schistosité qui impose une forme allongée aux fragments rocheux est à l'origine des imbrications et des alignements de ces grains. Dans le cas de La Madeleine, l'arrêt brutal par impact contre le versant opposé de la

vallée de l'Arc est venu comprimer la masse rocheuse, induisant ces nombreuses déformations dans la partie distale aval (Figure 12).

Si la désintégration dynamique n'a pu se produire, ou si elle n'a pas été suffisamment intense, la transformation rhéologique du matériau ne peut prendre place par manque de matrice. Cela a été le cas à Köfels ([20]). Les gneiss trop résistants n'ont pu se fracturer suffisamment durant le glissement. L'arrêt s'est fait par impact contre le versant opposé de la vallée sans possibilité d'écoulement latéral. Un impact trop précoce contre un obstacle peut aussi être à l'origine de l'avortement du phénomène d'écoulement. La désintégration a été intense au sein de la masse glissée de Flims, mais pas suffisamment lorsque la masse rocheuse percute violemment le versant opposé de la vallée du Rhin Antérieur. Seules les parties sommitales et latérales ont poursuivi le mouvement par écoulement suivant l'axe de la vallée. Le confinement était trop important au sein de la masse rocheuse.

Le cas le plus favorable pour la mobilité est une désintégration intense de la roche. La matrice est en quantité suffisante pour se déplacer tel un fluide transportant de gros blocs et faisant abstraction des obstacles topographiques. Le glissement-avalanche de roches de la Madeleine a dû se déplacer suivant cette configuration, même si la vallée de forme glaciaire a eu un effet contraignant sur la mobilité ([7]). On suppose que la mobilité est associée directement à la production de matrice. Une désintégration dynamique très forte crée beaucoup de matrice, et autorise la masse rocheuse à s'écouler. C'est cette phase d'écoulement qui est à l'origine des très grandes distances de parcours.

CONCLUSION

L'observation des dépôts du glissement-avalanche de roches de la Madeleine a révélé la présence de gros blocs cohabitant avec une phase de matrice fine silto-sableuse. Ces dépôts montrent des caractéristiques en taille de grains bien différentes de celles du massif rocheux source. Une comparaison faite entre les courbes blocométriques de la zone source et granulométrique des dépôts a prouvé l'importance de la désintégration dynamique, avec production d'une grande quantité de matrice.

Plusieurs processus figés dans les dépôts sont associés à cette désintégration : cisaillement et dilatance d'une part pour la génération par glissement, frottement et poinçonnement d'autre part pour la propagation en avalanche de roches. D'autres processus, en rapport avec les phénomènes thermiques qui accompagnent la propagation, doivent également jouer un rôle. L'évolution du mode de transport résulte de ces processus de désintégration dynamique ayant pour conséquence la production de matrice, et donc la transformation rhéologique du matériau. Le glissement et les caractéristiques mécaniques de la roche conditionnent l'évolution du matériau par production de matrice. La topographie avec ces obstacles peut faire avorter le phénomène. Par contre, une fois la matrice produite, le phénomène s'emballe avec une désintégration dynamique continue. On avance le concept d'écoulement fragmenté ou avalanche de roches, capable de continuer son mouvement en dépit des obstacles topographiques. L'avalanche de roches nécessite ainsi peu d'énergie pour continuer son parcours sur de longues distances.

Une prise en compte de la désintégration dynamique, et de l'importance de la production de matrice permet de mieux comprendre le problème de la très forte mobilité des mouvements gravitaires rapides de grandes masses rocheuses. Il convient d'étudier ces processus généraux avant toute tentative de modélisation de phénomènes gravitaires. Leur caractérisation fine devrait être à la source des démarches modélisatrices.

REMERCIEMENTS

L'auteur tient à remercier le Professeur Roger Cojean (CGI) pour avoir supervisé ce travail et Essaiëb Hamdi (CGI) pour son aide lors de la simulation sous SIMBLOC. Ce travail a bénéficié du support de la Fondation MAIF dans le cadre d'un Programme Risques Naturels et Prévention, et de la Communauté Européenne (Projet EC-THARMIT). Il a reçu le prix Jean Goguel en 2004, décerné par le Comité Français de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement.

L'article a été publié dans le Bulletin of Engineering Geology and the Environment (Vol 63. N°4. 353-365. 2004). Nous remercions l'éditeur Springer pour son autorisation de publication dans l'ouvrage Géologie de l'ingénieur – Engineering geology.

*The paper was published in the Bulletin of Engineering Geology and the Environment (*Vol 63. N°4. 353-365. 2004*). We thank Springer for his authorization to publish the paper in the book "Géologie de l'ingénieur – Engineering geology".*

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] P. Antoine P : "*Les problèmes poses par l'instabilité des versants de grande ampleur – Aspects géologiques*", Bull Int Ass Eng Geol 45, (1992) 9-24

[2] A. Heim : "*Der Bergsturz und Menschenleben*", Fretz und Wasmuth, Zurich, (1932) 218p

[3] M.R. Mudge : "*Rockfall-Avalanche and Rockslide-Avalanche deposits at Sawtooth Ridge, Montana*", Geol Soc Am Bull 76, (1965) 1003-1014

[4] S. Fudral, E.Deville, G. Nicoud, U. Pognante, P.L. Guillot, E. Jaillard : "*Lanslebourg – Mont d'Ambin*", Carte géologique de la France à 1/50 000 BRGM Orléans n°776, (1994)

[5] J. Letourneur, G. Montjuvent, A. Giraud : "*Écroulement de La Madeleine et lac de Bessans. Contribution à l'histoire quaternaire récente de la Haute-Vallée de l'Arc (Savoie)*", Travaux Scientifiques du Parc National de la Vanoise XIII, (1983) 31-54

[6] R. Couture, P. Antoine, J. Locat, J. Hadgigeorgiou, S.G. Evans, G. Brugnot : "*Quatre cas d'avalanches rocheuses dans les Alpes françaises*", Canadian Geotechnical J 34, (1997) 102-119

[7] N. Pollet, R. Cojean, J.L. Schneider : "*Les critères de mobilité des mouvements gravitaires rapides de grande ampleur*", In Rybar J, Stemberk J, Wagner P (eds) Landslides. Balkema, Lisse, (2002) 275-280

[8] J.L. Schneider, P. Wassmer, B. Ledésert : "*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, (1999) 607-613

[9] N. Pollet : "*Un exemple de sédimentation gravitaire événementielle en domaine continental : le sturzstrom Holocène de Flims (Grisons, Alpes suisses). – Faciès, fabrique interne et mécanismes*", Mémoire de DEA Université de Lille I France, (2000) 50p

[10] H. Heuberger, L. Masch, E. Preuss, A. Schröcker : "*Quaternary landslides and rock fusion in Central Nepal and in the Tyrolean Alps*", Mountain Res And developm 4, (1984) 345-362

[11] T. H. Erismann et G. Abele: "*Dynamics of rockslides and rockfalls*", Springer Verlag, Berlin, (2001)

[12] J.L. Schneider, P. Wassmer, N. Pollet, C. Voirin-Schmitter, E. Chapron, M. Wessels : "*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 12-14 novembre 2001, publ. ASF Paris 36, (2001) 333-336

[13] P.W. Kubik, S. Ivy-Ochs, J. Masarik, M. Frank, C. Schlüchter : "*10Be and 26Al production rates deduced from an instantaneous event within the dendro-calibration curve, the landslide of Köfels, Ötz Valley, Austria*", Earth and Planetary Science Letters 161, (1998) 231-241

[14] J. Aler, J. du Mouza, M. Arnould : "*Measurements of the fragmentation efficiency of rock mass blasting and its mining applications*", Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 33, (1996) 125-139

[15] J. Xu, R. Cojean : "*Simulation tridimensionnelle de la blocométrie naturelle de massifs rocheux*", Proc. 6ème Congrès Int. Ass. Int. Geol. Ing. Balkema, Rotterdam, (1990) pp 797-802

[16] R. Couture : "*Contributions aux aspects mécaniques et physiques des écroulements rocheux*", Rapport du Groupe de recherche en environnement et géo-ingénierie, Université de Laval Canada, (1998) 572p

[17] J. Xu : "*Simulation statistique de discontinuités et évaluation de la blocométrie de massifs rocheux*", Thèse de doctorat Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, (1991) 146p

[18] R. Couture, J. Locat, J. Hadjigeorgiou, S. G. Evans, P. Antoine : "*Développement d'une technique de caractérisation des débris d'écroulements rocheux*", In Senneset K (ed) Landslides, A.A.Balkema Rotterdam, (1996) pp 1177-1182

[19] E. Hamdi, J. du Mouza, J.A. Fleurisson : "*Influence of rock mass structure on blast efficiency*", Proc. 7th Int. Symp on Rock Fragmentation by Blasting, (2002) 747-754

[20] N. Pollet, R. Cojean : "*Three giant rapid rock slope movements in the Alps: similarities and differences of the deposits*", Geophysical Research Abstracts, European Geophysical Society, (2003) 5:01550

[21] P. Locat, R. Couture, J. Locat, S. Leroueil : "*Assessment of the fragmentation energy in rock avalanches*", In Geohazards, Juin Edmonton, (2003) 9p

[22] T. Ui, S. Kawachi, V.E. Neall : "*Fragmentation of debris avalanche material during flowage – evidence from the Pungarchu formation, Mount Egmont, NZ*", J. Volcanol. Geothermal Res. 27, (1986) 255-264

[23] J. L. Schneider, R.V. Fisher : "*Transportation and emplacement mechanisms of large volcanic debris avalanches: evidence from the northwest sector of Cantal volcano (France)*", J Volcanol Geotherm Res 83, (1998) 141-165

[24] T.R.H. Davies, M.J. McSaveney, K.A. Hodgson : (1999) "*A fragmentation spreading model for long-runout rock avalanches*", Canadian Geotechnical J 36, (1999) 1096-1110

IMPACTS DES AMENAGEMENTS EN MONTAGNE SUR LES PROCESSUS HYDROLOGIQUES ET L'EVOLUTION GEODYNAMIQUE DES VERSANTS (LES ARCS, SAVOIE)

MATHILDE KOSCIELNY
SNCF - Direction de l'Ingénierie, Département Etude de Lignes,
Division Expertise - Recherche – Innovation, 6, avenue François Mitterrand,
93 574 La Plaine Saint-Denis Cedex, France

RESUME

Aujourd'hui, l'homme, par les progrès techniques qu'il développe, défie les limites autrefois imposées par la nature, en colonisant des milieux parfois extrêmes. En outre, il accroît sa vulnérabilité en s'exposant plus directement aux aléas naturels, mais surtout, il génère une charge croissante sur son environnement, et dans une certaine mesure, amplifie l'intensité du risque pour lui-même. Cette étude a pour objectif d'identifier les facteurs et processus à l'origine du déclenchement des laves torrentielles sur le versant des Arcs (Savoie) et, plus particulièrement, de mettre en rapport le développement de l'activité anthropique et l'occurrence de ces phénomènes destructeurs. Compte tenu des phénomènes mis en jeu nous optons pour une approche progressive de l'aléa en étudiant successivement les contextes géologiques, géomorphologique, géologique, hydrogéologique et climatique du site. Nous complétons cette analyse par l'étude des transformations induites par l'homme sur le milieu. En particulier, leur influence sur l'hydrologie des torrents est mise en évidence au moyen d'une modélisation.

MOTS-CLES : Risques naturels, Laves torrentielles, Aménagement, Ruissellement, Erosion, Modélisation hydrologique

ABSTRACT

This work focuses on the interaction between human activity in mountainous areas and slope movements hazards. Here we study the triggering factors and processes of instability in the urbanized area of Les Arcs (Savoie), which catchment is exploited for mass ski running, and where many debris flows have occurred over the last forty years. A progressive survey of the geological, geomorphological, hydrological, hydrogeological and climatic contexts is necessary to tackle the complexity of the phenomena. The human impact is considered as well. From our analysis, we proved geology associated with a specific climate is the main triggering factor of debris flows hazard. First, the influence of glacial and postglacial period on geomorphological aspects (steep slopes…) and on the mechanic comportment of superficial formations is the main factor. Furthermore, an analysis of regional meteorological data over the last five decades has emphasized a significant evolution of the climate since the 1960s which resulted in a general increase of temperatures, rainfall (with seasonal variations), and extreme weather events occurrences with consequences at a long term scale on erosive

factors and on the water balance. Moreover it seems to be increased by recent human activities that have strongly changed the natural environment: deforestation, vegetal species conversion, impervious areas development as roofs, roads and car parks, ski runs creation and intensive exploitation of the catchment may have an influence on runoff and erosion affecting the natural surface structure. These perturbations and their effects on factors as runoff and erosion have been resumed and analyzed. In particular, the effects on hydrology have been underlined by a hydrological modelling created in the language of PCRaster Environmental Software. In this aim, we compared the hydrology of the Ravoire torrent before the ski resort building and in the actual configuration of the catchment. The annual water balance model shows that the ski resort generates a significant increase of the torrent waterflow compared to the one before land use change. The parametric analyses that were conducted then revealed that the deforestation, the development of ski slopes and impervious areas is responsible for infiltration reduction inducing a runoff production. The maximum increase on waterflow occurs in high-water-flow period, during snow melt as debris flow risk is naturally high. Since twenty years, this phenomenon is amplified by the increasing production of artificial snow on ski runs. At last, to consider effects at a short time scale, a complementary model as been created. The results of this rain event model emphasize the change of torrents hydrological response after rainfall, resulting from the land use change. Particularly, it is traduced by a raise of the peak flow, down to the resort that may activate erosive processes above debris flow source areas.

KEY-WORDS: Natural hazards, Man land use, Debris flows, Runoff, Erosion, Hydrological modelling

INTRODUCTION

L'objectif de cet article est d'étudier au moyen d'une analyse multi-critères l'influence des aménagements en montagne sur la génération d'instabilités telles que les glissements de terrain et les laves torrentielles, phénomènes destructeurs et parfois meurtriers lorsqu'ils affectent des zones urbanisées. L'initiation de ces dernières est régie par la présence d'eau en abondance associée à celle de matériaux mobilisables. Ces mouvements de versant sont classés dans la catégorie des écoulements (1], [2], [3]) et se différencient des glissements de terrain et des écoulements hyper-concentrés par le rapport teneur en eau du matériau sur fraction solide ([4], [5]). La genèse de l'aléa lave torrentielle ([6]; [7]) est très souvent liée à l'action conjuguée de phénomènes multiples pour lesquels on distingue la catégorie des facteurs de prédisposition, au caractère permanent (climat, géologie, géomorphologie, hydrologie, végétation), et celle des facteurs de déclenchement qui sont généralement des phénomènes hydro-météorologiques ponctuels et soudains. A ceux-ci, se rajoute depuis plusieurs décennies le facteur anthropique ([8], [9], [10]), dont l'intervention sur le milieu joue par certains aspects, un rôle défavorable. Ainsi, Sowers [11], après avoir étudié 500 scénarios de mouvements de versant, a établi que 88 % des ruptures observées sont liées à une cause anthropique. Le cas du versant des Arcs, illustre cette problématique. Récemment investi par quatre stations de sport d'hiver à forte capacité d'accueil et installées sur un domaine skiable de grande étendue, ce site est depuis 40 ans, le lieu de laves torrentielles fréquentes.

HISTORIQUE ET CHRONOLOGIE DES LAVES TORRENTIELLES

Le versant des Arcs est situé en Savoie et surplombe la vallée de l'Isère en aval de Bourg-Saint-Maurice. Exposé NE-SW, il est drainé par 7 torrents affluents de l'Isère (Figure 1) : les Moulins, la Ravoire, l'Eglise, le Nantet, le Saint-Pantaléon, le Villard et la Preissaz. Ces torrents ne sont pas historiquement actifs. Le recensement des événements torrentiels survenus dans les Alpes depuis le Moyen-âge ([12]) ne fait état d'aucun événement sur ce versant jusqu'au 20ème siècle. Les premières manifestations d'activité torrentielle connues remontent à l'année 1938. A partir de 1973 (Figure 2), s'amorce une importante activité dont le premier événement dommageable survient dans le torrent de la Ravoire. Dès lors, les événements s'enchaînent dans ce torrent jusqu'à la catastrophe des 31 mars et 1er avril 1981 au cours de laquelle, en deux jours, le torrent charrie 300 000m^3 de matériaux et s'encaisse de plus de 20 mètres par endroits. Puis, à partir de 1988, l'activité torrentielle reprend dans les 3 torrents au sud du versant : le St-Pantaléon, le Villard et la Preissaz. Ces événements s'accompagnent d'une modification profonde du paysage géomorphologique et témoignent d'une évolution des facteurs de prédisposition et/ou de déclenchement à l'origine de l'aléa.

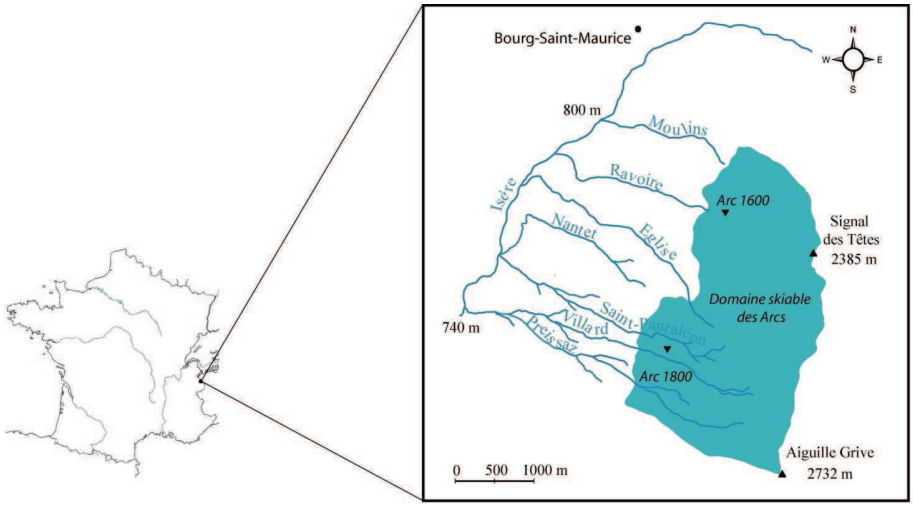


Figure 1 : Localisation du versant des Arcs et détail de la zone étudiée

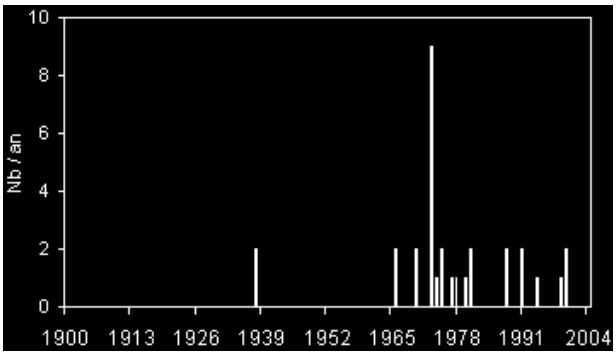


Figure 2 : Chronologie et occurrence des évènements torrentiels recensés sur le versant des Arcs

LES FACTEURS DE PREDISPOSITION : UN VERSANT PROPICE AUX INSTABILITES

CONTEXTE GEOLOGIQUE ET STRUCTURAL

Le versant des Arcs se situe dans la zone Briançonnaise, domaine structural majeur de la chaîne alpine, dont la partie externe à l'Ouest, ou zone houillère productive, est très développée (Figure 3). Une petite portion seulement de la partie interne métamorphique (socle de la Vanoise correspondant aux contreforts du Mont-Pourri) affleure à l'est du massif Aiguille Grive-Signal des Têtes. Entre ces deux zones, s'individualisent les « gneiss du Sapey », le long d'un important contact tectonique. Cette unité de socle charriée à l'Alpin sur le Permo-Carbonifère de la zone houillère, a conservé sa couverture autochtone de Permo-Trias (quartzites). Le Houiller Briançonnais constitue l'assise du versant d'une puissance estimée à 1000m. Il est formé d'un matériau schisto-gréseux altéré en surface et couvert de placages morainiques d'épaisseur variable.

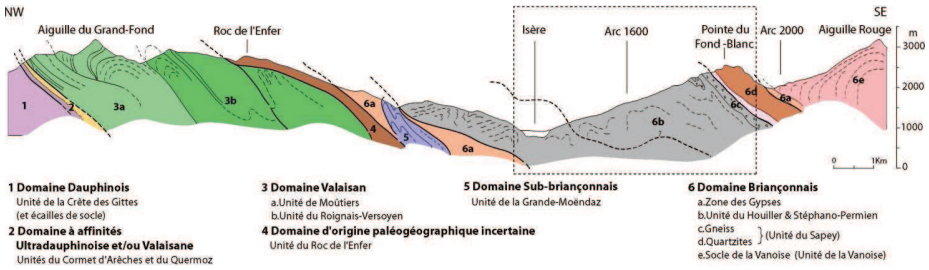


Figure 3 : Coupe structurale simplifiée de la région de Bourg-Saint-Maurice (d'après [13])

GEOMORPHOLOGIE

La diversité des formes géomorphologiques souligne l'importance de l'héritage glaciaire et post-glaciaire dans ce secteur. On y observe aussi des instabilités superficielles à profondes, générées à la fin du Würm par la décompression du versant suite au retrait du glacier de l'Isère. Ces mouvements peuvent être dormants ou actifs. Le paysage géomorphologique présente une alternance de replats et de fortes déclivités notamment en dessous de 1600m dans les talwegs des torrents où les pentes peuvent dépasser 100%. La pente moyenne estimée à 43% est relativement forte car 68 % du versant est occupé par des pentes de 20% à 60% et 20% des surfaces ont des pentes supérieures à 60%. Les faibles pentes (< 20%) ne représentent que 12% de la superficie totale. Les bassins versants des torrents sont de petite surfaces, inférieures à 5km², et de forme allongée à l'exception de celui de l'église. L'impluvium prend forme dans une zone de géologie et de pentes contrastées et se termine à l'issue d'un vaste replat topographique, zone de ralentissement des eaux correspondant à un épaulement glaciaire de glacier de plateau. Le passage au chenal d'écoulement s'effectue par un ressaut de pente vers 1600m. Le thalweg prend alors forme en entaillant nettement les formations du Houiller avec, par endroit, des berges très accidentées. C'est dans ce secteur que l'on situe les zones sources susceptibles d'alimenter les départs de laves.

COMPORTEMENT MECANIQUE DES MATERIAUX DE LA ZONE D'ETUDE

L'ensemble des formations de pente est constitué d'une matrice à faciès sablo-limoneux dans laquelle sont emballés des graviers polygéniques. Les matériaux d'une même formation présentent parfois des hétérogénéités de comportement qui peuvent être liées à des remaniements ou à des altérations des matériaux. Le Houiller se présente ainsi sous plusieurs formes : en barres gréseuses, en colluvions mélangé à des moraines, en altérites ou sous forme de schistes charbonneux se débitant en plaquettes. Les formations qui semblent les plus aptes à générer des laves sont plutôt des formations superficielles composées de moraines ou de paquets glissés de schistes ayant été mis à jour par le ravinement des thalwegs. Les analyses ont montré que la distribution granulométrique des matériaux échantillonnés dans les zones susceptibles d'alimenter des départs de laves concorde jusque dans les fractions fines avec le fuseau des zones d'initiation potentielles défini par Bonnet-Staub [14] pour une grande partie des torrents à laves des Alpes (Figure 4).

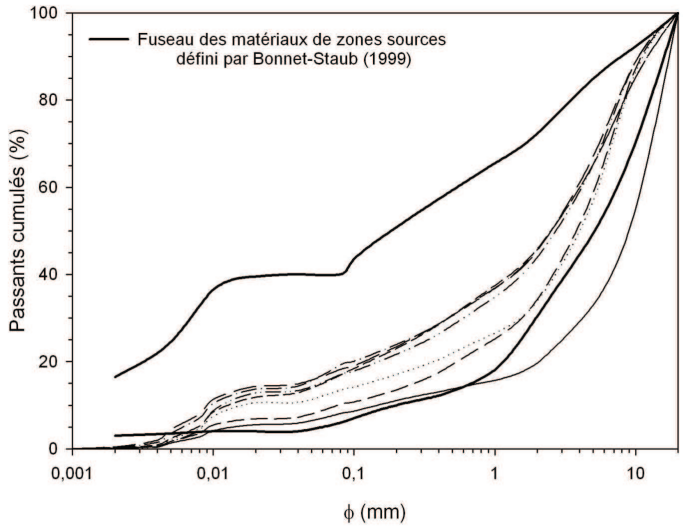


Figure 4 : Distribution granulométrique (fraction < 20mm) des matériaux des zones sources potentielles de laves sur le versant des Arcs

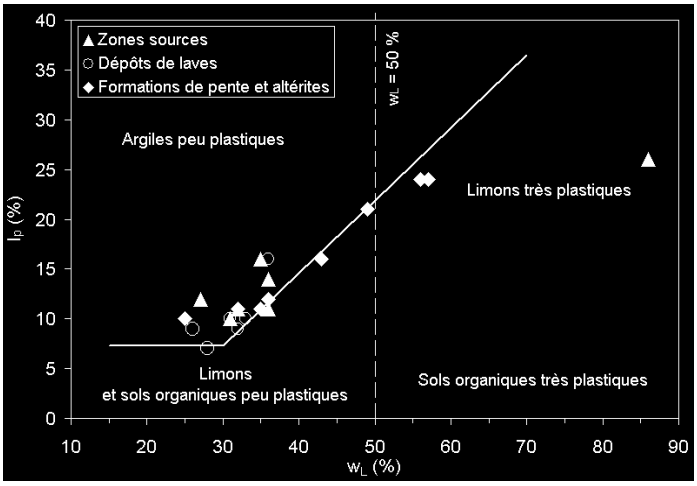


Figure 5 : Diagramme de Casagrande de l'ensemble des échantillons analysés

De plus, l'ensemble des matériaux du versant se présente dans le champ de faible plasticité du diagramme de Casagrande, à la limite entre le domaine des argiles et celui des limons (Figure 5). Cette propriété est liée à leur granulométrie sablo-limoneuse, la

phase argileuse peu développée ne s'exprimant pas. Ils sont caractérisés par un indice de plasticité moyen inférieur à 15% et une limite de liquidité moyenne inférieure à 30%, ce qui leur confère la propriété d'être facilement mobilisables pour un faible apport d'eau. La dispersion de certaines valeurs dans le champ de forte plasticité pour des sols de granulométries proches, s'explique par des teneurs plus importantes en matière organique. Pour l'ensemble des matériaux analysés, en moyenne, une augmentation de 1% du taux de carbone organique se traduit par une élévation de 5% de la limite de liquidité, de 3% de la limite de plasticité. Le comportement des horizons peut ainsi être modifié par la présence de matière organique qui joue en faveur de la plasticité.

HYDROLOGIE ET HYDROGEOLOGIE

L'hydrologie est marquée par un étiage hivernal précédant une période d'aléa fort - les hautes eaux, au printemps, alimentées par la fonte des neiges - au cours de laquelle les débits peuvent s'accroître intensément. Les mesures de débits effectuées en 1989-90 ([15]) dans le torrent de l'Eglise indiquent un facteur 20 entre ces deux périodes. Par ailleurs, malgré un réseau hydrographique bien identifié, il existe un ruissellement pelliculaire non hiérarchisé, qui ne fonctionne qu'à la suite de précipitations ou en période de fusion nivale et dont la génération est liée à un défaut d'infiltration du sol par saturation des couches de surface. L'analyse de 10 échantillons intacts a montré que les matériaux morainiques sont plus rapidement saturés que les formations du Houiller, plus sableuses. En effet, leur porosité de drainage vaut en moyenne 7%, ce qui est presque trois fois plus faible que celle des altérites évaluée à 19%. Ainsi, les terrains morainiques sont plus favorables à la formation d'un ruissellement de surface. En nappe ou diffus, il peut temporairement évoluer vers un état concentré et permanent au pouvoir érosif avéré.

Le fonctionnement hydrogéologique mis en évidence par la cartographie des sources et l'analyse physico-chimique des eaux s'articule autour de trois types d'aquifères. Les plus profonds se situent dans les formations géologiques fracturées et/ou broyées de quartzites, de gneiss et de Houiller. Localement, certaines formations glaciaires comme les éboulis ou les glaciers rocheux à forte capacité de stockage constituent des réserves aquifères à nappe libre. Il existe une troisième catégorie d'aquifères dans les formations de surface, parfois superposés, qui, du fait de leur caractère superficiel sont sensibles aux variations des conditions météoriques. A la suite de fortes pluies ou de la fusion nivale, le déplacement du front de saturation et notamment sa remontée dans les nappes intra-morainiques ou d'altérites constitue un important facteur d'instabilités.

UN CLIMAT MONTAGNARD A L'EVOLUTION DEFAVORABLE

Le climat nival intra-alpin de Bourg-Saint-Maurice prédispose en partie le versant au risque. Il présente une saison chaude de juin à septembre et le reste de l'année, une saison froide au cours de laquelle une partie des précipitations est stockée sous forme de neige. Malgré une forte variabilité interannuelle des pluies, le module pluviométrique de 990,5mm/an (1949-04) est élevé et les précipitations sont abondantes au cours de l'année. L'étude du climat de Bourg-Saint-Maurice depuis les années 50 ([10]) a mis en exergue une mutation des conditions climatiques, observée par ailleurs dans les Alpes du Nord ([16]) et susceptible à divers titres d'amplifier l'aléa ([17] , [18] , [19]). Au fil du temps, on assiste en effet à une plus grande fréquence des années pluvieuses. L'étude montre que l'accroissement des jours de pluie et des événements extrêmes depuis la fin

des années 60, ainsi que l'intensification des précipitations journalières (fin des années 70) en est la cause. Parallèlement, s'opère le transfert saisonnier des précipitations caractérisé par un accroissement de 20% de l'hiver à la fin du printemps, une raréfaction en été (-17 %) et un pic en octobre (63%) pour la période 1977-2004 en comparaison avec la période 1949-1976. Enfin, l'étude souligne une croissance des températures de 2,8°C à partir de la fin des années 70, responsable du déficit de précipitations solides et d'une fonte printanière précoce. La conclusion de cette étude est que ce changement, dont le temps fort est survenu à la fin des années 60, a pu et peut agir dans le sens de l'intensification de l'aléa, ceci, par l'action conjuguée d'un déséquilibre du bilan hydrologique à l'échelle de petits bassins et du potentiel érosif des précipitations plus intenses.

LES FACTEURS DE DECLENCHEMENT

L'analyse des événements météorologiques liés à la génération des laves torrentielles sur le versant des Arcs (10]) conclut que, malgré une intensification manifeste des phénomènes, seulement 16% des laves survenues peuvent être reliées à l'événement le plus extrême jamais enregistré à la période considérée à la station météorologique de Bourg-Saint-Maurice. En majorité, le déclenchement est plus souvent le fait d'une combinaison de phénomènes auxquels s'ajoute depuis quatre décennies un facteur de poids : l'intervention humaine.

LE FACTEUR AGGRAVANT : L'ANTHROPISATION DU VERSANT

Jusqu'en 1968, l'occupation du sol était traditionnelle et montagnarde. A partir de cette date, les stations touristiques et de leur domaine skiable ont annexé l'intégralité des terrains d'altitude au-dessus de 1600m (Figure 1). Il regroupe un complexe de 4 stations dont Arc 1600 et 1800, les plus anciennes, occupent l'adret du versant. Bien que dès 1981, l'ensemble des stations était déjà réalisé à un peu plus de 50%, le site est en constante transformation depuis 40 ans et tend peu à peu à s'artificialiser (Figure 6). La capacité d'accueil est passée de 16000 lits en 1981 à près de 35000 en 2007 et le débit horaire des remontées mécaniques dépasse actuellement les 70 000 personnes par heure. L'ensemble des perturbations apportées au milieu par les aménagements et leurs conséquences sur le milieu a été répertorié et analysé (10]). Nous en présentons ici les principaux points.

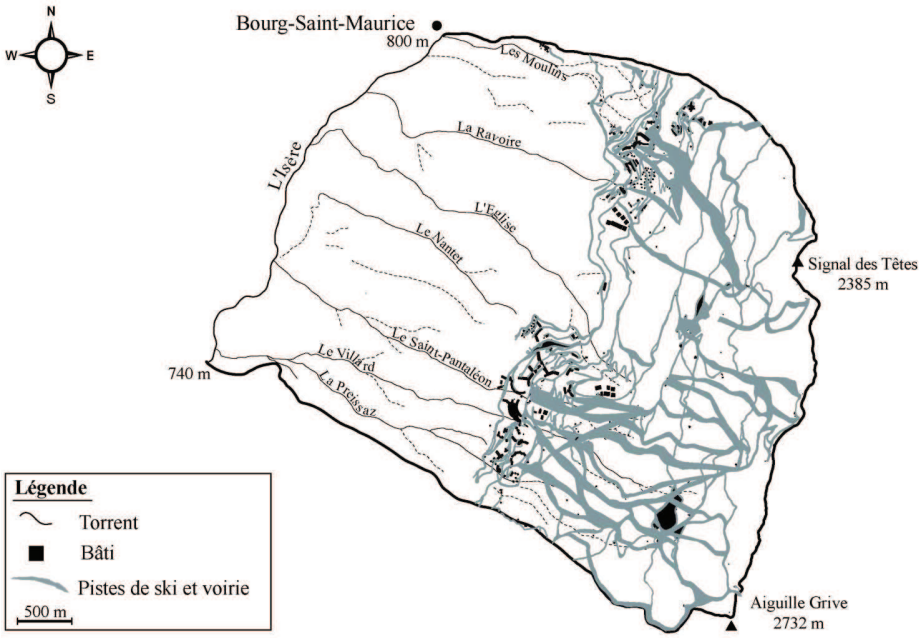


Figure 6 : Ensemble des aménagements réalisés sur le domaine skiable des Arcs depuis 1968

DEBOISEMENT ET MODIFICATION DU COUVERT VEGETAL

Le déboisement est la première perturbation recensée. A elle seule, la construction de la route départementale d'accès aux Arcs a entraîné la suppression de 30 ha de forêts. En altitude, de telles surfaces ont aussi disparu au profit des stations et des pistes de ski. De plus, on estime à 31% la surface de forêt d'altitude transformée en landes et pelouses au cours des 26 premières années. Or, la modification du couvert végétal entraîne une modification de l'hydrologie locale car la forêt alpine située en amont des torrents joue un rôle essentiel de protection contre les crues. En la faisant progressivement disparaître, on diminue l'interception de l'eau par la canopée ([20], [21]), son action contre l'érosion et l'action mécanique du système racinaire favorable à la stabilité des terrains ([22], [23]).

MODIFICATION DES PROPRIETES DES SOLS : REMANIEMENT ET COMPACTAGE DES FORMATIONS SUPERFICIELLES

Les travaux entrepris sur le domaine (terrassement, nivellement, damage) nécessitent l'emploi d'engins dont les passages répétitifs affectent la structure des couches superficielles des sols. A terme, cet effet peut se traduire, en fonction de la nature des sols, par une réduction de l'infiltration, au profit du ruissellement. Les tests réalisés sur des matériaux de formations superficielles ont montré leur sensibilité au compactage,

phénomène aggravé en présence d'eau par ailleurs. Les échantillons ont été compactés par essais Proctor normal et modifié à teneurs en eau croissantes, puis soumis à un cycle de chargement-déchargement oedométrique par paliers de 24h jusqu'à la contrainte maximale de 507kPa. La Figure 7 présente l'évolution de la perméabilité au cours de l'essai d'un échantillon de colluvions dont la teneur en eau de 13% à l'optimum normal est proche de la teneur naturelle en période sèche (12%). Pour chaque échantillon, l'augmentation progressive de la contrainte verticale entraîne une réduction importante de l'indice des vides caractérisant une matrice compressible. Elle se traduit, en conséquence, par la diminution du coefficient de perméabilité. L'inflexion de la courbe de perméabilité au début du déchargement indique que la perméabilité augmente à nouveau pendant cette phase du fait de la décompression du squelette granulaire. Toutefois, sur ces types de sols, la décompression n'est pas suffisante à elle seule pour générer un retour à l'état initial. Aussi, la réduction de la perméabilité est pratiquement irréversible après déchargement. Dans cette expérience, l'influence de la teneur en eau initiale sur le coefficient de perméabilité à saturation est clairement démontrée. Lors du compactage primaire l'eau agit comme un lubrifiant et augmente la capacité de réarrangement des grains en diminuant les frottements. L'impact sur la perméabilité est alors plus défavorable en présence d'eau et maximal à la teneur en eau de l'optimum.

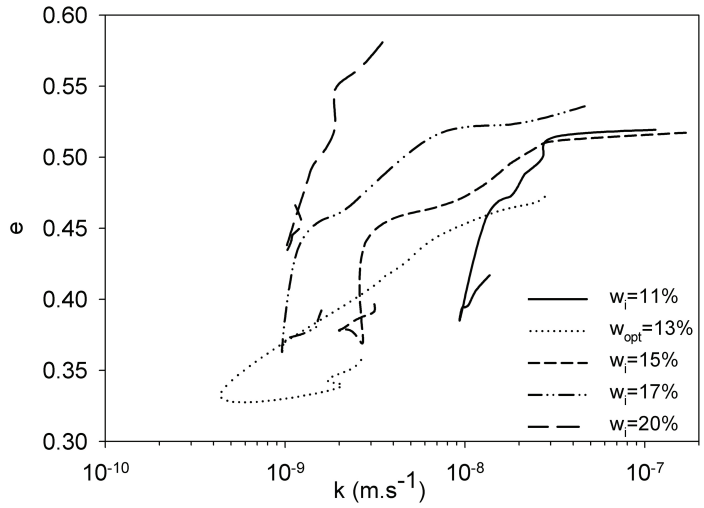


Figure 7 : Evolution de la perméabilité de colluvions mixtes (moraine et Houiller) en fonction de l'indice des vides au cours de l'essai oedométrique

TABLEAU 1 : COEFFICIENTS DE PERMEABILITE A SATURATION DES MATERIAUX (< 2MM) APRES COMPACTAGE PROCTOR NORMAL ET COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE

Matériau	***k à 20°C*** ($m.s^{-1}$)
Moraine	10^{-6} à 10^{-10}
Colluvions de Houiller	10^{-7} à 10^{-9}
Colluvions mixtes	10^{-7} à 10^{-10}

Cet état de fait observé sur l'ensemble des matériaux échantillonnés, montre que l'application prolongée de fortes contraintes peut réduire leur perméabilité jusqu'aux valeurs caractéristiques des sols argileux dits « imperméables ». Le tableau 1 donne en effet des fourchettes de $10^{-6}m.s^{-1}$ à $10^{-10}m.s^{-1}$ des coefficients de perméabilité au début et à l'issue des essais en fonction des matériaux et des conditions hydriques. In situ, les pressions au sol exercées à vide par les engins de travaux sont en général plus faibles que la contrainte maximale appliquée au laboratoire. Elles se situent dans une gamme de 5à7kPa pour les dameuses et de 50kPa à 300kPa pour les pelles mécaniques. Cependant, suivant les matériaux considérés, les contraintes exercées par les plus petits engins se situent dans une gamme de contraintes désignées comme « sensibles », conduisant le matériau au-delà de sa contrainte de préconsolidation. De plus, Ardvisson [24] a montré par des travaux in situ au moyen d'un engin de 35t (200-240kPa), que les effets des pressions de contact ont un effet cumulatif, et qu'il suffit d'un nombre réduit de passages pour que le sol atteigne ses limites de compaction. Du point de vue de la profondeur des couches affectées, il a observé pour des dépôts morainiques proches de la capacité au champ, qu'une légère augmentation de la densité du sol se traduit par une diminution pouvant atteindre 90% du coefficient de perméabilité à saturation, empêchant un bon drainage du sol jusqu'à 0,5m. Il souligne que jusqu'à 0,3m la déformation est irréversible en toutes conditions hydriques. En condition humide, le tassement est irréversible jusqu'à 0,5m et peut affecter les terrains jusqu'à 0,7m. Il s'en suit une réduction de leur capacité d'infiltration générant un écoulement superficiel, car si au début d'un événement pluvieux les sols sont capables d'absorber une partie de l'eau, leur capacité diminue très rapidement par effet de saturation parce qu'il ne se produit pas de pénétration perceptible en profondeur. Le ruissellement ainsi généré est susceptible d'amplifier les phénomènes érosifs et la formation de déblais mobilisables. D'après le Tableau 1, les formations morainiques, majoritaires sur le versant, sont les plus sensibles au compactage ce qui peut donc poser des problèmes d'un point de vue hydrologique.

Parallèlement au compactage, le nivellement des terrains pour la réalisation des pistes génère des effets aggravants ne serait-ce que par les modifications apportées à la topographie dans le but d'accentuer les pentes. Le passage de la lame du bulldozer induit ensuite l'usure des couches superficielles du sol et la disparition de la couche d'humus ([25]), protectrice, générant une perte de capacité aquifère et une vulnérabilité aux phénomènes érosifs. Ce rabotage, produit des débris minéraux dont les fines peuvent boucher les pores du terrain et entraver l'infiltration de l'eau. De plus, l'élimination de cette couche peut laisser place à une surface d'aplanissement de capacité aquifère plus réduite ([26]). Aux Arcs, les surfaces compactées et nivelées représentent plus de 20%

de la surface du domaine skiable. Il est donc clair qu'à terme la réalisation et l'entretien des pistes de ski amplifient le ruissellement de surface ainsi que l'érosion particulaire.

IMPERMEABILISATION DES SURFACES EN AMONT DES ZONES SOURCES

L'urbanisation du versant génère l'imperméabilisation des surfaces par la présence de structures telles que toitures, routes, parkings asphaltés, entrées de garage et infrastructures sportives qui font barrage à l'infiltration de l'eau météorique et génèrent du ruissellement. Nous avons choisi la modélisation hydrologique comme outil d'analyse pour souligner et quantifier l'impact spatio-temporel de ces perturbations sur les torrents. Le modèle utilisé a été crée (10]) dans le langage de PCRaster ([27]). Il s'agit d'un modèle distribué, intégrant la répartition spatiale des paramètres influençant l'écoulement : pentes, géologie et état de surface. Les simulations ne reflètent qu'un aspect du comportement du bassin versant du fait des hypothèses de base choisies : le sol est supposé sec au début de la simulation, ni les écoulements souterrains ni les systèmes d'évacuation ou de dérivation des eaux ne sont pris en compte.

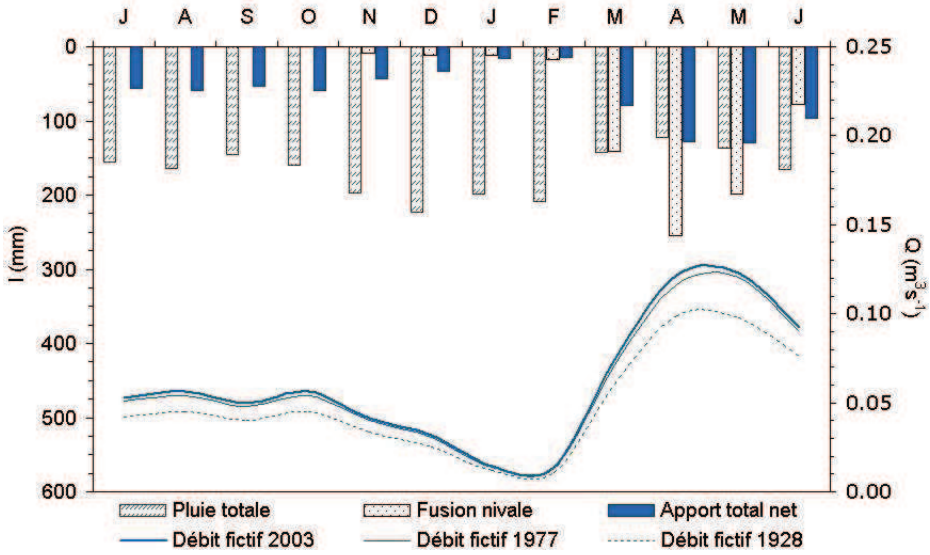


Figure 8 : Evolution du débit fictif mensuel Q à l'exutoire de la Ravoire aux différentes étapes de l'aménagement du versant pour l'année pluviométrique moyenne (I) (1949-2000)

Le calcul du bilan hydrologique annuel permet une étude simplifiée du régime des écoulements. La Figure 8 présente les hydrogrammes de la Ravoire obtenus au cours de l'année pluviométrique moyenne (1949-2000) pour 3 scénarios d'occupation des sols : « 1928 » avant les aménagements d'Arc 1600, « 1977 » : 10 ans après le début des travaux; « 2003 » : dans la configuration actuelle. Les couches d'occupation des sols utilisées sont issues des cartes IGN ([28], [29], [30]) et du SIG de la société exploitante du domaine (La Société des Montagnes de l'Arc). Les simulations mettent en évidence

l'accroissement du débit du torrent au cours du temps. L'augmentation du débit moyen mensuel actuel a été estimé à +24% soit + 11,5L.s^{-1} par rapport au scénario « 1928 ». Il est surtout sensible en période d'aléa fort avec un débit du mois de mai qui passe de 98L.s^{-1} en 1928 à 123L.s^{-1} en 2003, soit une croissance de 26% (25L.s^{-1}). De plus, cette simulation montre que les perturbations hydrologiques ne sont pas un phénomène récent mais initié dès les années 70 car d'après le modèle, le débit moyen mensuel des hautes eaux en mai atteignait déjà la valeur de 120L.s^{-1} en 1977 soit seulement 3L.s^{-1} de moins que le débit actuel. L'accroissement progressif des débits s'explique par l'élévation de la part de l'eau qui ruisselle au détriment de celle qui s'infiltre. Cette part a été quantifiée pour chaque scénario. D'après le Tableau 2, en 2003, 40% en moyenne de l'eau apportée par les pluies ruisselle contre 38,5% en 1977 et 32,5% en 1928. Le passage de l'état de surface avant les aménagements à l'état actuel est donc responsable d'un accroissement moyen de 7,5% du ruissellement en un demi siècle (et de 6% à la fin des années 70).

TABLEAU 2 : PART DE LA PLUIE UTILE TOTALE RUISSELEE MOYENNE POUR L'ANNEE PLUVIOMETRIQUE MOYENNE (1949-2000) AU COURS DU TEMPS SUR LE BASSIN VERSANT DE LA RAVOIRE

Scénario	*Ruissellement*
1928	32,5%
1977	38,5%
2003	40%

TABLEAU 3 : IMPACT DE L'ETAT DE SURFACE SUR L'EVOLUTION DU RUISSELLEMENT MOYEN ANNUEL, BASSIN VERSANT DE LA RAVOIRE

Scénario 2003

	Pistes	*Voirie*	*Bâti*	*Surfaces Imperméabilisées*
Taux d'aménagement	9,2%	3,8%	0,6%	4,4%
Ruissellement	+ 5,3%	+ 2,8%	+ 0,8%	+ 3,3%

L'augmentation du ruissellement s'explique par l'accroissement du taux de surfaces aux forts coefficients d'écoulement. Sur le versant de la Ravoire, entre 1928 et 2003, les surfaces aménagées ont connu un accroissement de 13,8%, provoquant surtout le recul du couvert forestier (-19,2%). Elles représentent actuellement 15% de sa superficie totale et 22% de la surface occupée par le domaine skiable. L'analyse paramétrique des facteurs du ruissellement montre que les pistes de ski, par leur superficie, jouent un rôle prépondérant, car avec un coefficient d'écoulement de 0,7 à 0,75, aujourd'hui elles génèrent 5,3% de l'écoulement de surface moyen annuel (Tableau 3). D'après les simulations, la voirie et le bâti qui couvrent 4,4% du bassin versant apportent annuellement 3,6% de ruissellement supplémentaire par rapport à un bassin sans aménagements. Au demeurant, la répartition géographique des surfaces aménagées sur le versant constitue un facteur susceptible d'amplifier les perturbations hydrologiques

apportées par l'urbanisation et d'intensifier l'aléa lave torrentielle. Deux observations ont été faites sur ce point :

- La totalité des surfaces imperméables et compactées développées par les stations sont implantées dans les impluviums des bassins versants, or, le comportement hydrologique de ces derniers est déterminant pour le régime des torrents, d'autant qu'aux Arcs, ils sont bien développés. Au regard des valeurs présentées dans le tableau 4, le taux de couverture des surfaces aménagées est loin d'être négligeable si l'on considère le bassin de réception comme entité hydrologique de référence : 22% pour la Ravoire, 21% pour la Preissaz.

TABLEAU 4 : TAUX DE COUVERTURE DES SURFACES AMENAGEES DANS L'IMPLUVIUM DES BASSINS VERSANTS

Bassin versant	***Moulins***	***Ravoire***	***Eglise***	***St Pantaléon***	***Villard***	***Preissaz***
Surface BV (km²)	2	2,5	4,7	1,7	1,9	2,7
Superficie impluvium/BV total (%)	65	52	68	53	69	74
Surfaces imperméables (%)	3,2	4,6	3,1	8,9	6,7	4
Surfaces compactées (%)	-	17,4	-	-	-	17
Surfaces totales aménagées (%)	-	22	-	-	-	21

- La majorité des surfaces imperméables est concentrée à l'interface entre l'impluvium et le chenal d'écoulement. Non seulement l'urbanisation produit un ruissellement plus important, mais de plus, celui-ci est concentré dans une zone unique, le long d'une bande qui s'étend du nord au sud, des Moulins à la Preissaz et, qui, selon les endroits, peut atteindre 400m à 500m de large.

Afin de caractériser la forme de l'hydrogramme de crue au sortir de l'impluvium, nous avons généré une modélisation dynamique basée sur le modèle d'averse ([10]). Le hyétogramme de référence proche de l'averse décennale calculée à Bourg-Saint-Maurice correspond à une portion de l'averse des 23-24 juillet 1996 ayant déclenché une lave torrentielle dans le torrent de l'Arbonne en rive droite de l'Isère. La Figure 9 présente les hydrogrammes simulés à l'exutoire de l'impluvium de la Ravoire avant les aménagements et dans l'état actuel.

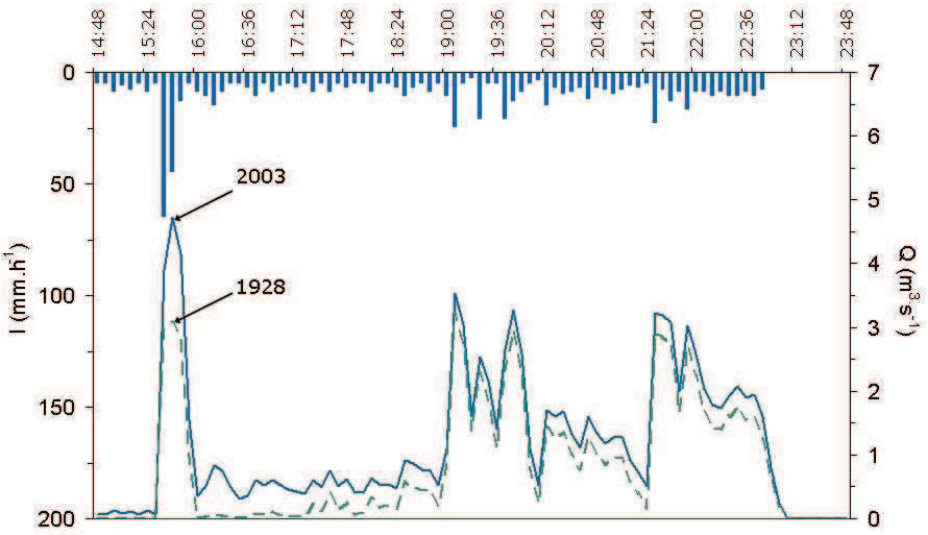


Figure 9 : Simulation des débits (Q) générés en amont du chenal d'écoulement de la Ravoire sans les aménagements de la station (1928) et avec les aménagements actuels (2003). Hyétogramme (I): h: 71,5mm, d: 8h, I: 8,9mm.h^{-1}, Δt: 6min

Leur forme générale suit celle du hyétogramme d'averse, avec un retard dans le temps de 6 minutes lié à la montée des débits. Le choix des zones isochrones dans ce modèle ne permet pas de mettre en évidence le décalage de temps de la montée des eaux entre les deux scénarios bien qu'il existe en réalité, les surfaces imperméables générant un temps de concentration plus court. Le décalage d'intensité de la courbe des débits entre les deux scénarios montre que sous une même sollicitation pluviométrique, le comportement du bassin versant diffère en fonction de l'état de surface. Le débit moyen calculé au cours de l'averse passe de 0,9m^3.s^{-1} avant l'existence de la station à 1,3m^3.s^{-1} dans l'état actuel d'urbanisation, ce qui représente un accroissement de 44% de l'eau apportée au torrent. Mais l'effet de l'urbanisation est particulièrement notoire sur la valeur du débit de pointe estimé à +52% au sortir de la station en 2003 (4,7 m^3.s^{-1}) comparativement à celui de 1928 (3,1m^3.s^{-1}). Depuis plusieurs décennies, un apport supplémentaire d'eau ruisselée arrive donc en masse en amont du chenal d'écoulement. Dans cette zone resserrée où la pente s'accentue brutalement, les possibilités d'infiltration sont réduites. Les phénomènes érosifs sont alors favorisés au niveau des zones sources de laves torrentielles : berges profondes et instables dans les formations de pente et d'altérites.

IMPACTS DU DAMAGE DES PISTES ET DE L'ENNEIGEMENT ARTIFICIEL SUR LE MILIEU

Le damage des pistes de ski pratiqué quotidiennement modifie défavorablement les propriétés du manteau neigeux pour le sol et le couvert végétal sous-jacents. Les végétaux subissent tout d'abord des dommages mécaniques qui génèrent une perte de résistance des tissus. De plus, la conductivité thermique de la neige damée, deux fois supérieure à celle de la neige naturelle ([31]), favorise le gel du sol, des plantes et de

leurs racines ([32]). Le tassement de la neige diminue sa perméabilité aux gaz et les échanges avec l'atmosphère et entraîne une croissance d'au moins 8% de la teneur en CO_2 ([33]) à l'origine de maladies, de moisissures et de la putréfaction des végétaux. Sur certains domaines, l'apport d'adjuvants (sels) limite le développement de la flore ([34]) et dégrade les sols par gonflement des argiles sensibles, perte de structure et de perméabilité et dispersion des argiles, limons et colloïdes ([35]). L'impact sur les végétaux est intensifié par l'allongement de la période de fonte qui induit un retard de développement voire une modification des espèces ou encore annihile leur développement dont le rôle est primordial pour l'interception de l'eau et la protection des sols contre l'érosion. Il en est de même pour la neige artificielle, qui, par ses propriétés, peut repousser la fonte jusqu'à 4 semaines ([36]). Aux Arcs, la consommation d'eau pour la production de neige de culture a été multipliée par 20 en 25 ans, motivée par la baisse des chutes de neige et le développement du domaine skiable. Aujourd'hui plus de 270 000m^3 d'eau sont consommés par saison dont plus de 90% sont alloués aux domaines d'Arc 1600 et d'Arc 1800. Mais le recours grandissant à la neige de culture, très consommatrice d'eau, pose deux problèmes qui peuvent se révéler majeurs pour les torrents : la fonte en masse au printemps et les transferts d'un bassin à l'autre. Si la neige de culture est produite à partir des ressources du versant, elle ne constitue pas un apport d'eau supplémentaire, mais elle bouleverse l'équilibre hydrologique pendant le mois de fonte en restituant, en seulement quelques jours, une quantité d'eau qui aurait dû s'écouler en plusieurs mois. D'après les simulations réalisées dans le bassin versant de la Ravoire pour un apport de 50 000m^3 (volumes actuels estimés), l'augmentation de la lame d'eau fondue se traduit par une augmentation des débits du torrent d'environ 3 % de mars à juin avec une augmentation de 5% soit +6$L.s^{-1}$ au mois de mai. Le facteur aggravant est que l'eau actuellement utilisée pour couvrir les pistes d'Arc 1600/1800 provient pour une petite part d'eaux captées sur place et d'eaux apportées au versant. Dans quelques mois, s'ajoutera à cette consommation, l'eau prélevée dans la retenue collinaire en construction (400 000m^3) sur le domaine d'Arc 2000. Cela reviendra à prendre l'eau à l'est pour en faire de la neige à l'ouest. Notons que si les chutes de neige sont en déficit depuis quelques années du fait de l'élévation des températures, les précipitations, elles, sont beaucoup plus abondantes ([10]) et notamment au printemps, ce qui amplifie l'impact de l'enneigement artificiel sur le bilan hydrologique. C'est pourquoi, les sols gorgés d'eau au printemps ne sauraient absorber totalement cet apport « externe », dont la fonte en masse vient gonfler les débits des torrents au régime déjà maximal.

MODIFICATION DES LIMITES DE BASSIN VERSANT ET TRANSFERTS D'EAU

Enfin, lorsque certaines interventions telles que les terrassements nécessaires à la réalisation des routes, parkings, et habitations, sont réalisées en bordure de bassin versant, elles peuvent en modifier les limites naturelles et bouleverser le sens des écoulements superficiels en favorisant leur passage d'un bassin à l'autre. En général, les eaux issues des surfaces imperméables sont collectées dans un réseau d'eaux pluviales et acheminées vers un exutoire artificiel à partir duquel, elles sont à nouveau déversées dans le milieu, souvent directement dans le thalweg. Lorsque le bassin est fortement urbanisé, il est difficile de connaître la distribution et les quantités exactes d'eaux pluviales qui entrent et sortent du système et qui perturbent l'équilibre hydrologique naturel.

SYNTHESE DES EFFETS PRODUITS PAR L'AMENAGEMENT ET L'EXPLOITATION DES DOMAINES SKIABLES

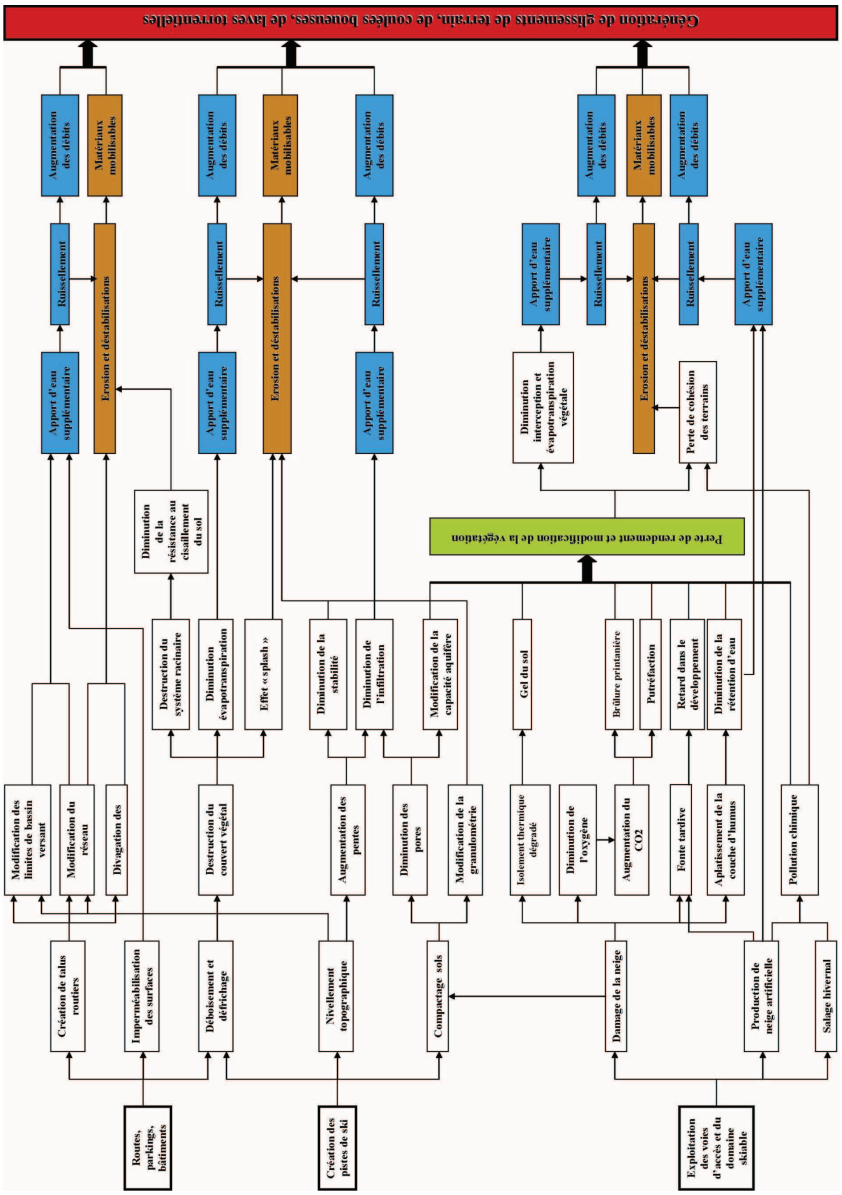


Figure 10 : Synthèse des effets liés à l'aménagement, à l'exploitation des stations de sport d'hiver et des domaines skiables sur le système « bassin versant »

A ce stade de nos recherches sur le sujet, nous proposons une synthèse générale des effets produits par les aménagements et l'exploitation des stations et domaines skiables en général, sur l'évolution du système « bassin versant ». Cet organigramme (Figure 10) met en exergue que la combinaison et le cumul d'actions défavorables sur le milieu a finalement un impact majeur sur deux paramètres : le développement des phénomènes érosifs et la formation du ruissellement qui sont le moteur de la génération des mouvements de terrains et des laves torrentielles.

CONCLUSION

Au début des années 70, la recrudescence de laves torrentielles, phénomènes sans précédent sur le versant des Arcs, révéla un cadre géodynamique instable. Dans le même temps, en altitude, l'urbanisation engendrait de profondes perturbations dans le tissu fonctionnel alpin. Notre étude appuyée sur des méthodes d'analyses complémentaires nous a conduits à une connaissance approfondie du contexte et des phénomènes propices à l'aléa. Il en ressort que les facteurs d'instabilité trouvent leur origine dans la constitution et l'histoire géologique du versant et sont renforcés par la conjonction d'événements pluvieux qui tendent à s'intensifier depuis 50 ans. Mais surtout, depuis 40 ans, la conversion de l'emploi traditionnel des surfaces au profit d'une activité entièrement dédiée au tourisme a progressivement conduit à un déséquilibre hydrologique, facteur principal du risque, caractérisé par l'accroissement des quantités d'eau ruisselées attribué à quatre causes : la modification du couvert végétal qui dépossède le versant d'un acteur primordial de protection contre les crues, la dégradation des sols en surface qui réduit l'infiltration, l'imperméabilisation des surfaces et les transferts d'eaux. Ces perturbations sont d'autant plus préjudiciables que les bassins versants affectés sont de petite taille par rapport à la densité des aménagements, et que ceux-ci sont concentrés dans les impluviums en amont des zones sources de laves. Ce point de vue a été corroboré par la modélisation hydrologique qui, par ailleurs, a permis de souligner la concordance spatio-temporelle entre l'aménagement du versant et les épisodes de laves en illustrant l'évolution défavorable de l'hydrologie dès le milieu des années 70.

REMERCIEMENTS

Ce travail a bénéficié du support de la Communauté Européenne (Projet EC-THARMIT). Il a reçu le prix de thèse Jean Goguel, décerné le 20 mars 2008 par le CFGI (Comité Français de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement).

L'article a été publié dans le Bulletin of Engineering Geology and the Environment (Vol 67. N°4. 585-595. 2008). Nous remercions l'éditeur Springer pour son autorisation de publication dans l'ouvrage Géologie de l'ingénieur – Engineering geology.

*The paper was published in the Bulletin of Engineering Geology and the Environment (*Vol 67. N°4. 585-595. 2008*). We thank Springer for his authorization to publish the paper in the book "Géologie de l'ingénieur – Engineering geology".*

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] D.J. Varnes : *"Slope Movement. Types and Processes. In: Landslides Analysis and Control"*, Spec. rep. edit. Nat. Acad. of Schuster 176, (1978) 11-33

[2] J.N. Hutchinson : *"General report: Morphological and geotechnical parameters of landslides in relation to geology and hydrogeology",* In: Landslides. Proc 5th Int. Symp. on Landslides 1, (1988) 3-35

[3] O. Hungr, S.G. Evans, M.J. Bovis, J.N. Hutchinson : "A review of the Classification of Landslides of Flow Type", Env & Engin Geosc. VII (3), (2001) 221-238

[4] P. Coussot : *"Rhéologie des boues et laves torrentielles. Etude des dispersions et suspensions concentrées",* CEMAGREF, Série montagne 5, (1993) 413p

[5] M. Meunier : *"Les progrès de la connaissance et les méthodes d'étude des phénomènes torrentiels",* La Houille Blanche 3, (1994) 25-31

[6] R. Cojean : *"Role of groundwater as a triggering factor for landslides and debris flow", Proc.* Int Workshop on Floods and Inondations related to large Earth Movments" Trent, Italy, (1994) A13.1-A13.19

[7] R. Cojean, I. Staub : *"Mécanismes d'initiation des laves torrentielles dans les Alpes françaises",* Comptes-rendus du 8ème Congrès de l'AIGI, Vancouver, Canada 3, (1998) 2075-2082

[8] R.C. Sidle, A.J. Pearce, C.L. O'Loughlin : *"Hillslope Stability and Land Use. Water resources",* Amer. Geophys. Union 11, (1985) 140p

[9] P. Aleotti, R. Chowdhury : *"Landslide hazard assessment : summary review and new perspectives",* Bull. Eng. Geol. Env. 58, (1999) 21-44

[10] M. Koscielny : *"Impacts des aménagements sur l'évolution géodynamique des versants. Application au site des Arcs",* UMLV-ENSMP Thèse de doctorat, (2006) 350p

[11] G.F. Sowers : *"Human factor in civil and geotechnical engineering failures"*, Journ. Geotech. Engin. 119, 2 (1993) 238-256

[12] P. Mougin : *"Les torrents de la Savoie",* Grands Etablissements de l'Imprimerie Générale, Grenoble, (1914) 1251p

[13] P. Antoine, J.C. Barféty , G. Vivier, J. Debelmas, J. Desmons, J. Fabre, H. Loubat, C. Vautrelle : *"Notice explicative, Carte géol. France (1/50 000), feuille Bourg-Saint-Maurice"*, BRGM, Orléans 727, (1992) 110p

[14] I. Bonnet-Staub : *"Définition d'une typologie des dépôts de laves torrentielles et identification de caractères granulométriques et géotechniques concernant les zones sources",* Bull. Eng. Geol. Env. 57, (1999) 359-367

[15] H. Vivian, J.C. Thouret, G. Bocquet, J.P. Dedieu, D. Fabre, A. Thomas : *"Les instabilités d'un bassin versant montagnard anthropisé. Le torrent de l'Eglise, Les Arcs, Savoie"*, BRGM Orléans 233, (1994) 192p

[16] Convention alpine : *"Changement du climat dans l'espace alpin, Manif thém, Galtür, Österreich",* (2006) 48p

[17] M. Rebetez , R. Lugon, P.A. Baeriswyl : *"Climatic change and debris flows in high mountain regions: the case study of the Ritigraben torrent (Swiss Alps)",* Climatic Change 36, (1997) 371-389

[18] M. Zimmermann, W. Haeberli : *"Climatic Change and Debris Flow Activity in High-Mountain Areas. A Case Study in the Swiss Alps. Greenhouse-Impact on Cold-Climate Ecosystems and Landscapes"*, Catena Sup. 22, (1992) 59–72

[19] V. Jomelli, V.P. Pech, C. Chochillon, D. Brunstein : *"Geomorphic variations of debris flows and recent climatic change in the French Alps",* Climatic Change 64, (2004) 77–102

[20] H.O. Sternberg : *"Enchentes e movimentos coletivos do solo no vale do Paraiba, em dezembro de 1948: influêcia da explotaçao destrutiva da terra (in Portuguese)",* Rev. Brasil. Geog. 11, 2 (1949) 223-261

[21] C. Cosandey, M. Robinson : *"Hydrologie continentale"*, Armand Colin, (2000) 360p

[22] T. Endo, T. Tsuruta : *"On the effect of tree's roots upon the shearing strength of soil. Ann Rep Hokkaido Branch Forest Experiment Station, Sapporo",* (1969) 167-182

[23] L. Prandini, G. Guidicini, J.A. Bottura, W.L. Ponçano, A.R. Santos : *Behaviour of the vegetation in slope stability : a critical review",* Bull. Engin. Geol., Krefeld 16, (1977) 51-55

[24] J. Ardvisson : *"Subsoil compaction caused by heavy sugarbeet harvesters in southern Sweden. I. Soil physical properties and crop yield in six field experiments"*, Soil & Tillage Research 60, (2001) 67-78

[25] T. Mosimann : *"Landschaftsökologischer Einfluss von Anlagen für den Massenskisport. II. Bodenzustand und Bodenstörungen auf planierten Skipisten in verschiedenen Lagen",* Materialen zur Physiogeographie 3, (1983) 72p

[26] I. Neuwinger : *"Bioelementversorgung, Wasserspeicherung und Erodierbarkeit gestörter Waldböden",* , Forstl. Bundesv.t, Wien, Informationsdienst 211, (1982) 3p

[27] D. Karssenberg, C.G. Wesseling, W.P.A. Van Deursen : *"PCRaster Version 2 Manual"* Utrecht Univ, Netherland, (1996) 380p

[28] IGN : *"Bourg-Saint-Maurice-Sainte-Foy-Tarentaise. Carte topographique 3 (1:50 000)",* Etat Major, (1928)

[29] IGN : *"Massif de la Vanoise-Tarentaise. Carte topographique 2 35 (1:25 000)"*, (1977)

[30] IGN : *"Les Arcs, La Plagne – Parc National de la Vanoise. Carte topographique 3532 ET (1:25 000)",* (1998)

[31] R. Geiger : *"Das Klima der bodennahen Luftschicht",* F Vieweg, Braunschweig. & Sohns 4, (1961)

[32] M. Sturm, J. Holmgren, M. König, K. Morris : *"The thermal conductivity of seasonal snow",* Journ. Glaciology 43, (1997) 26–41

[33] A. Cernusca, H. Angerer, C. Newesely, U. Tappeiner : *"Auswirkungen von Kunstschnee - eine Kausalanalyse der Belastungsfaktoren",* Verhandlungen des Gesellschaft für Ökologie 19, (1990) 746-757

[34] N.P. Cain, B. Hale, E. Berkelaar, D. Morin : *"Critical review of effects of NaCl and other road salts on terrestrial vegetation in Canada",* Env Canada, Québec, Rapport LCPE, (2001) 200p

[35] Loi Canadienne sur la Protection de l'Environnement : *"Liste des substances d'intérêt prioritaire. Rapp. d'éval. Sels de voirie,* (1999) 200p

[36] C. Rixen : *"Artificial snow and snow additives on ski pistes : interactions between snow cover, soil and vegetation",* Univ.of Zurich, PhD thesis, (2002) 162p

LE FORT GENOIS DE TABARKA (TUNISIE) MENACE PAR LES INSTABILITES DE FALAISES

STEPHANE CURTIL
Terrasol, Immeuble Helios, 72 avenue Pasteur,
93108 Montreuil Cedex, France

RESUME

Constatant des désordres inquiétants sur la structure du fort Génois de Tabarka (Tunisie) construit au XVIème siècle, l'Agence tunisienne de mise en valeur du patrimoine et de promotion culturelle a sollicité une expertise des conditions de fondation de l'ouvrage historique et des falaises de plus de 70 m de haut situées à l'aval.

Lors de sa construction, le risque lié à l'évolution régressive des falaises sous-jacentes a sans doute été sous estimé de telle sorte que la préservation du patrimoine historique impose aujourd'hui des travaux de grande ampleur sur la falaise.

Dans le cadre d'une expertise géotechnique, une analyse structurale détaillée du massif rocheux a été conduite et a permis de déterminer les mécanismes de rupture les plus probables.

L'étude historique des travaux d'extension du fort a permis de reconstituer le scénario à l'origine des désordres. Sur la partie la plus critique de l'ouvrage, des travaux de confortement du massif rocheux et de l'ouvrage ont été dimensionnés et exécutés de manière à assurer la sécurité et la pérennité du site, qui était interdit au public depuis l'apparition de ces désordres.

MOTS-CLÉS : Massif rocheux, Rupture, Fort de Tabarka, Falaise, Erosion régressive, Confortement, Expertise

ABSTRACT

Noticing disorders on Genoese fort of Tabarka (Tunisia), the Tunisian agency of development of the heritage and the cultural promotion, required an expertise of the stability of the underlying cliffs.

During the construction, the risk of regressive evolution of cliffs underlying was doubtless under estimated so that the conservation of the historical heritage imposes big scale works on the cliff.

The geotechnical expertise led a detailed structural analysis of the massif which determined the most likely mechanisms of break.

The historic study of the works of extension of the fort and the excavation of a nearby rock career allowed describing the scenario at the origin of the disorders. On the most critical part of the fort, reinforcement works on the rock mass and on the fort were sized

and executed so as to insure the safety and the perpetuity of the site which was forbidden to the public since the appearance of these disorders.

KEY-WORDS: Rock mass, Failure, Fort of Tabarka, Cliff, Regressive erosion, Reinforcement

INTRODUCTION

Constatant des désordres inquiétants sur la structure du fort Génois de Tabarka (Tunisie) construit au XVIe siècle, l'Agence tunisienne de mise en valeur du patrimoine et de promotion culturelle a engagé une expertise des conditions de fondation et des falaises de plus de 70 m de haut situées à l'aval. Cette analyse constitue la suite logique des travaux de confortement réalisés en 2008 et 2009 sur la partie Sud du fort par Hydrosol Fondations ([1], [2], [3]).

Lors de sa construction, le risque lié à l'évolution régressive des falaises sous-jacentes n'a sans doute pas été intégré à la démarche de conception. Ainsi la préservation du patrimoine historique impose aujourd'hui des travaux de grande ampleur sur la falaise. Une analyse structurale détaillée du massif rocheux a déterminé les mécanismes de rupture les plus probables.

La singularité de l'édifice impose d'avoir simultanément une approche de type mécanique des roches pour traiter de la stabilité du massif rocheux et des falaises, et une approche de type génie civil des ouvrages anciens pour intégrer le comportement spécifique de l'ouvrage en maçonnerie ([4], [5], [6], [7], [8], [9], [10], [11], [12], [13]).

CONTEXTE GEOLOGIQUE ET STRUCTURAL

PRESENTATION DU SITE



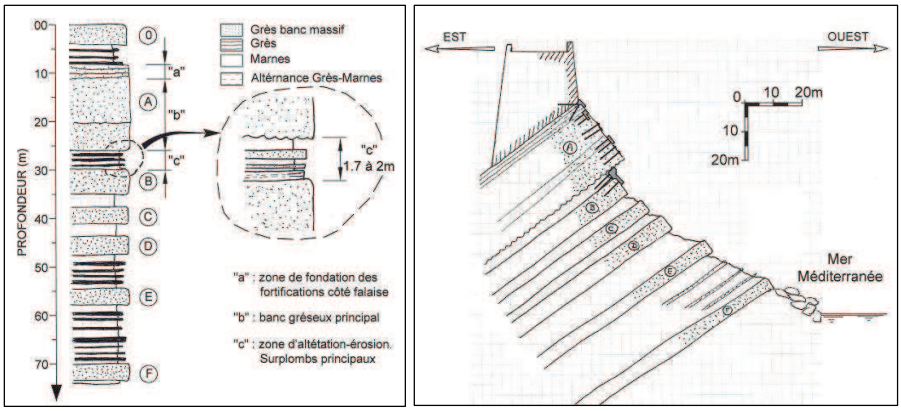
Figure 1 : Vue générale des falaises sous le fort de Tabarka

Le fort de Tabarka se localise en bordure de mer au Nord de la Tunisie et domine la baie de Tabarka. Les fortifications encore présentes sur le site ne constituent qu'une fraction de l'ensemble de l'édifice qui a été construit. La Figure 1 présente une vue générale des falaises qui bordent le site côté Nord-Ouest.

DONNEES STRATIGRAPHIQUES

Le site du fort de Tabarka présente une alternance de bancs compétents (gréseux) et de bancs marneux moins compétents et plus sensibles à l'altération. Le pendage général de la structure, de 38° à 40° vers l'Est, conduit à une géométrie où les formations plus résistantes apparaissent en surplomb au dessus de niveaux marneux érodés.

La colonne litho-stratigraphique (Figure 2) présente la structure sous le fort, fondé au toit du banc gréseux A qui apparaît aujourd'hui en surplomb du fait de l'érosion des terrains marneux sous-jacents. Elle permet de visualiser à la fois la nature des terrains mais également leur résistance à l'érosion. Les bancs gréseux principaux sont identifiés par les lettres A à F.



(a) (b)

Figure 2 : (a) Colonne litho-stratigraphique des terrains rencontrés sous le fort de Tabarka ; (b) Coupe stratigraphique schématique sous le fort selon une direction E-W. Les principes du projet de renforcement sont également figurés

DONNEES STRUCTURALES

Les falaises sous le fort sont orientées N45°. A grande échelle, la série sédimentaire présente une structure orientée Nord-Sud avec un pendage en direction de l'Est variant de 33° à 45°. Deux failles ont été identifiées sur le site, correspondant aux directions principales de fracture du massif : une faille (F1), d'orientation N95°/70°S, recoupant le massif au Nord et une faille (F2) d'orientation N155°/80°W située sous la tour Est du fort.

Deux familles de fractures principales sont relevées sur le site, de pendage important (> 65°) et de direction similaire aux deux failles principales. Elles découpent ainsi les bancs

gréseux en colonnes de section losangée qui contrôlent les mécanismes de déformation et de rupture du banc gréseux supérieur : glissements plans ou dièdres, sur une ou deux faces.

COMPORTEMENT MECANIQUE DES GRES ET DES MARNES

Les formations gréseuses sont plus résistantes que les marnes à l'altération et ont un comportement mécanique par rupture fragile avec apparition de fractures. Les niveaux marneux sont sensibles à l'eau et à l'érosion météorique. En profondeur dans le massif ils ont un comportement de roche tendre ; en surface, après saturation, ils perdent leur résistance mécanique pour présenter un comportement de type sol.

Le multicouche formé par l'alternance de niveaux gréseux compétents et de niveaux marneux plus ductiles confère à la série stratigraphique et à la falaise un comportement singulier marqué par l'érosion des niveaux marneux et par la rupture fragile des bancs de grès à la faveur des familles de fractures et de la stratification.

La photo de la Figure 3 illustre la structure typique du site, formée d'un banc gréseux reposant sur un banc marneux exposé, dans le versant, aux effets de l'altération météorique. Le banc marneux après érosion et phénomène de retrait n'assure plus de fonction de butée de pied au bloc gréseux sus-jacent : des glissements de type plans ou dièdres sont alors possibles.



Figure 3 : Base du banc gréseux B : le contact stratigraphique entre le grès et la marne subit une forte altération météorique (hydratation/dessiccation)

DIAGNOSTIC DE STABILITE DES FALAISES SOUS LE FORT

PRINCIPE DE L'ANALYSE

Le diagnostic a été conduit à partir d'un relevé géologique et structural sur site par moyens acrobatiques avec identification des mécanismes de déformation et de rupture. La détermination des niveaux de risque pour la falaise et pour le fort a été conduite en

combinant les risques de rupture avec les conséquences probables pour l'édifice. Le niveau de risque prend alors en compte :

- La géométrie du massif rocheux et la présence des plans de discontinuité et de fractures du massif ;
- Le volume rocheux mobilisable par les ruptures potentielles ;
- La possibilité d'avoir un élément extérieur déclenchant tel que de fortes pluies ou un séisme.

Ces analyses ont permis la définition des principes généraux de confortement pour assurer un niveau de sécurité acceptable pour le fort, et la définition des travaux de confortement à réaliser selon différents niveaux de priorité.

SECTORISATION

La sectorisation de la falaise s'appuie principalement sur les densités de fracturation puisque les orientations des familles sont assez constantes. Le long des 110 m de falaise situés à l'aval du fort on distingue 13 secteurs différenciés par la densité de facturation et la géométrie de la falaise.

La Figure 4 présente le carroyage utilisé pour le repérage sur site (colonne de 1 à 38 et lignes de A à W), la sectorisation utilisée (nombres romains I à XII) ainsi que les bancs gréseux A à E (figuré bleu).

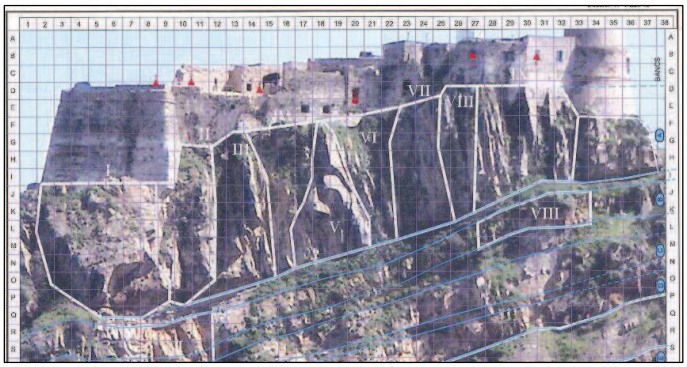


Figure 4 : Sectorisation et structure géologique du site

MECANISMES DE DEFORMATION ET DE RUPTURE IDENTIFIES

Les bancs gréseux entrent en rupture lorsque les bancs marneux inférieurs qui les supportent disparaissent par érosion ou entrent eux-mêmes en rupture. Les bancs marneux se déforment et entrent en rupture par altération et érosion sous l'effet des agents météoriques, mais également lorsque les bancs gréseux inférieurs qui les supportent entrent eux-mêmes en rupture.

L'observation de la falaise au Nord-Est du fort permet d'identifier le mécanisme de rupture du banc gréseux supérieur (banc A). Lorsque le banc marneux sous-jacent a été totalement érodé; la perte de la butée de pied associée à la fracturation permet le développement d'un mécanisme de glissement plan. La photo de la Figure 5 montre un bloc de 120m^3 environ à la limite de la rupture qui a déjà subi un glissement de 3 à 5 cm sur le plan de glissement.

Ce bloc a connu dans une période récente un facteur de sécurité vis-à-vis du glissement sur la discontinuité de base, inférieur à 1 qui a permis un déplacement de quelques centimètres avant de retrouver un état d'équilibre avec un facteur de sécurité légèrement supérieur à 1.



Figure 5 : Mécanisme de rupture par glissement plan/dièdre par perte de la butée de pied. La personne à la base du bloc donne l'échelle

La Figure 6 illustre ce mécanisme de rupture. Le risque de rupture par glissement de ce bloc est très important : le glissement pourrait être déclenché par une faible sollicitation extérieure telle qu'un séisme ou la chute d'un bloc provenant de l'amont et rebondissant sur ce bloc instable. Ce mécanisme est déjà observé sur la falaise à l'aplomb du fort.

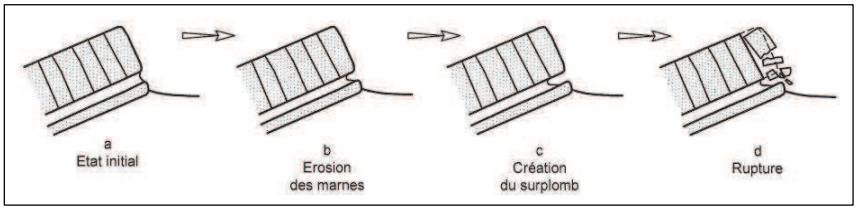


Figure 6 : Principe de rupture du banc gréseux A par perte de butée de pied après érosion des marnes sous-jacentes

La géométrie locale des surplombs est conditionnée par la densité de fracturation du massif : moins les fractures sont nombreuses et plus les surplombs sont importants : les volumes unitaires des ruptures sont plus importants selon des fréquences plus faibles. A contrario, plus le massif est fracturé et moins les surplombs sont importants : les ruptures concernent des volumes unitaires plus faibles selon des fréquences plus élevées.

QUALIFICATION DE L'ALEA

L'aléa prend en compte à la fois le niveau d'occurrence et l'impact prévisible en termes de volume rocheux susceptible d'entrer en rupture afin de qualifier les conséquences pour la falaise et le fort. Deux échelles sont conjuguées : la probabilité d'occurrence qui dépend de la géométrie et de conditions locales de site et une échelle de volume qui est adaptée à la problématique du fort.

TABLEAUX 1 ET 2 : ECHELLE DE PROBABILITE D'OCCURRENCE ET ECHELLE DE VOLUME D'EFFONDREMENT ROCHEUX

	Probabilité d'occurrence	***Qualification de volume***	***Volume pour la falaise***	***Volume pour le fort***
1	négligeable	faible	< 1 m^3	quelques pierres
2	faible	moyen	1 à 10 m^3	1 à 2 m^3
3	moyen	élevé	10 à 50 m^3	2 à 5 m^3
4	fort	fort	> 50 m^3	> 5 m^3

L'analyse combine ensuite ces deux échelles afin de définir les conséquences pour la falaise et le fort, c'est-à-dire le degré de priorité pour les interventions qui sont synthétisées dans le tableau suivant.

TABLEAU 3 : ANALYSE CROISEE DE L'ALEA ET DU RISQUE DEFINISSANT LES PRIORITES D'INTERVENTION

		Probabilité d'occurrence			
		1	2	3	4
Volume	1	faible	faible	moyenne	moyenne
	2	faible	élevée	élevée	élevée
	3	moyenne	élevée	forte	forte
	4	moyenne	élevée	forte	forte

PRINCIPES DE CONFORTEMENT PAR ZONES

Les principes de confortement retenus sont :

- Un clouage systématique, adapté en maille et longueur selon la densité et l'orientation des fractures permet de solidariser les blocs susceptibles de subir des

glissements plans et dièdres. Ces travaux apportent un confinement de la surface des falaises et permettent de stopper les évolutions régressives des ruptures vers l'amont.

- Une poutre longitudinale en base des fondations du fort permet de reprendre les efforts verticaux et les transmettre au massif, soit par appui direct, soit par des ancrages passifs. Un ouvrage en béton armé, ancré par clouage passif et apportant une butée de pied, supprime les risques de rupture par glissements plans et dièdres.
- La projection d'une épaisseur de 5 à 7 cm de béton projeté fibré avec épingles permet de stopper l'érosion des bancs marneux les plus sensibles à l'érosion.

La surveillance du site constitue une alternative possible à certains travaux, mais uniquement dans la mesure où elle s'accompagne d'un programme de mesures et travaux d'urgence mobilisables très rapidement dès que les seuils d'alerte sont dépassés.

Un exemple de résultats de l'analyse des priorités de travaux est présenté dans le tableau suivant

TABLEAU 4 : EXEMPLES DE RESULTATS D'ANALYSE MULTICRITERE

Zone	*Sous zone*	*Travaux*	*Priorités*	*Commentaires*
I	Amont de la zone 3.3 et son voisinage	Purge Clouage systémétique Ouvrage de butée de pied sous surplombs	4 Forte	Intervention impérative avant intervention en 3.3 Sécurité des personnes
VI		Béton projeté de Protection	1 Faible	Surveillance impérative jusqu'à réalisation des travaux

L'application des mécanismes généraux de rupture au cas particulier de la falaise au droit de la zone IX (extrémité sud-ouest de la falaise) est illustrée par la Figure 7.

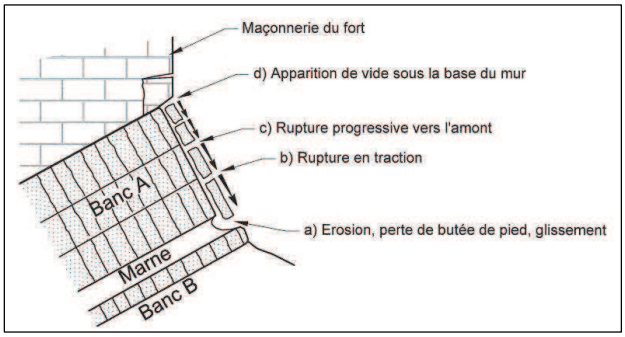


Figure 7 : Exemple de mécanisme de rupture régressive au droit de la zone IX (extrémité sud-ouest de la falaise)

DIAGNOSTIC ET CONFORTEMENT DU PROMONTOIRE SUD DU FORT

Le fort de Tabarka a connu plusieurs phases de construction au XVIe siècle avec en particulier une extension vers l'ouest sur laquelle on relève des indices de désordres anciens et plus récents. Les désordres anciens ou défauts de stabilité sont révélés par les adaptations de géométrie de la construction marquées par l'élargissement de la base du mur d'enceinte. Dans les années 1960 on note l'ajout d'un promontoire de confortement à l'extrémité sud du fort.

DIAGNOSTIC DES PRINCIPAUX DESORDRES

Des fissures ouvertes caractérisant de grandes déformations sont visibles sur les murs d'enceinte est et sud. L'ensemble des fissures et zones de rupture identifiées délimitent un bloc susceptible de rupture brutale par glissement dans la pente.

Sur le mur d'enceinte est, les principaux désordres sont constitués par deux fissures ouvertes de 5 à 7 cm affectant l'ouvrage sur toute sa hauteur.

Sur le mur d'enceinte sud (Figure 8), les principaux désordres sont constitués par deux fissures anciennes qui ont fait l'objet de réparations et deux zones de rupture plus récentes ouvertes de 5 à 7 cm. Ces fissures montrent des ouvertures mais également des déformations perpendiculairement au plan du mur qui créent des décalages pouvant atteindre 10 à 15 cm.

L'éperon de renforcement, probablement construit dans les années 1960, est également fortement endommagé puisqu'il a déjà perdu une première fois son massif de fondation.



Figure 8 : Ensemble de fissures des fortifications sud

Avant travaux, cette partie de l'édifice était donc dans un état de stabilité critique et n'était pas en mesure de remplir sa fonction de soutènement et de renforcement de la structure.

Plusieurs témoins posés sur les fissures révèlent que les déformations sur le mur d'enceinte sud ont une amplitude de 1 à 1,5 cm depuis les années 1970. Des déformations millimétriques des fissures ont affecté la zone depuis 2005.

ORIGINE DES DESORDRES

Les reconnaissances géotechniques ont pris la forme de deux sondages carottés et de puits manuels de reconnaissance des fondations.

Les reconnaissances par puits manuel ont montré que :

- La stratigraphie, identifiée dans le forage SC2, est formée d'une succession de bancs de grès jaunâtres durs et fracturés avec, à 10 m de profondeur, une couche d'argile limoneuse de 1,7 m d'épaisseur ;
- La partie interne du fort a connu une phase de remblaiement avec des argiles saturées en eau, sur une épaisseur de plus de 9 m, qui modifie la descente de charge et la poussée sur les murs d'enceinte ;
- Les ruptures qui affectent le fort se poursuivent en profondeur jusqu'aux fondations (puits F6) : les ruptures observées résultent de déformations du substratum rocheux. Une zone d'extraction de matériaux en pied de versant est à l'origine de la réduction de la butée de pied des dalles gréseuses formant la surface topographique du versant.

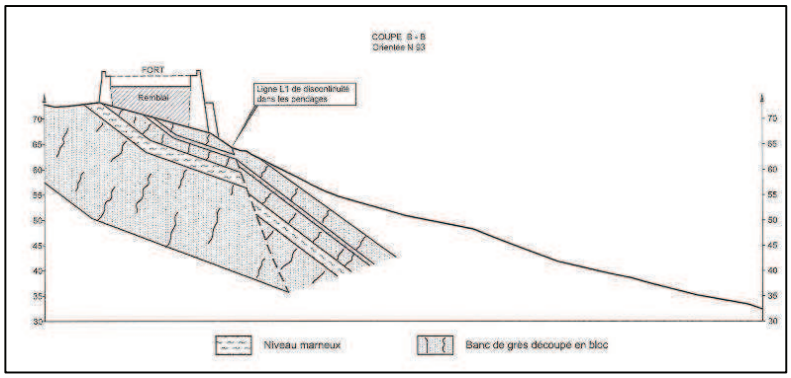


Figure 9 : Coupe géologique et structurale est-ouest au droit de l'éperon sud

Le mur d'enceinte Est est fondé au rocher sur une dalle de grès d'orientation : N06°/22°E à N35°/26°E. Le mur d'enceinte Sud repose sur une dalle de grès d'orientation N178°/39°S, dont la puissance et la géométrie n'ont pas pu être observées.

Dans cette zone le fort repose sur une alternance de bancs de grès et de bancs marneux. Il s'agit d'une zone historiquement instable puisque des travaux importants d'adaptation de

la structure ont été réalisés par le passé : élargissement de la base de la fortification et ajout d'un éperon de confortement de l'extrémité sud du fort.

L'exploitation des données de sondage conduit à retenir les origines suivantes pour les désordres constatés sur cette zone du fort :

- Rupture de l'assise de fondation du contrefort de renforcement de l'ouvrage par glissement d'un banc gréseux sur une « couche savon ». Un mécanisme de rupture régressive s'est développé depuis la base du versant vers le sommet ;
- Rupture interne des maçonneries du fort qui font office de soutènement aux remblais de comblement.

PROJET DE CONFORTEMENT

Le projet de confortement traite de la stabilité interne des fortifications et de la stabilité des fondations. Il est synthétisé sur la Figure 10 :

Renforcement des murs de fortification : L'analyse numérique a montré un défaut de stabilité des fortifications qui subissent des efforts de poussée trop importants au regard de leur géométrie. L'ouverture des fissures verticales dans les murs de fortification a permis un écartement relatif des deux murs et donc une relaxation des contraintes de poussée aboutissant à un équilibre limite des ouvrages. La solution de confortement retenue consiste à réaliser des tirants reliant les murs sud et est, avec terrassement d'une partie des remblais intérieurs. Cela confère à l'ouvrage un niveau de stabilité comparable à celui qu'il avait lors de sa construction.

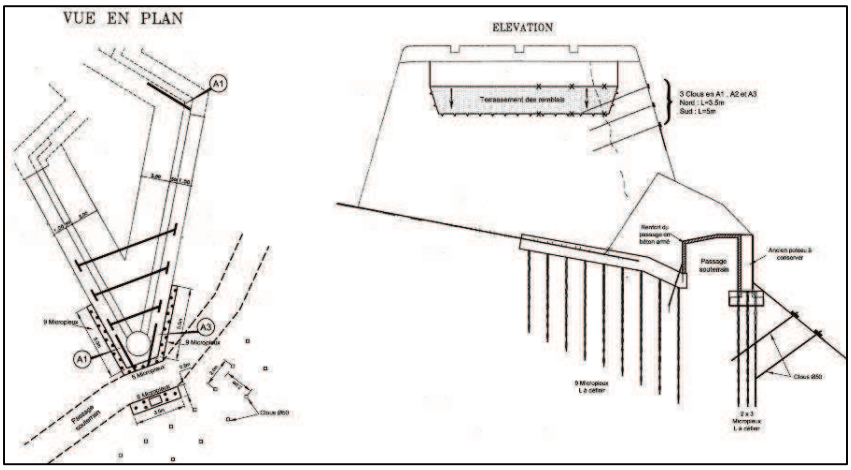


Figure 10 : Vue en plan et élévation du projet de travaux de confortement

Une série de clous passifs de 4 à 5 m de longueur sont implantés au niveau de l'éperon sud de manière à le solidariser au reste des fortifications. Ils sont associés à un traitement de régénération de la maçonnerie par injection de coulis de ciment.

Confortement des fondations : afin de stabiliser le massif rocheux de fondation et stopper les glissements banc sur banc, il a été réalisé les travaux suivants :

- Renforcement de la base des fortifications maçonnées sud et est au moyen de longrines permettant le transfert des charges vers des micropieux ;
- Reprise des fondations de l'éperon maçonné par longrine et micropieux et renforcement de l'ouvrage pas une voûte en béton armé ;

Confortement du massif rocheux de fondation : Le clouage systématique du talus rocheux à l'aval du fort apporte le complément de résistance nécessaire à la stabilité des dalles gréseuses ayant perdu la butée de pied ; en supplément de la mobilisation de la résistance au cisaillement des armatures des micropieux.

REALISATION DES TRAVAUX

Les travaux de confortement du massif rocheux et des fortifications ont été réalisés par l'entreprise Hydrosol Fondations sous la maîtrise d'œuvre du Ministère de l'Equipement de l'Habitat et de l'Aménagement du Territoire (Direction Régionale de Jendouba) au printemps 2009. Les études d'exécution ont été conduites en intégrant les contraintes architecturales du site qui imposent que tous les travaux soient réalisés sans dénaturation visuelle de l'ouvrage.

Le site est caractérisé par la difficulté d'accès aux zones de travail et le caractère historique de l'ouvrage. Ainsi tous les travaux réalisés ont dû être « habillés » par des matériaux similaires à ceux du fort afin de ne pas dénaturer l'ouvrage et préserver son cachet.



Figure 11 : Travaux de confortement des maçonneries par clouage

Des échafaudages de grande hauteur ont été utilisés (Figure 11), en particulier pour les travaux de clouage en hauteur sur les murs d'enceinte et pour la mise en place des croix

de profilés en têtes des tirants intérieurs. De petites machines modulaires pour lesquelles seuls le mât et le distributeur, reliés à la centrale disposée en bas du fort, ont été utilisées sur les échafaudages. Pour leur sécurité, les ouvriers et techniciens étaient harnachés par des câbles sécurisés, afin de pallier tous risques d'accident. Les travaux de forage ont été réalisés au marteau fond de trou à l'air, évitant ainsi l'utilisation de fluides de forages susceptibles d'aggraver l'instabilité de l'ouvrage.

Par ailleurs, au cours des travaux de déchargement du remblai situé dans l'enceinte du fort, pour la mise en place des tirants intérieurs, nous avons découvert d'anciens madriers en bois, sans doute mis en place à des fins de stabilisation du fort. Il est à préciser que le remblai dégagé de l'intérieur du fort présentait une forte humidité, confirmant l'hypothèse d'une poussée des remblais sur les murs d'enceinte.

La majorité des fissures dans le fort ont été colmatées, injectées et traitées avec un mortier naturel afin de préserver le cachet initial du fort.

SYNTHESE ET CONCLUSIONS

Les études et analyses réalisées lors de l'implantation initiale du fort Génois au XVIe siècle avaient très certainement bien intégré les contraintes géologiques et géotechniques du site en évitant d'implanter l'ouvrage sur les deux principales failles recoupant le site, mais certainement sans appréhender les risques d'évolution de la stabilité des falaises sous les effets de l'érosion et de l'altération renforcés par la proximité et l'exposition à la mer.

L'analyse structurale du site a constitué la base du diagnostic des désordres observés au sud du fort sur l'extension réalisée peu de temps après la construction (XVIe siècle) et a permis de finaliser le projet de confortement des fortifications et des fondations et la réalisation de travaux de réparation.

L'analyse structurale de la falaise ouest a mis en évidence une situation de risque de ruine forte à très forte pour les fortifications, résultant de ruptures régressives initiées en pied de falaise. Les études ont montré que des confortements par ancrages et par protections passives contre l'érosion seront à même de restituer un niveau de sécurité acceptable pour le fort Génois.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] TERRASOL : "*Fort de Tabarka - Sinistre des murs d'enceinte de la zone Sud-est/ Visite du 21 et 22 février – Rapport d'expertise*", Rapport n° 22740_02, en date du 03/04/07

[2] TERRASOL : "*Fort de Tabarka - Sinistre des murs d'enceinte de la zone Sud-est / Résultats des reconnaissances de juillet 2007*", Rapport n° 22740_03, en date du 31/08/07

[3] TERRASOL : "*Rapport de Visite des 15 et 16 avril 2008, analyse des risques et principes de confortements*", Rapport n° 22740_04, en date du 25/05/08

[4] Guide SETRA : "*Fondations au rocher – Reconnaissances des massifs rocheux, Conception et dimensionnement des fondations*", octobre 2009

[5] CFMR : "*Manuel de mécanique des roches - Tome 1 – Les fondements*", Presse de l'Ecole des Mines de Paris, (2000)

[6] CFMR : "*Manuel de mécanique des roches - Tome 2 – Les applications*", Presse de l'Ecole des Mines de Paris, (2003)

[7] AFTES : "*Caractérisation des massifs rocheux utile et à la réalisation des ouvrages souterrains*", recommandations du GT1, TOS n° 177, (2003)

[8] Z.T. Bieniawski : "*Engineering rock mass Classification*" John Wiley &Sons, (1989)

[9] R. Cojean : "*Les mouvements de versant et la stabilité des talus*", Cours de l'Ecoles de Mines de Paris, (1993), 106p

[10] E. Hoek, E.T. Brown : "*Underground Excavations in rock*", Institution of Mining and metallurgy, (1980) 527p

[11] E. Hoek, J. W. Bray : "*Rock slope engineering*", 2nd Ed., Institution of Mining and metallurgy, (1977)

[12] F. Homand : "*Morphologie et comportement mécanique des joints. Acquisition des principales caractéristiques*", Séminaire de modélisation des massifs rocheux fracturés en blocs, Nancy, 26-30 mars 1990

[13] S.D. Priest : "*Discontinuity analysis for rock engineering*", Chapman &Hall, (1984) 473p

CONCEPTION DES TALUS DE MINES A CIEL OUVERT : APPROCHE GEOLOGIQUE ET GEOMECANIQUE

JEAN-ALAIN FLEURISSON
Mines ParisTech, Centre de Géosciences,
35 rue Saint-Honoré, 77305 Fontainebleau, France

RESUME

Les talus de mines à ciel ouvert doivent être reconnus comme des ouvrages géotechniques à part entière dont le dimensionnement, réalisé suivant les règles de l'art, doit prendre en compte des préoccupations techniques, économiques, environnementales et de sécurité. Mais ces ouvrages sont, avant tout, des ouvrages géologiques et géomécaniques naturels pour lesquels la structure géologique et la nature pétrographique des matériaux constitutifs contrôlent les processus de déformation et de rupture par rapport auxquels il faut les dimensionner. Il importe donc de mettre en œuvre une méthodologie bien maîtrisée qui peut se décomposer en plusieurs étapes : 1) la caractérisation du massif rocheux par l'acquisition, puis l'analyse, de données géologiques et géomécaniques ; 2) la détermination des mécanismes potentiels de déformation et de rupture, et leur modélisation ; 3) le dimensionnement et la définition de méthodes de confortement et de surveillance. Cet article présente différentes techniques et les outils disponibles pour aborder ces étapes successives et illustre leur mise en œuvre pratique, ainsi que leurs limitations, par des études de cas de dimensionnement de mines à ciel ouvert.

MOTS-CLES : Mines à ciel ouvert, Conception des talus, Géologie de l'ingénieur

ABSTRACT

Slopes in open pit mines must be considered as geotechnical structures. Therefore their design and implementation must be conducted with all consideration including technical, economical, environmental and safety issues. But these structures are above all natural geological and geomechanical features and the geological structures as well as the petrographical nature of the rock material control the deformation and failure mechanisms. It is therefore important to implement a well-defined methodology which should be conducted according to the following phases: 1) rock mass characterization derived from the acquisition and analysis of geological and geomechanical data; 2) determination of the potential mechanisms of deformation and failure, and their numerical modelling; 3) slope design and definition of reinforcement and monitoring methods. This paper presents various available techniques and tools to achieve these successive phases and illustrate their implementation and also limitations through case studies of slope design in open pit mines.

KEY-WORDS: Open pit mines, Slope design, Engineering geology

INTRODUCTION

Les talus de mines et carrières à ciel ouvert, certaines de ces exploitations pouvant atteindre plusieurs centaines de mètres de profondeur, doivent être considérés comme des « ouvrages géotechniques » au sens où l'on parle d'ouvrages miniers ou d'ouvrages de génie civil. Leur conception ainsi que leur réalisation doivent donc être conduites suivant les règles de l'art avec pour objectif général de définir la géométrie qui garantira la sécurité de l'ouvrage tout en limitant au maximum le volume de matériaux à excaver, et donc le coût final du projet. A ces enjeux économiques viennent s'ajouter des préoccupations liées à l'environnement, en particulier dans le cadre des procédures d'abandon des sites miniers où se posent les problèmes de stabilité à long terme des talus.

Mais ces ouvrages sont, avant tout, des objets géomécaniques naturels pour lesquels la structure géologique, la nature des matériaux constitutifs et leur comportement mécanique contrôlent les processus de déformation et de rupture par rapport auxquels il faut les dimensionner. Cette étroite connexion avec les structures géologiques impose donc en premier lieu d'identifier ces structures pour mettre en œuvre les moyens d'investigations, de modélisation et de calcul adaptés.

Cet article rappelle les principes de dimensionnement des talus de mines à ciel ouvert et présente différentes techniques et outils existants pour aborder les étapes successives du dimensionnement. Leur mise en œuvre pratique est ensuite illustrée par deux études de cas de mines à ciel ouvert.

PRINCIPES DE DIMENSIONNEMENT DES TALUS DE MINES A CIEL OUVERT

Etant donné l'importance des enjeux, le dimensionnement des talus de mines à ciel ouvert doit s'appuyer sur une méthodologie bien maîtrisée, d'autant plus que l'expérience montre que chaque massif rocheux caractérisé par ses structures géologiques est un cas unique et qu'il n'y a donc pas de recettes standards qui permettent d'obtenir à coup sûr la bonne solution. Cette méthodologie peut se décomposer en plusieurs étapes : 1) la caractérisation du massif rocheux par l'acquisition, puis l'analyse, de données géologiques et géomécaniques ; 2) la détermination des mécanismes potentiels de déformation et de rupture, et leur modélisation ; 3) le dimensionnement et la définition de méthodes de confortement et de surveillance. Ces différentes étapes largement développées par Cojean et Fleurisson en 2005 [1] sont rappelées ici succinctement.

ETAPE 1 : CARACTERISATION DU MASSIF ROCHEUX

Cette étape passe par l'acquisition de connaissances et prend appui sur l'ensemble des disciplines des sciences de la Terre et des sciences mécaniques, et plus particulièrement les disciplines de la géologie de l'ingénieur (ou engineering geology), de la géotechnique, de la mécanique des sols et mécanique des roches, de l'hydrogéologie et de l'hydraulique souterraine.

En premier lieu, l'approche géologique constitue une phase primordiale au cours de laquelle le géologue doit identifier :

- La nature pétrographique des matériaux concernés (sols ou roches) ainsi que leur état d'altération et de fracturation : ces données sont essentielles pour la caractérisation des matériaux sur le plan mécanique. Il faut également apprécier la variabilité dans l'espace de ces matériaux à l'échelle du massif.
- Les structures géologiques présentes dans le gisement, d'où résultent des relations précises entre les différentes unités constituant le gisement et des processus ou mécanismes potentiels de déformation et de rupture prédéterminés.

Les données obtenues dès cette approche géologique initiale sont capitales puisqu'elles permettront ensuite d'orienter et d'optimiser les campagnes de reconnaissances géologiques et géotechniques par des méthodes géophysiques de subsurface, des sondages mécaniques ou des excavations peu profondes réalisées à la pelle hydraulique qui peuvent, de façon économique, apporter des informations intéressantes. Si la valorisation géotechnique des sondages miniers de reconnaissance du gisement ne doit pas être négligée, il importe aussi de programmer des reconnaissances à but exclusivement géotechnique pour caractériser en particulier les matériaux stériles dans lesquels sont en général positionnés les talus finals de l'exploitation.

Une attention toute particulière doit être donnée au système de discontinuités qui découpe le massif rocheux à différentes échelles. La variabilité naturelle des paramètres géométriques mais aussi mécaniques des discontinuités impose la réalisation d'études statistiques et donc la mise en œuvre de méthodes d'échantillonnage rigoureuses. Elles comportent les étapes suivantes ([2]) : mesures de fracturation sur le terrain au moyen de levés systématiques sur affleurements, parements d'excavation ou sondages carottés orientés ; classification des discontinuités en familles directionnelles au moyen de la projection stéréographique ou de techniques de classification automatique ; analyse statistique des paramètres géométriques de chaque famille en construisant des histogrammes des caractéristiques géométriques principales des discontinuités : l'orientation, le pendage, l'extension ou la longueur des traces et l'espacement.

Certains des sondages de reconnaissance géotechnique doivent être équipés de piézomètres de manière à pouvoir localiser les nappes d'eau souterraines.

L'acquisition des paramètres pétrophysiques et mécaniques nécessaires aux calculs ultérieurs se fait ensuite à partir d'échantillons prélevés intacts, sur lesquels on peut réaliser des essais en laboratoire classiques 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 pressiométriques ou dilatométriques, etc.) ou en surface (essais de cisaillement de matériaux grossiers ou de discontinuités rocheuses, etc.).

ETAPE 2 : DETERMINATION DES MECANISMES POTENTIELS DE RUPTURE ET LEUR MODELISATION

L'analyse, d'une part des structures géologiques et des paramètres géotechniques des matériaux concernés, d'autre part des sollicitations mécaniques générées par l'excavation de la mine à ciel ouvert permet d'identifier les mécanismes potentiels de déformation et de rupture les plus critiques.

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. Dans chaque situation, il faut être capable d'apprécier la distance qui peut séparer le modèle de la réalité physique.

Quelques catégories de mécanismes de rupture

La Figure 1 présente quelques mécanismes qui 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.

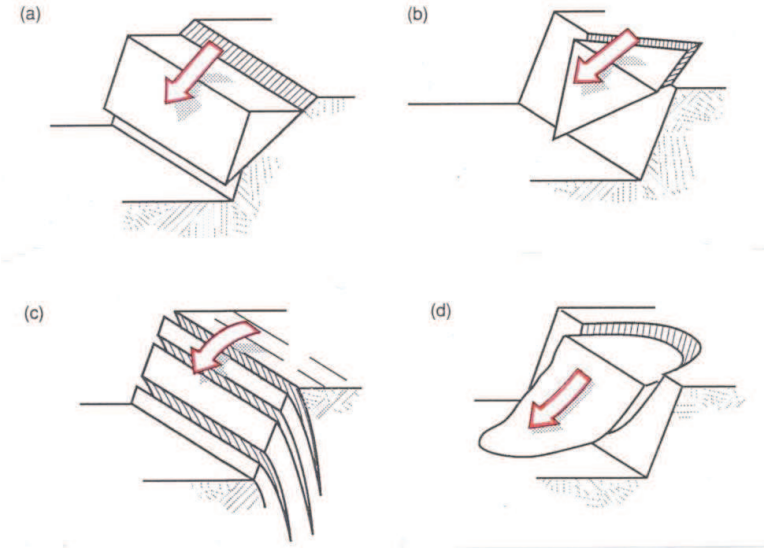


Figure 1 : Quelques processus élémentaires de rupture de talus : (a) rupture plane, (b) rupture en dièdre, (c) rupture par basculement, (d) rupture circulaire (Modifié, d'après ([3])

Dans 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.

Des glissements et ruptures suivant deux ou plusieurs discontinuités ou familles directionnelles de discontinuités concernent des massifs rocheux et mettent en jeu des mécanismes classiques de cisaillement de discontinuités tels que les ruptures de dièdre, les diverses variantes de basculement et fauchage, les ruptures en escalier et les ruptures bilinéaires, ou des mécanismes plus complexes tels que les arc-boutements, la flexion, le basculement ou le flambement de plaques rocheuses. La matrice rocheuse, plus ou moins rigide, et les épontes des discontinuités, plus ou moins altérées, jouent un certain rôle dans la réalisation de ces mécanismes.

Quand 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), on obtient en général un glissement circulaire. 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. Très souvent, le massif contient en profondeur différents niveaux de faiblesse (discontinuités préexistantes dans un ensemble rocheux, joints stratigraphiques, zones altérées en profondeur) qui sont utilisés par une surface de glissement polygonale de forme générale convexe à l'origine de glissements profonds.

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. 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.

Modélisation - Calculs en déformation et calculs de stabilité

L'ensemble des données géologiques, mécaniques et hydrogéologiques permet de construire un modèle géomécanique du massif qui fera l'objet de modélisation numérique au moyen d'outils de calcul adaptés aux mécanismes de déformation et de rupture identifiés à l'étape précédente.

Il est cependant nécessaire au préalable de préciser le contexte de la modélisation, et en particulier : les échelles géométriques du problème posé (stabilité d'un gradin élémentaire, d'un ensemble de plusieurs gradins, ou d'un flanc de fosse tout entier de plusieurs centaines de mètres de hauteur) ; le type de sollicitations mécaniques à considérer (stabilité à court et moyen terme pour les talus en cours d'exploitation, stabilité à long terme pour les talus finals en fin d'exploitation et après les procédures d'abandon, stabilité en situations extrêmes conduisant à considérer des sollicitations hydriques et hydrauliques exceptionnelles ou des sollicitations dynamiques particulières ; le degré de précision des informations géologiques, géomécaniques et hydrogéologiques rassemblées pour l'étude souvent insuffisant par rapport à la complexité du milieu naturel. Pour pallier ce manque de précision dans certaines données, il faut 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.

Le problème étant alors bien posé, on peut réaliser des calculs de stabilité ou des études en déformation.

Les calculs de stabilité se basent sur la théorie des équilibres limites. Le problème mécanique posé est simplifié et l'état de stabilité du massif est caractérisé par la notion de facteur de sécurité (FS) qui est défini par le rapport entre les forces ou moments des forces résistantes maximum et les forces ou moments des forces motrices le long d'une surface potentielle de rupture. Il en résulte que la stabilité est garantie d'un point de vue théorique quand le FS est plus grand que 1, mais dans la pratique, le niveau théorique de sécurité recherché est adapté à la précision des données entrées dans les modèles. Pour des stabilités à court terme, on peut viser des coefficients de sécurité de 1,2 à 1,3. Pour des stabilités à long terme, on peut viser des coefficients de sécurité de 1,4 à 1,5. Il est judicieux de faire ces calculs pour les valeurs *moyennes* des paramètres mécaniques, mais aussi pour les valeurs *réalistes inférieures.* Ces dernières valeurs doivent être à la base du dimensionnement.

Dans certains cas, la schématisation brutale des processus de rupture étudiés par les calculs de stabilité et la simplicité apparente de la notion de coefficient de sécurité sont trop excessives, et il est nécessaire de calculer les déformations du massif en réponse à une sollicitation mécanique ou hydraulique qui lui est imposée. Ce type de méthodes, telles que éléments ou différences finis pour les milieux continus (sols en général) ou éléments distincts pour les milieux discontinus (massifs rocheux en général), nécessite 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).

La Figure 2 donne une illustration des résultats obtenus avec le logiciel DEGRES développé par Mines ParisTech (CGI) et les Houillères de Bassin du Centre et du Midi pour analyser la stabilité des talus de la mine à ciel ouvert de Carmaux en France et dimensionner les angles de talus des gradins et des flancs ([4], [5], [6]).

A l'échelle du gradin ou d'un ensemble de quelques gradins, l'objet géologique concerné présente en général un caractère typiquement discontinu, lié à la présence d'un réseau de deux ou trois familles de discontinuités. Des mécanismes de rupture simples (rupture plane, rupture en dièdre, rupture par basculement, rupture bilinéaire) dérivant directement du caractère discontinu des massifs rocheux, et donc directement contrôlés par le système de discontinuités, constituent une approche réaliste des mécanismes réels. On s'intéresse dans ce cas à la stabilité de monolithes rigides délimités par des associations de discontinuités.

La projection stéréographique permet d'identifier les mécanismes de rupture cinématiquement possibles en fonction de l'orientation et de la pente des talus et des paramètres géométriques des discontinuités ([1]). Ce type d'analyse se prête bien à une traduction algorithmique et a été ainsi automatisé dans le logiciel DEGRES.

Dans un premier temps, ce logiciel permet de générer automatiquement un modèle géométrique d'une fosse à partir d'un contour de crête ou de fond de fosse et des paramètres géométriques des flancs et des gradins. Les flancs de la fosse, constitués alors d'un ensemble de facettes de caractéristiques données (orientation, pente enveloppe, hauteur de gradin, largeur de banquette), sont ainsi créés (Figure 2, gauche).

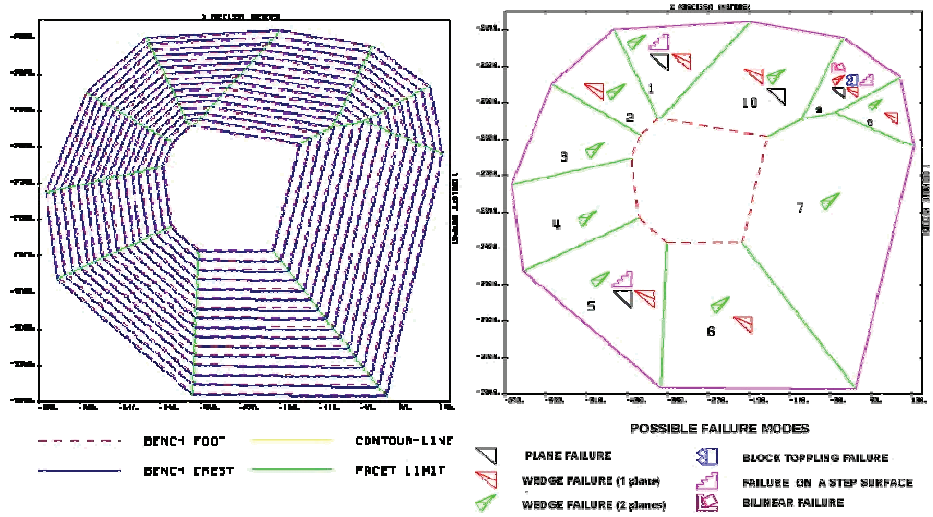


Figure 2 : Modèle géométrique d'une mine à ciel ouvert et détection des risques de rupture par le logiciel DEGRES

Dans un deuxième temps, ce modèle géométrique est intersecté avec un modèle de discontinuités, où chaque famille est représentée par un individu moyen décrit par son orientation, son extension, son espacement et ses paramètres mécaniques, cohésion et angle de frottement. Pour chaque facette du modèle géométrique, à l'échelle d'un gradin ou de la facette entière, on peut alors obtenir les possibilités d'occurrence cinématique de différents mécanismes de rupture prédéfinis, en analysant, de manière automatique, les relations géométriques entre les différentes discontinuités et les objets géométriques considérés, gradin ou facette (Figure 2, droite). Des calculs à l'équilibre limite permettent ensuite de définir les volumes et les coefficients de sécurité des masses rocheuses potentiellement instables en fonction des paramètres mécaniques et hydrauliques des discontinuités mises en jeu.

A 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 trop élevées en certaines zones du massif) ou de proposer des méthodes de confortement judicieusement dimensionnées telles que renforcements mécaniques ou drainage.

Si les caractéristiques mécaniques du massif rocheux, et, en particulier, celles des systèmes de discontinuités, jouent un rôle essentiel dans l'apparition ou non d'instabilités selon les mécanismes contrôlés par les structures géologiques, d'autres paramètres, tels

que l'évolution des conditions hydrauliques et les sollicitations dynamiques constituent des facteurs de déclenchement pouvant conduire à des scénarios particulièrement catastrophiques.

ETAPE 3 : METHODES DE CONFORTEMENT ET SURVEILLANCE

Sur la base des calculs réalisés précédemment, le spécialiste de stabilité de talus dimensionnera les angles de pente permettant d'assurer le niveau de stabilité recherché. Différents scénarios intégrant ou non des dispositifs de confortement (drainage des eaux de surface, rabattement de nappe, renforcement mécanique par boulons d'ancrage et câbles cimentés dans les roches ou clouage des sols) pourront être étudiés. Les gains de stabilité correspondants, ainsi que les coûts de ces dispositifs et de leur mise en œuvre, seront chiffrés pour faciliter la prise de décision qui revient toujours à l'exploitant.

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.

ETUDES DE CAS

Ces deux études de cas de dimensionnement de talus de mines à ciel ouvert constituent des illustrations des méthodes et techniques utilisées pour l'élaboration du modèle géomécanique le plus réaliste et la mise en œuvre de modélisations numériques appropriées. L'auteur remercie l'OCP et SOMAÏR pour lui avoir permis de publier les résultats des études qu'il a réalisées pour ces deux sociétés.

LA MINE A CIEL OUVERT DE PHOSPHATE DE BEN GUERIR (OCP, MAROC)

La mine à ciel ouvert de Ben Guérir est située à 70km au Nord de Marrakech. Elle fait partie du gisement crétacé-éocène des Ganntour qui constitue un vaste plateau d'environ 125km de long sur 25km de large. Le gisement de Ben Guérir comporte plusieurs niveaux de phosphate séparés par des intercalaires marno-siliceux et argileux dans une structure géologique tabulaire sub-horizontale.

A l'époque de l'étude au début des années 80, seules deux couches de phosphate étaient exploitées conduisant à des talus d'une hauteur maximum de 20m, mais il était prévu qu'ils puissent atteindre presque 100m avec le développement de l'exploitation. La méthode d'exploitation, classique pour ce type de mine, consistait à exploiter le gisement tranchée par tranchée, et pour chacune d'entre elles, à découvrir successivement les niveaux exploitables au moyen de draglines après avoir fragmenté à l'explosif les matériaux stériles concernés. Un schéma de tir particulier, appelé longitudinal-double tranchée, était utilisé et consistait à fragmenter la couverture stérile de la tranchée n avant d'avoir décapé les matériaux déjà fragmentés de la tranchée précédente (n-1).

Des observations sur le parement de la tranchée (n-1) lors du tir de découverture de la tranchée n ont montré : 1) des ouvertures d'un joint argileux d'épaisseur millimétrique à centimétrique sur toute la longueur de la zone tirée (plus de 400m) et 2) sur la centaine de mètres centrale de la zone, des déplacements d'ordre décimétrique de la masse fragmentée sur le joint argileux. Ces joints argileux, qui n'avaient pas été identifiés lors des campagnes de reconnaissance préalables en raison de leur faible épaisseur, se sont avérés être présents à la base et au sommet de chaque niveau phosphaté et être continus sur tout le gisement. Par ailleurs, il est apparu que le schéma de tir entraînait la formation de fissures verticales parallèles au front de taille et de grande extension.

La réalité de tels mouvements étant prouvée expérimentalement, un modèle de rupture permettant de simuler au mieux les phénomènes observés a été élaboré (Figure 3). Il s'agit d'un schéma de rupture bilinéaire faisant intervenir les joints argileux (plan 1) et les fissures verticales liées au tir. Le plan 2 constitue un plan de rupture potentiel au travers de la masse fragmentée à l'explosif. Cette analyse à deux dimensions est justifiée par l'extension latérale des structures (joints stratigraphiques et fissures longitudinales).

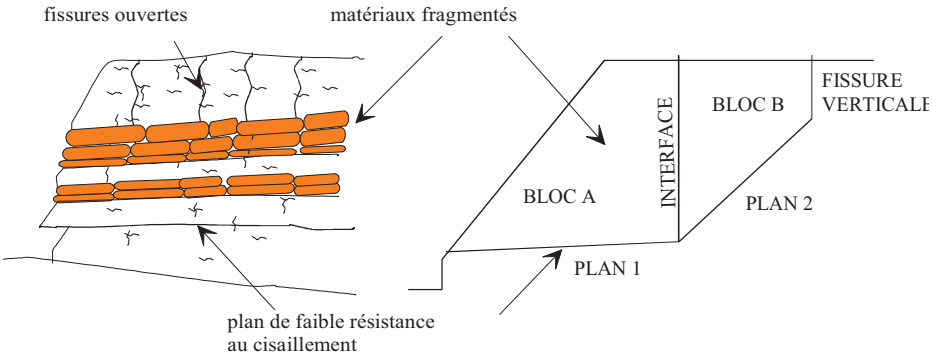


Figure 3 : Géométrie schématique du front de taille après ébranlement à l'explosif et mécanisme de rupture bilinéaire (d'après [7])

Pour analyser l'influence de l'explosif, un modèle numérique a été mis en œuvre en deux temps ([7], [8]) :

- Dans un premier temps, une analyse dynamique, dite en conditions pseudo-statiques, est réalisée: Celle-ci revient à considérer l'action de l'explosif comme une accélération horizontale qui s'ajoute à l'accélération de la pesanteur. Il s'en suit un nouveau bilan des forces et le calcul d'un coefficient de sécurité appelé dynamique, F_{DYN}, qui peut être comparé à F_{STAT}, coefficient de sécurité en statique. Cette méthode impose de se définir une valeur d'accélération horizontale. Si F_{DYN} est inférieur à 1, un phénomène de rupture progressive s'amorce.
- L'action de l'explosif étant limité dans le temps, l'analyse est poursuivie en calculant le déplacement de la masse potentiellement instable. La méthode consiste à comparer, par pas de déplacement successifs, l'énergie potentielle libérée par la masse en mouvement avec les énergies absorbées aux limites du système et au sein de la masse qui se disloque. A chaque étape, le bilan énergétique global du système est évalué en tenant compte des changements éventuels de géométrie et de l'amortissement dans le

temps de l'action de l'explosif. Cette procédure est répétée jusqu'à ce que le bilan énergétique global devienne négatif. Le déplacement induit par la sollicitation dynamique est ainsi obtenu.

Cette méthode s'apparente à celle utilisée en génie parasismique pour analyser la stabilité d'ouvrages tels que certains barrages en terre (méthode de Newmark en particulier). Ce modèle numérique nous a permis de retrouver les ordres de grandeur des mouvements observés sur les fronts de taille (Figure 4). Il a surtout mis en évidence d'un point de vue semi quantitatif l'influence de plus en plus forte de la hauteur du front de taille sur la stabilité de talus en conditions dynamiques et la nécessité de réduire les effets arrière représentés par l'accélération horizontale initiale injectée dans le modèle de calcul.

Ceci a conduit à proposer un nouveau schéma de tir dit transversal avec le double but : 1) d'empêcher le développement de structures longitudinales très défavorables à la stabilité et 2) d'étaler la courbe de charge dans le temps de manière à solliciter le massif en place de la manière la plus réduite possible.

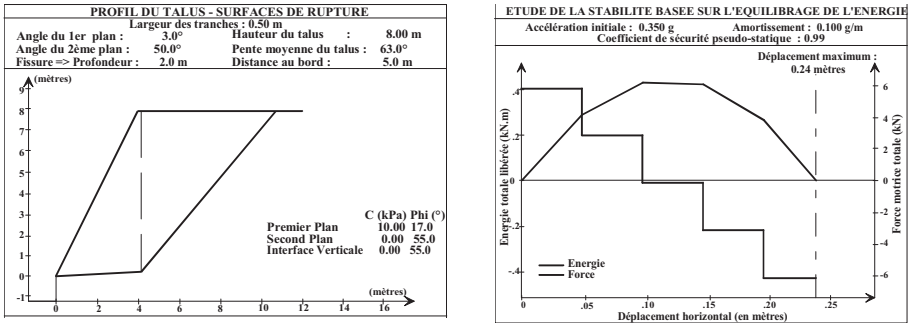


Figure 4 : Modèle de rupture et calcul du déplacement induit par une sollicitation dynamique liée aux tirs de fragmentation à l'explosif (d'après [7])

LA MINE D'URANIUM DE TAMGAK (SOMAIR, NIGER)

La mine de Tamgak, exploitée par la société SOMAÏR filiale d'AREVA N.C. au Niger, est située à proximité de la ville d'Arlit. Elle fait partie de l'ensemble des gisements d'uranium situés dans les formations détritiques du bassin de Tim Mersoï d'âge paléozoïque juste à l'ouest du massif de l'Aïr (Figure 5). Dans la région d'Arlit, l'ensemble des dépôts économiques d'uranium sont situés dans les formations sédimentaires gréseuses d'âge carbonifère supérieur et permien inferieur, et se regroupent en linéament N-S à une distance de moins de 5km à l'est de la faille d'Arlit–In Azaoua qui constitue l'accident tectonique majeur de la région sur plusieurs centaines de kilomètres (Figure 6).

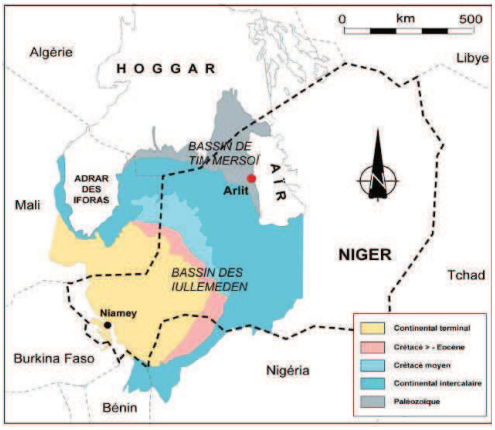


Figure 5 : Carte géologique du bassin des Iuellemeden (d'après [9])

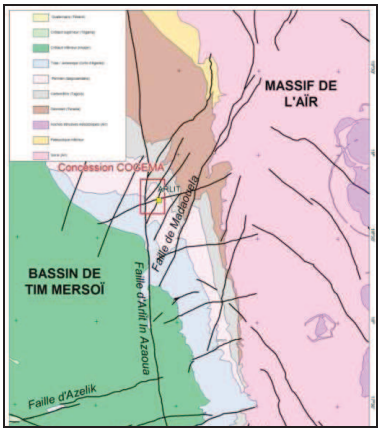


Figure 6 : Carte géologique de l'accident d'Arlit (d'après [9])

Le gisement de Tamgak peut se diviser en deux grandes parties (Figure 7) :

- La partie « plateau », située à l'Est de la faille d'Arlit orientée N-S : c'est une zone tabulaire sub-horizontale avec un léger pendage des couches vers le sud. Dans cette partie on retrouve la séquence lithologique classique des mines de SOMAÏR.
- La partie plus « profonde » située à l'ouest de la faille d'Arlit : elle constitue le compartiment descendu de la faille d'Arlit et marque la zone de flexure, avec plongement progressif des couches jusqu'à 30°, accompagnée d'une série de failles orientées N-S ou N140, de rejet modéré.

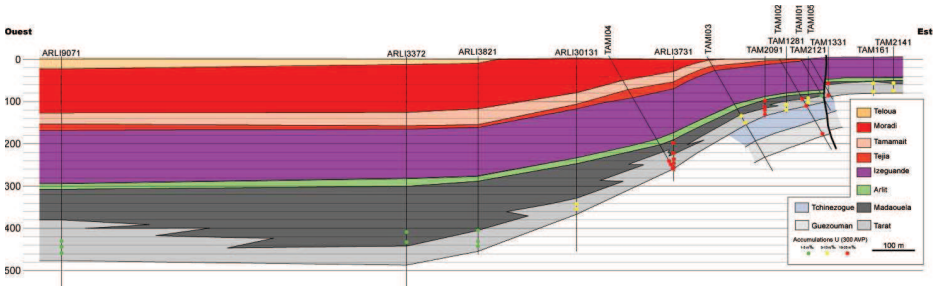


Figure 7 : Coupe géologique Ouest-Est le long du profil des sondages carottés TAMI1 à TAMI5

L'objectif principal de l'étude géotechnique était de définir les profils de talus qui assureront la stabilité à petite et grande échelle des talus de la fosse finale, en particulier du flanc ouest qui est situé juste à l'ouest de la faille d'Arlit. Afin de construire le modèle géomécanique nécessaire pour faire les calculs de stabilité, une étude géologique et structurale de la zone de la faille d'Arlit a été menée dans le but de mieux connaître la

géométrie de la zone de la faille d'Arlit et en particulier de caractériser la ou les zones de fracturation associées à la faille aussi bien en ce qui concerne leur extension latérale perpendiculairement à la direction moyenne Nord-Sud de la faille d'Arlit que l'intensité de la fracturation dans chacune des zones.

Pour ce faire nous nous sommes basés sur l'analyse des données déjà existantes (sondages carottés orientées TAMI1 à TAMI5 réalisés en 2007) et nouvelles données acquises à l'occasion de travaux de reconnaissance menés spécifiquement dans le cadre de cette étude : deux tranchées géotechniques de 250m de long environ recoupant la zone de la faille d'Arlit, deux sondages carottés verticaux réalisés dans la zone présumée de la faille d'Arlit au nord et au sud de la zone d'étude ; des mesures de discontinuités par imageries de paroi sur deux lignes d'anciens sondages destructifs de développement du gisement de Tamgak (Figure 8).

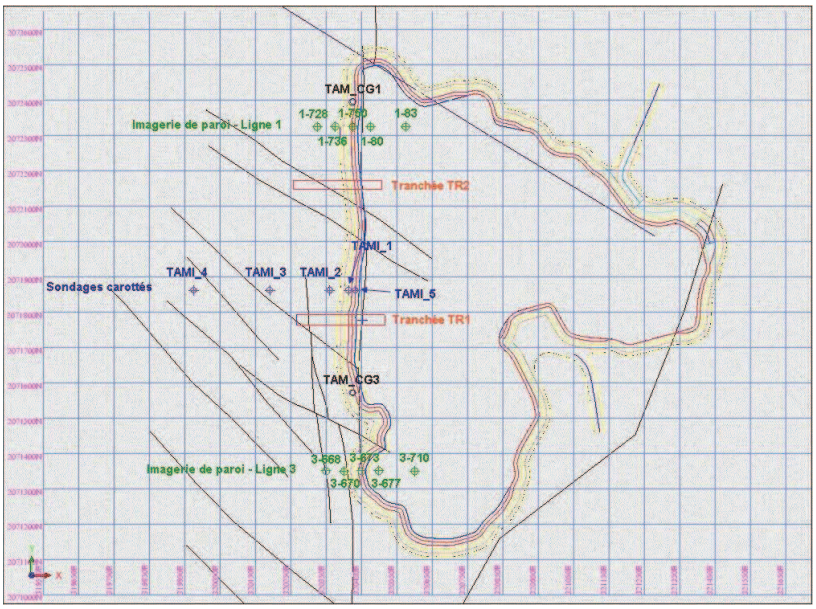


Figure 8 : Carte d'implantation des ouvrages de reconnaissance géotechniques, du contour de la fosse de Tamgak et des failles majeures (d'après [10])

Des mesures systématiques de discontinuités le long des parements de chaque tranchée de reconnaissance ont permis de construire une « coupe structurale » du massif rocheux au niveau de la faille d'Arlit illustrée par la Figure 9.

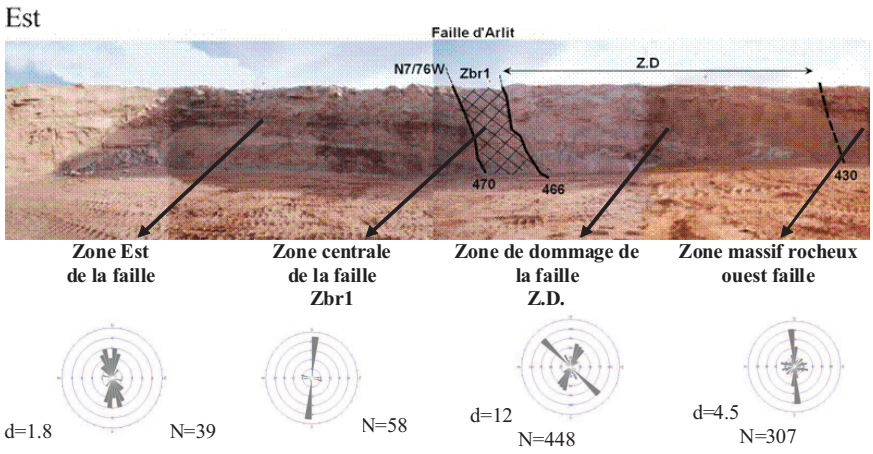


Figure 9 : Tranchée TR1 - Parement Sud : zones structurales et pour chaque zone : rosaces d'orientation des diaclases, d = densité de diaclases par mètre, N = nombre de diaclases mesurées (d'après [10])

Les corrélations entre les mesures de fracturation effectuées sur les différents ouvrages de reconnaissance ont permis de construire le modèle géologique et structural du massif rocheux au voisinage de la faille d'Arlit (Figure 10) : la zone plateau (Z.P.) à l'est de la faille d'Arlit avec des couches subhorizontales et très peu fracturées ; une zone centrale (Z.C.) d'environ 15m de large orientée NS avec un pendage moyen de 80° vers l'ouest où les structures géologiques initiales sont désintégrées et où le massif rocheux est intensément fracturé ; une zone de dommage de la faille (Z.D.), d'environ 35m de large également orientée Nord-Sud avec un pendage moyen de 80° vers l'ouest où les structures géologiques sont encore visibles mais où le massif rocheux est encore très fortement fracturé ; la zone du « massif rocheux ouest faille » formée des huit formations géologiques avec des couches inclinées à environ 20° vers l'ouest et qui présentent un degré de fracturation moyen, mais plus élevé que celui de la zone plateau située à l'est de la faille. Cette zone peut être elle-même recoupée plus à l'ouest par d'autres accidents tectoniques majeurs souvent orientées à N140.

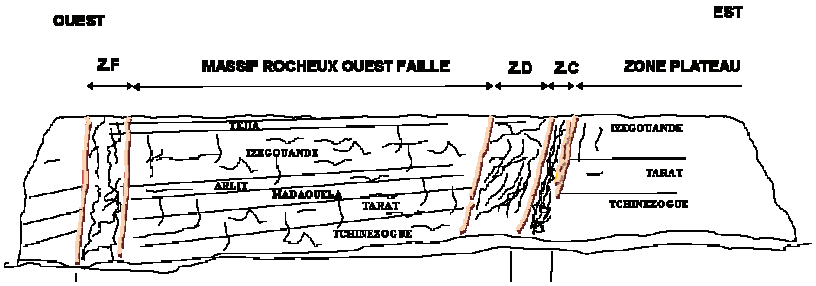


Figure 10 : Représentation du modèle géologique (d'après [10])

A chaque unité géologique de ce modèle ont ensuite été attribués des paramètres mécaniques de massif rocheux en fonction de la lithologie dominante et de la qualité géotechnique définie par le Geological Strength Index, paramètre introduit par Hoek et Brown pour définir le critère de rupture d'un massif rocheux fracturé (homogénéisé). Sur cette base, une analyse de stabilité à grande échelle a permis de définir les pentes du flanc ouest de la fosse qui assurent un coefficient de sécurité de 1,3 (Figure 11, à titre d'illustration).

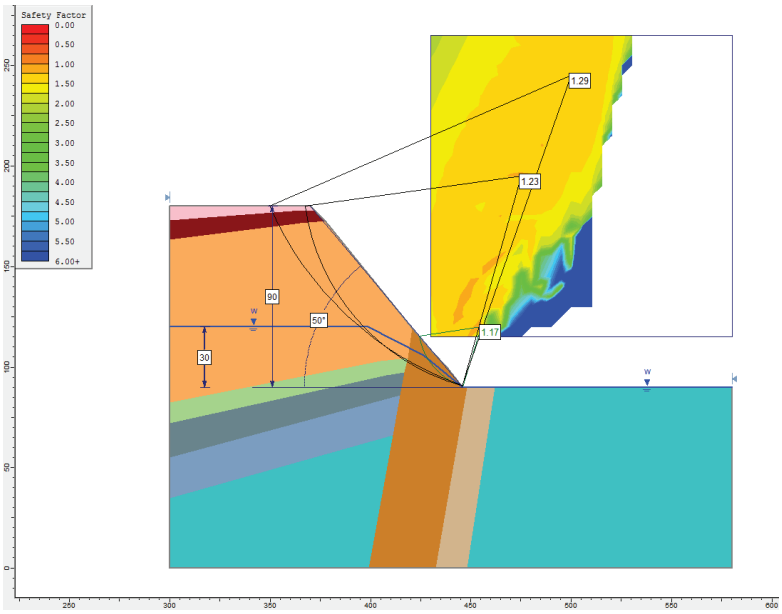


Figure 11 : Exemple de calcul de stabilité avec le logiciel SLIDE (profil 1, H = 90 m, pente = 50°, nappe rabattue au 2/3 de H) (d'après [10])

CONCLUSIONS

Cet article souligne l'importance d'une approche géologique et donc structurale pour aborder le dimensionnement des talus de mines à ciel ouvert dont la stabilité est largement contrôlée par les structures géologiques. Leur identification dès les phases de terrain permet de définir le programme d'investigations géologiques mais aussi géotechniques spécifiques à mettre en œuvre pour construire le modèle géomécanique le plus réaliste et fiable possible. Le choix des méthodes de modélisation et de calcul appropriées en découlera. Ce type de démarche intégrée et bien maîtrisée est le seul garant d'un dimensionnement « au plus juste » qui respecte à la fois les contraintes de sécurité mais aussi les contraintes économiques.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] R. Cojean, J.A. Fleurisson : "*Ciel Ouvert mines et carrières, Élaboration de projets. Approche géologique, hydrogéologique et géomécanique : Géomécanique Appliquée au Ciel Ouvert*", Les Techniques de l'Industrie Minérale 26, (2005) 49-65

[2] J.A. Fleurisson : "*Structures géologiques et stabilité des pentes dans les massifs rocheux : description, analyse et modélisation*", Revue Française de Géotechnique 95/96, (2001) 103-116

[3] E. Hoek, J.W. Bray : "*Rock slope engineering*", 3rd Ed. Institution of Mining and Metallurgy. London, (1981) 402p

[4] E. Tanays : "*Approche algorithmique des conceptions géométriques et géotechniques de mines à ciel ouvert, application à la mine de Carmaux*", Thèse de doctorat, Ecole des Mines de Paris, (1989)

[5] J.A. Fleurisson, J. Alonso Garcia, R. Cojean, E. Tanays, D. Hantz, Y. Paquette, D. Driancourt : "*Conception géométrique de mines à ciel ouvert avec piste et analyse de la stabilité de talus*", Actes du Colloque International Géotechnique et Informatique, Paris, (29-30 Septembre - 1 Octobre 1992) 233-244

[6] J.A. Fleurisson, J. Alonso-Garcia, R Cojean : "*Mechanical reinforcement and geotechnical design of open pit mine using DEGRES program*", Int. J. Surface Mining, Reclamation and Environment 10, (1996) 103-112

[7] J.A. Fleurisson : "*Interaction massif rocheux – énergie explosive et stabilité des fronts de taille. Mine à ciel ouvert de Ben Guérir (Office Chérifien des Phosphates – Maroc)*", Thèse de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, (5 novembre 1987) 205p

[8] R. Cojean, J.A. Fleurisson, N. Nacer, D. Belmokadem : "*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) 22-27

[9] O. Gerbeaud : "*Évolution structurale du Bassin de Tim Mersoï - Déformations de la couverture sédimentaire en relation avec la localisation des gisements uranifère du secteur d'Arlit Niger*", Thèse de Docteur en Sciences de l'université paris XI Orsay, (2006) 270p

[10] J.A. Fleurisson : "*Étude géotechnique du gisement de Tamgak (SOMAIR, Niger), stabilité des talus final du flanc ouest de la future fosse*", Travail réalisé pour la société SOMAIR, Rapport ARMINES R0709JAF, (2009) 72p + Annexes

ROLE DES FLUIDES DANS LE COMPORTEMENT HYDROMECANIQUE DES ROCHES FRACTUREES HETEROGENES : CARACTERISATION IN SITU ET MODELISATION NUMERIQUE

FREDERIC CAPPA
Géoazur, Université de Nice Sophia-Antipolis,
Observatoire de la Côte d'Azur, 06 560 Sophia-Antipolis, France

RESUME

Les processus de couplages hydromécaniques dans un massif rocheux fracturé sont étudiés à travers des expérimentations in situ et des simulations numériques. L'approche expérimentale consiste à mesurer simultanément la pression de fluide et le déplacement mécanique en différents points d'un réservoir carbonaté tout en contrôlant les conditions aux limites hydrauliques. Ces mesures sont analysées par modélisation couplée hydromécanique. A l'échelle du massif, mesures et modèles montrent que le couplage hydromécanique est contrôlé par un comportement hydraulique de double perméabilité de fractures associé à un comportement mécanique de double rigidité de fractures. A l'échelle de la fracture unique, des mesures dynamiques par capteurs à fibre optique réalisées lors d'un pulse de pression montrent une réponse pression/déplacement présentant une boucle caractéristique dont l'évolution est différente entre les phases d'augmentation et de chute de pression. A partir de ces données in situ, les paramètres hydromécaniques des fractures et de la matrice rocheuse sont rétro-analysés par les modèles numériques. Ces modélisations montrent que la sensibilité de la réponse hydromécanique de la fracture pressurisée est fortement dépendante de la raideur normale et de l'ouverture hydraulique de la fracture, de la raideur de la matrice rocheuse et de la géométrie du réseau de fractures.

MOTS-CLES : Couplages hydromécaniques, Fractures, Mesures in situ, Modélisations numériques, Ecoulement, Déformation

ABSTRACT

Hydromechanical coupled processes in a shallow fractured rock mass were investigated in situ through field experiments and numerical simulations. The experimental approach consists of performing simultaneous and multi-frequency measurements of fluid pressure and fracture mechanical normal-displacement at different points and on different fractures-type within a carbonate reservoir. Two kinds of experiments were conducted on the Coaraze Laboratory Site (France) (Figures 1 and 2):

(1) At the fractures network scale, a global-hydraulic-loading by groundwater-level change shows that the coupling between fluid flow and deformation is simultaneously governed by a dual-permeability hydraulic behavior and a dual-stiffness mechanical

behavior. The following fluid flow and hydromechanical conceptual scheme was established: first, a transient flow only occurs in the high-permeable faults; second, when a steady-state flow is reached in faults, water flows from faults to low-permeable bedding planes (Figure 3). Intact rock matrix is practically impervious. Connectivity between discontinuities is high. When fluid pressure changes occur within the fracture network, the hydromechanical coupling is direct in the high-permeable faults where a pressure change induces a deformation change (Figure 3). No direct hydromechanical coupling occurs within the low-permeable zones where deformation does not present direct correlation with pressure changes. This means that the mechanical deformation of the bedding planes and rock matrix is induced by the faults deformation.

(2) At the single fracture scale, the hydromechanical behavior was evaluated by performing a hydraulic-pulse-injection testing. This test was monitored using high-frequency (f = 120 Hz) hydromechanical measurements conducted with innovative fiber-optic borehole equipment. Hydromechanical response is simultaneously monitored in two measuring points spaced about 1 m apart within the plane of the sub-vertical fracture (Figure 2). Observed fluid pressure-versus-normal displacement curves show a characteristic loop-shaped evolution in which the paths for loading (pressure increase) and unloading (pressure decrease) are different (Figure 4). The test was evaluated by series of coupled hydromechanical modelling using a distinct-element technique (Figure 5). By matching the loop behavior (Figure 6), modelling indicates that the pulse pressure increase portion allow determining the fracture hydromechanical properties while the pulse pressure decrease portion is strongly influenced by the hydromechanical effects within the surrounding fractured rock mass (Figure 7). A sensitivity study shows that the key parameters to coupled hydromechanical processes in such fractures system are the fracture initial hydraulic aperture and normal stiffness, the stiffness of the rock matrix and the geometry of the surrounding fractures network (Figures 8 and 9).

KEY-WORDS: Hydromechanical couplings, Fractures, In situ measurements, Numerical modelling, Flow, Deformation

INTRODUCTION

La compréhension des effets couplés hydromécaniques dans les massifs rocheux fracturés est devenue une préoccupation scientifique majeure en mécanique des roches et en ingénierie depuis le début des années 80 ([1]). L'impact des variations dynamiques de pression de fluide ou de contrainte sur le comportement des massifs fracturés a une importance particulière pour les problématiques de stockage de déchets nucléaires, d'extraction d'énergie géothermale et d'hydrocarbures, de transport de contaminants, de séquestration de dioxyde de carbone dans les réservoirs profonds, ou encore de risques naturels induits par les séismes et les glissements de terrains.

Les processus mécaniques et hydrauliques interagissent entre eux et se traduisent par des couplages hydromécaniques car les milieux géologiques contiennent des pores et des fractures qui peuvent être saturés en fluide et déformables. Ces couplages sont très complexes puisqu'ils résultent à la fois de relations « directes » entre pression et déformation des interstices de la roche et de relations « indirectes » correspondant à des changements des propriétés hydrauliques et mécaniques du milieu ([2]). Une particularité importante des interactions entre déformation mécanique et écoulement de fluide dans

les roches fracturées concerne leurs hétérogénéités à la fois à l'échelle de la fracture unique et à l'échelle du réseau de fractures.

Le comportement hydromécanique des roches fracturées a été étudié à travers de nombreux essais en laboratoire ([3], [4], [5], [6], [7], [8], [9], [10], [11]), de tests in situ ([12], [13], [14], [15], [16]) et de modélisations numériques ([17], [2], [18], [19]). A l'échelle du laboratoire, il a été montré que le comportement hydromécanique d'une fracture dépend de la rugosité de ses épontes ([3], [7], [8], [9], [10], [11]). Cette rugosité règle la quantité et la distribution spatiale des aires de contact, ainsi que de la géométrie de l'espace des vides à l'intérieur de la fracture. A l'échelle du massif, les roches fracturées montrent un comportement couplé hydromécanique fortement hétérogène ([13], [14], [15], [16]). Par exemple, dans les roches fracturées à faible perméabilité matricielle, le principal mécanisme contrôlant les processus couplés hydromécaniques sont la déformation mécanique et l'écoulement de fluide se produisant dans le réseau de fractures. Dans un réseau de fractures, les effets hydromécaniques à l'intérieur d'une fracture dépendent à la fois de ses propriétés hydrauliques et mécaniques, mais également de sa connectivité avec les autres fractures, de l'orientation et de l'amplitude des contraintes effectives appliquées, ainsi que des caractéristiques topographiques à grande échelle comme le pendage. De plus, les effets d'échelles et les perturbations liés à l'échantillonnage impliquent que les propriétés hydrauliques et mécaniques d'une fracture naturelle déduites d'échantillons en laboratoire peuvent être très différentes de celles définies in situ. En conséquence, il est difficile d'évaluer les propriétés hydromécaniques in situ d'un massif rocheux fracturé à partir de données de laboratoire. Pour mieux caractériser le comportement hydromécanique des roches fracturées, des expérimentations sur site couplées à une analyse numérique des données apparaissent avoir le meilleur potentiel pour caractériser les phénomènes ([2]). Par exemple, Rutqvist et al. [20] recommandent de combiner des essais hydrauliques avec des mesures de déplacements mécaniques de la fracture testée afin d'estimer avec précision, par modélisation couplée, les propriétés et le comportement hydromécanique dans une roche fracturée. Néanmoins, rares sont les expérimentations in situ associant simultanément des mesures hydrauliques et mécaniques sur des fractures seules ou à l'intérieur d'un réseau de fractures ([13], [16]).

Le comportement hydromécanique couplé des roches fracturées a été étudié en mécanique des roches sur les 30 dernières années, principalement dans le cadre des programmes de recherche associés à la problématique du stockage géologique profond de déchets nucléaires. Ces recherches concernent l'écoulement de fluide dans des fractures soumises à de fortes contraintes effectives, ayant une ouverture hydraulique relativement faible (quelques dizaines de microns au plus) et une forte raideur mécanique (plusieurs centaines de $GPa.m^{-1}$). Pour de telles conditions, ces études ont été menées à grande profondeur dans plusieurs laboratoires de recherche souterrains. Dans le présent article, les processus de couplages hydromécaniques sont étudiés in situ dans un réservoir carbonaté fracturé superficiel à faible perméabilité matricielle, sur le « Site Laboratoire de Coaraze » situé dans le Sud-Est de la France. Le projet d'expérimentation in situ et de modélisation numérique de Coaraze a pour but de comprendre les processus mécaniques et hydrauliques dans les roches poreuses et fracturées superficielles dans lesquelles les fractures sont fortement perméables et bien connectées entre elles ([16]). C'est un site de taille moyenne (30m × 30m × 15m) où les conditions expérimentales

sont relativement bien contrôlées. Les expérimentations menées sur ce site explorent les mécanismes à une échelle intermédiaire entre les échelles du laboratoire et des réservoirs régionaux.

Dans cet article, nous étudions les processus de couplages hydromécaniques en associant des mesures in situ simultanées de pression de fluide et de déplacement mécanique dans les fractures et la matrice rocheuse durant des expérimentations d'injection hydraulique à la fois à l'échelle du réservoir et à l'échelle de la fracture unique. Les réponses hydromécaniques sont suivies en différents points du massif et sur différents types de discontinuités.

L'article présente, tout d'abord, la configuration expérimentale du site et les résultats des mesures hydromécaniques effectuées durant les tests in situ. Ensuite, nous présentons des modélisations hydromécaniques couplées d'une expérimentation d'injection de type « Pulse test » en se basant sur un modèle aux éléments distincts du réseau de fractures. Dans cette analyse numérique, les réponses pression/déplacement normal observées sont calées pour rétro-analyser l'ouverture hydraulique et la raideur normale de la fracture testée. Nous évaluons également dans une étude de sensibilité l'influence de plusieurs paramètres clés, tels que les propriétés mécaniques et hydrauliques des fractures et de la matrice rocheuse, ainsi que la géométrie du réseau de fracture sur la réponse pression/déplacement observée au niveau de la fracture testée.

EXPERIMENTATION HYDROMECANIQUE IN SITU

SITE TEST

Les expérimentations in situ ont été conduites sur le « Site Laboratoire de Coaraze » en France ([21], [16]). Ce site est un petit réservoir rocheux fracturé (30m × 30m) composé d'une série de calcaires fracturés (d'âge Crétacé inférieur) de 15m d'épaisseur (Figure 1a). Les limites hydrauliques du réservoir sont bien contraintes avec des niveaux géologiques imperméables à la base et au sommet, une faille imperméable située en aval (vers le sud-ouest du site), et une surface topographique artificiellement imperméabilisée sur une dizaine de mètres de hauteur. En amont (vers le nord-est du site), une faille perméable permet à l'eau de s'écouler continuellement dans le réservoir. La masse rocheuse est naturellement drainée par une source située dans l'angle sud-ouest du site (Figure 1a). Pour les expérimentations, la source a été artificiellement fermée avec une vanne dans le but de contrôler la pression dans le réservoir (par ouverture et fermeture de la vanne). Ainsi, quand la vanne est fermée, la pression augmente et se stabilise environ 10m au dessus de la source. Quand la vanne est ouverte, la source s'écoule et draine les eaux du réservoir.

Un modèle tridimensionnel déterministe de la géométrie du réseau de fractures a été obtenu à partir de données structurales et de positionnement géodésique en forage et à l'affleurement. Le réseau est composé de 26 discontinuités persistantes formant trois familles distinctes (Figures 1a et 1b) :

- 3 failles orientées N50/N70, pendant de 70° à 90° vers le nord-ouest (F11, F12, F13), espacées de 2 à 3m ;
- 11 failles orientées N120/N140, pendant de 75° à 90° vers le nord-est (F1 à F10 et

F14), espacées de 2m ;

- 12 joints de stratification orientés N40 et pendant de 45° vers le sud-est (S1 à S12), espacées de 0.5 à 1m.

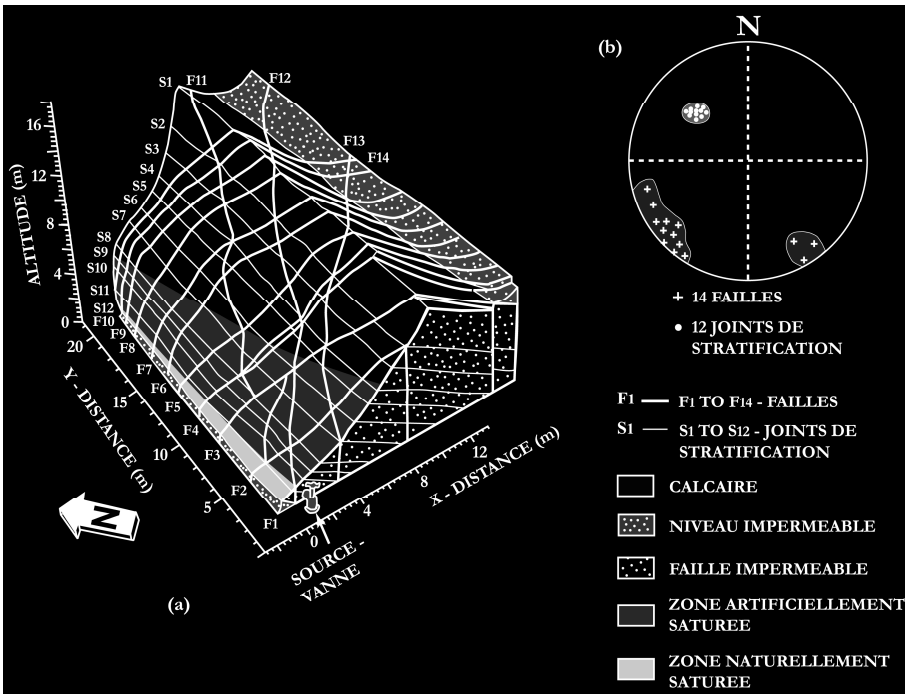


Figure 1 : (a) Vue 3D du Site Laboratoire de Coaraze : contexte hydrogéologique du massif rocheux fracturé ; (b) Projection stéréographique des pôles d'orientation des discontinuités

CONFIGURATION EXPERIMENTALE

Le dispositif instrumental a été conçu pour mesurer simultanément et dans une large gamme de fréquences les variations de pression, de déplacement normal des fractures et de déplacement dans la matrice rocheuse. Deux dispositifs de mesures ont été mis en place sur le site (Figure 2a) : (1) un dispositif de mesures basses fréquences pour le suivi des réactions hydromécaniques à l'échelle du massif en différents points et sur différents types de discontinuités ; (2) un dispositif de mesures hautes fréquences avec deux sondes placées sur une faille (F12, Figure 1a).

A l'échelle du massif, le comportement hydromécanique est suivi en 12 points (Figure 2a) :

- 6 mesures couplées de pression et de déplacement normal le long des trois familles de discontinuités : point 1 sur la faille F2 ; les points 2, 4 et 5 sur les failles F11 et F12 ; et les points 3 et 6 sur le joint de stratification S11 ;
- Les points 7, 8 et 9 correspondent à des mesures de pressions ;
- 3 mesures de déplacement dans la matrice rocheuse. Les points 10 et 11 sont orientés parallèlement aux joints de stratification, tandis que le point 12 est orienté perpendiculairement.

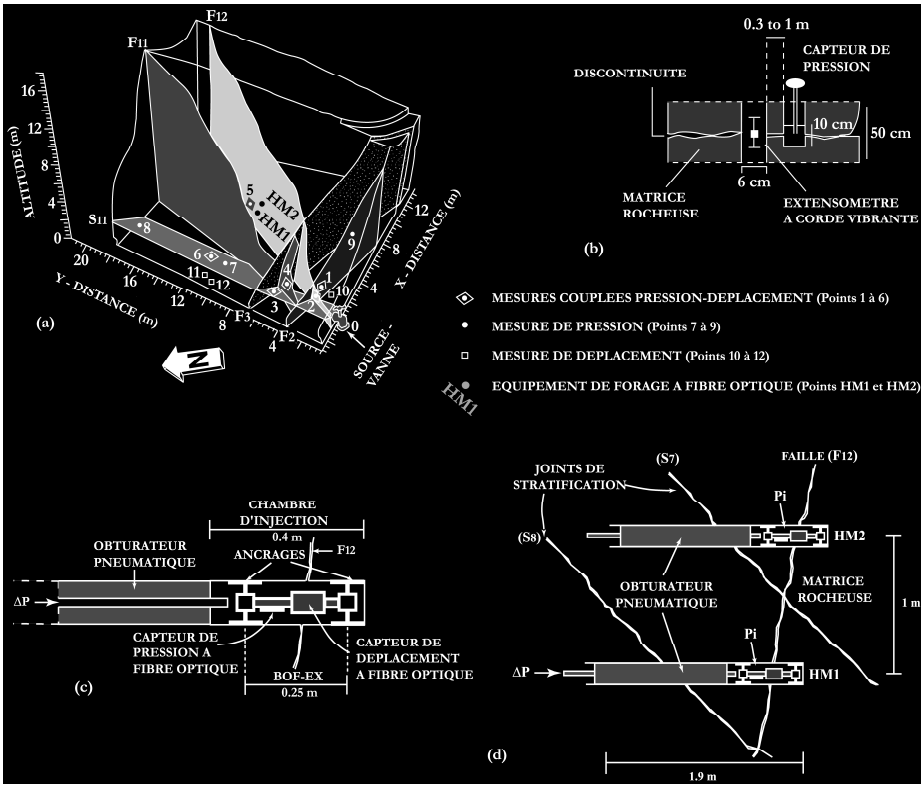


Figure 2 : Instrumentation du Site Laboratoire de Coaraze : (a) Position des capteurs en forage ; (b) Dispositif de mesures couplées pression/déplacement basses fréquences ; (c) Equipement hydromécanique haute fréquence ; (d) Dispositif expérimental utilisé pour les essais d'injection "Pulse test"

A chaque point de mesures pression/déplacement, deux capteurs à corde vibrante sont installés dans deux forages de petit diamètre (Ø = 45 mm) afin de ne pas perturber l'état de contrainte à l'intérieur du réservoir (Figure 2b). Tous les points de mesures ont été rigoureusement positionnés à la même altitude.

A l'échelle de la fracture F12, un équipement de forage innovant a été développé pour réaliser des mesures hydromécaniques hautes fréquences durant des essais hydrauliques

(Figure 2c). Ce dispositif est amovible et basé sur la technologie des capteurs à fibre optique ([22]). Il a été spécialement adapté à partir du dispositif BOF-EX développé par RocTest-Telemac®. Il est composé d'un capteur de pression interstitielle à fibre optique et d'un capteur de déplacement normal à fibre optique fixé aux parois du forage par deux ancrages mécaniques localisés de part et d'autre de la fracture testée. Cet équipement est capable de mesurer simultanément, à haute fréquence (120Hz) et haute précision, la variation de pression (± 1kPa) et de déplacement normal (± 1×10^{-7}m) de la fracture. Chaque forage s'arrête 10cm après la faille. Dans chaque forage, la faille a été isolée avec un obturateur pneumatique afin de créer une chambre d'injection de 0,4m de longueur. Dans chaque chambre, le dispositif de mesures hydromécaniques hautes fréquences a été installé (Figure 2d).

PROTOCOLES D'ESSAI

Deux types d'expérimentations hydromécaniques ont été menés dans cette étude :

- Le comportement hydromécanique à l'échelle du réservoir est analysé à travers une expérience de chargement/déchargement hydraulique réalisée par ouverture/fermeture de la vanne placée à l'exutoire du massif. Dans cette expérience, la durée du chargement hydraulique est de 92 minutes. Le chargement débute quand la vanne est fermée (t = 0mn, Figure 3), la pression augmente alors dans le réservoir. Lorsque la vanne est ré-ouverte (t = 92mn, Figure 3), le déchargement hydraulique débute et la pression chute.
- A l'échelle de la fracture F12, une série d'injections de courte durée de type « Pulse test » a été réalisée avec le système de mesure à fibre optique installé dans deux forages horizontaux (HM1 et HM2, Figures 2a et 2d), espacés de 1m verticalement, et intersectant perpendiculairement la faille sub-verticale F12. Avant d'effectuer la série de pulse test, la source est fermée dans le but de saturer le réseau de fractures. Avant chaque pulse test, les valeurs de pression initiale sont de 39kPa en HM1 et de 27kPa en HM2. Un pulse test est réalisé par pressurisation de la chambre d'injection. Pour cela, la chambre est connectée à une vanne qui permet une augmentation de pression rapide. Pour chaque pulse, la pression désirée est imposée en amont de la vanne par une pompe volumétrique permettant de générer une augmentation de pression de 10 à 700kPa. Ensuite, le pulse est initié en une fraction de seconde par ouverture et fermeture instantanées de la vanne afin que l'eau pénètre dans la chambre d'injection. La pression augmente dans la chambre jusqu'à ce que la vanne soit fermée. Après fermeture de la vanne, la pression chute en fonction de l'écoulement dans la faille. Une série de 70 pulse tests de différentes amplitudes (ΔP = 9 à 86kPa) et répétés aux moins trois fois a été conduite à la fois en HM1 et en HM2.

MESURES HYDROMECANIQUES

COMPORTEMENT HYDROMECANIQUE DU RESEAU DE FRACTURES

L'expérience de chargement et de déchargement hydraulique permet d'analyser le comportement hydromécanique global et l'écoulement dans le réservoir. Les mesures aux points 1 (Faille F2), 5 (Faille F12), 6 (Joint de stratification S11), 11 et 12 (Matrice rocheuse) sont présentées comme exemple type de signaux hydromécaniques, dans la

mesure où pour le même type de discontinuités, les autres points de mesures montrent des signaux similaires.

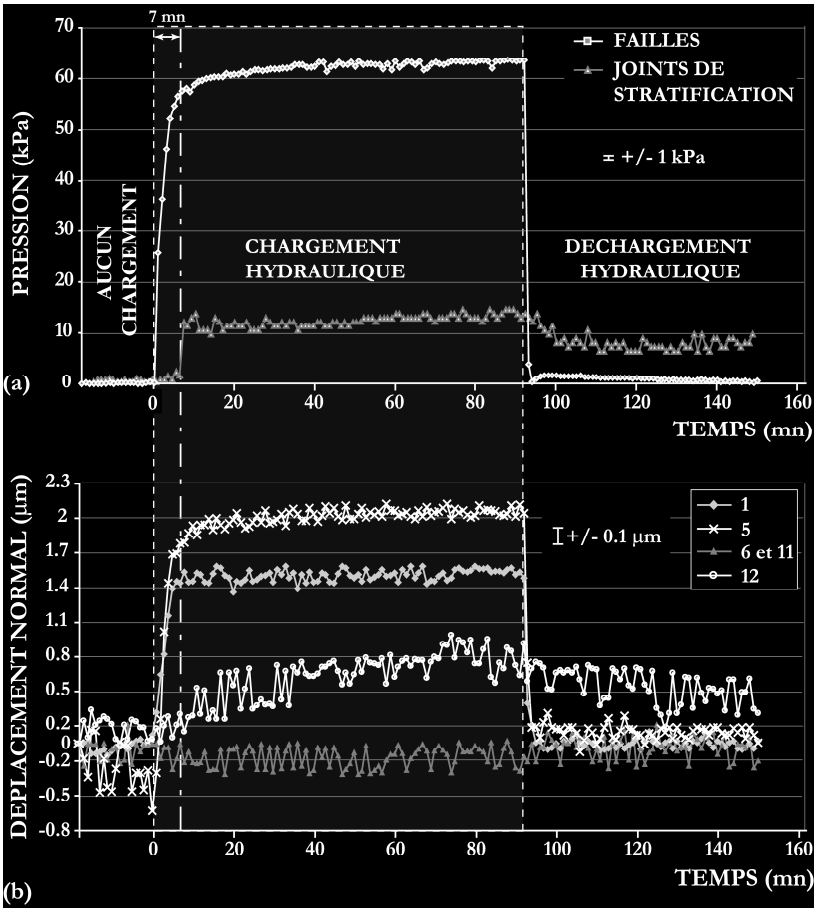


Figure 3 : Variabilité des différents signaux hydromécaniques observés dans une roche fracturée hétérogène

En se basant sur l'évolution des pressions dans le temps, les mesures montrent qu'un comportement de double perméabilité de fractures contrôle les réponses hydrauliques du réservoir (Figure 3a). L'expérience de chargement hydraulique débute quand la vanne est complètement fermée (t = 0min, Figure 3a). Avant la fermeture de vanne, le massif est sec. Quand la vanne est fermée, la pression dans les failles atteint 58kPa en 7 minutes. Au bout de 7 minutes, l'écoulement atteint un état quasi-permanent dans les failles, et l'eau s'écoule alors des failles vers les joints de stratification. En fin d'expérience, la pression atteint alors 65kPa dans les failles et 15kPa dans les joints de stratification à l'état permanent. La matrice rocheuse carbonatée entre les failles et les joints de stratification est pratiquement imperméable ($k = 9{,}8 \times 10^{-17} m^2$) et peu poreuse

($\phi = 0{,}02$), tandis que la connectivité entre les discontinuités est forte. Après 92 minutes de chargement hydraulique (zone grise, Figure 3), la vanne est ré-ouverte. La pression chute en 2 minutes dans les failles, alors qu'elle diminue lentement dans les joints de stratification (Figure 3a). A partir de plusieurs expériences de chargement et de déchargement hydraulique, Guglielmi et Mudry [23] puis Cappa et al. [16] montrent que la conductivité hydraulique des failles est élevée ($0{,}57 \times 10^{-4}$ à $1{,}9 \times 10^{-4}$m.s^{-1}), et que celle des joints de stratification est faible ($0{,}9 \times 10^{-6}$ à 7.6×10^{-6}m.s^{-1}).

Quand le chargement hydraulique est appliqué, les mesures de déplacement mécanique montrent des signaux non linéaires variables selon les points de mesure et dont les réponses et les amplitudes sont plus ou moins corrélées avec les variations de pression (Figure 3b). Les mesures indiquent qu'un comportement de double raideur de fractures contrôle les réponses mécaniques du réseau de fractures:

Les failles s'ouvrent instantanément quand la pression augmente. Les déplacements se stabilisent quand la pression ne varie plus dans les failles. L'amplitude des déplacements normaux atteint alors $1{,}5 \times 10^{-6}$m au point 1, et 2×10^{-6}m au point 5. Dans ces deux failles, le retour à l'état mécanique initial est atteint après deux minutes de déchargement hydraulique.

Dans la matrice rocheuse, les déplacements sont hétérogènes. Les déplacements perpendiculaires aux joints de stratification (points 6 et 11) sont faibles ($0{,}2 \times 10^{-6}$m) et ne présentent pas de corrélation directe avec les variations de pression dans les discontinuités. Les déplacements parallèles aux joints de stratification (point 12) augmentent progressivement durant les 92 minutes de chargement hydraulique. Les valeurs varient de 0 à $0{,}9 \times 10^{-6}$m. L'état mécanique initial n'est pas atteint quand la vanne est ré-ouverte car la durée du chargement hydraulique est trop courte pour atteindre un état mécanique permanent ([16]).

COMPORTEMENT HYDROMECANIQUE A L'ECHELLE DE LA FRACTURE UNIQUE

Les mesures hydromécaniques réalisées lors d'un pulse test d'amplitude 86kPa appliqué en HM1 (Figures 2a et 2d) sont présentées comme exemple de résultats. Répétés pour différentes amplitudes de pulse, tous les essais montrent la même forme de signal. Les données ont été échantillonnées à un taux de 120 mesures par seconde et filtrées du bruit instrumental. Les filtres utilisés sont des filtres récursifs passe-haut et passe-bas de Butterworth implémentés en une cascade de filtres avant/arrière de second ordre ([24]). Comparés aux équipements de forage classiques pour lesquels la fréquence d'échantillonnage du pulse est faible, les capteurs à fibre optique permettent une mesure très précise, avec un taux d'échantillonnage élevé, de toute la variation de pression et de déplacement durant un pulse de courte durée. Ainsi, comparés aux courbes de pulse classiques pour lesquelles seule la chute de pression peut être mesurée avec une résolution suffisante, les capteurs à fibre optique permettent d'interpréter les données à la fois durant les phases d'augmentation et de chute de pression du pulse.

Pour un essai d'une durée de 40 secondes, l'initiation du pulse ($t = 0$ sur la Figure 4a) commence 15 secondes après le début du suivi. En HM1, la variation de pression indique un comportement oscillatoire non linéaire, qui pourrait résulter d'un écoulement rapide lié à la forte perméabilité de la faille F12 comme cela a déjà été décrit dans des cas analogues ([25]). La pression augmente de 39kPa à 125kPa en 3,5 secondes, puis

diminue pour atteindre sa valeur initiale en 8 secondes. Le déplacement normal suit la variation de pression, bien qu'il soit plus amorti. Au pic de pression, l'amplitude de déplacement en HM1 atteint un maximum de $1,9 \times 10^{-6}$m. En HM2, le pic de pression est plus faible que en HM1 (ΔP = 22kPa au lieu de 86kPa), et il est atteint 1,5 seconde plus tard. En HM2, la chute de pression est plus lente qu'en HM1. La variation de déplacement normal en HM2 suit la variation locale de pression, avec une amplitude de déplacement atteignant un maximum de $0,45 \times 10^{-6}$m.

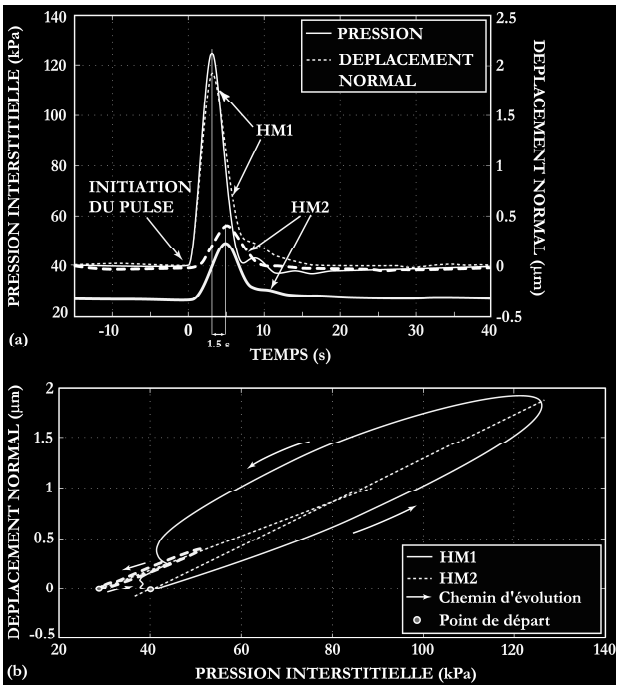


Figure 4 : (a)-(b) Résultats d'un pulse test imposé en HM1 avec mesures simultanées de la pression interstitielle et du déplacement normal en HM1 et en HM2

La figure 4b présente le même pulse test sous la forme d'un graphe pression/déplacement normal. A la fois en HM1 et en HM2, les courbes suivent une évolution en forme de boucle dont le chemin diffère durant les phases d'augmentation et de diminution de pression. Les courbes sont parfaitement réversibles et répétables. Durant l'évolution du pulse, la boucle est régulière, excepté lorsqu'on approche le retour à la pression initiale où la forme de la boucle devient oscillatoire. Les mesures montrent que plus l'amplitude du pulse est importante, plus la boucle est épaisse. Les résultats indiquent également une différence de pente dans les boucles observées en HM1 et HM2 (lignes en pointillées Figure 4b).

Les mesures montrent un décalage temporel entre la pression et le déplacement normal. Le pic de déplacement se produit légèrement après le pic de pression, ce qui explique la

forme en boucle de la courbe pression/déplacement (Figure 4b). La comparaison entre les boucles en HM1 et en HM2 indique que le décalage temporel est moins important en s'éloignant du point d'injection.

PROTOCOLE DE DETERMINATION DES PROPRIETES HYDRAULIQUES ET MECANIQUES DES FRACTURES ET DE LA MATRICE ROCHEUSE PAR MODELISATION HYDROMECANIQUE COUPLEE D'UNE INJECTION « PULSE TEST »

METHODE D'ANALYSE NUMERIQUE

L'approche numérique utilisée pour simuler l'injection du pulse de pression permet d'expliquer les interactions hydromécaniques hétérogènes dans un réseau complexe de fractures, ainsi que les interactions hydromécaniques entre les fractures et la matrice rocheuse. Le code de calcul aux éléments distincts 3DEC ([26]) est utilisé pour simuler la réponse hydromécanique 3D de la fracture testée à l'intérieur du réseau de fractures. Ce code simule les processus couplés de déformation et d'écoulement dans des fractures au sein d'une matrice rocheuse imperméable.

Dans cette analyse numérique, le comportement hydromécanique des discontinuités et de la matrice rocheuse est considéré comme linéaire et élastique. Une forme modifiée de la loi cubique ([27], [2]) gouverne l'écoulement de fluide dans les fractures. Les déformations et les ouvertures hydrauliques des fractures sont calculées en fonction des contraintes effectives en supposant une raideur normale constante des fractures.

GEOMETRIE, CONDITIONS AUX LIMITES ET HYPOTHESES DE BASE

La Figure 5 présente la géométrie et les conditions aux limites du modèle 3DEC. Le modèle correspond à une représentation explicite tridimensionnelle du réseau de fractures autour de la zone d'injection. Ce modèle considère trois failles (F11, Fn, F12) et quatre joints de stratification (S7, S8, S9, S10) (Figure 1 et 5a). Le modèle correspond à un cube de 6m de côté centré sur HM1. Basées sur des évaluations numériques antérieures ([28]), la taille du modèle et les conditions aux limites hydrauliques et mécaniques sont choisies de manière à ce qu'elles n'influencent pas la réponse hydromécanique. Les conditions de pression in situ et aux limites correspondent au gradient de pression hydrostatique naturel dans le réservoir (Figure 5b). Sur la limite sommitale du modèle, une contrainte verticale correspondant au poids des terrains sus-jacents est appliquée avec des déplacements imposés aux autres limites. La contrainte in situ correspond au poids des terrains avec la profondeur.

Dans chaque simulation, le pulse test est simulé en imposant la chronique de pression observée dans le temps au point d'injection HM1 (Figure 4a). Une fonction spéciale pour l'application d'un pulse de pression transitoire en un point source local a été implémentée dans le code en utilisant le langage de programmation "FISH". La fonction est incrémentée dans le temps avec l'analyse hydromécanique. A chaque pas de temps hydraulique, l'équilibre mécanique est atteint avec une actualisation des contraintes effectives qui induisent des variations de déplacements normaux et tangentiels, et, par conséquent, d'ouverture hydraulique des fractures.

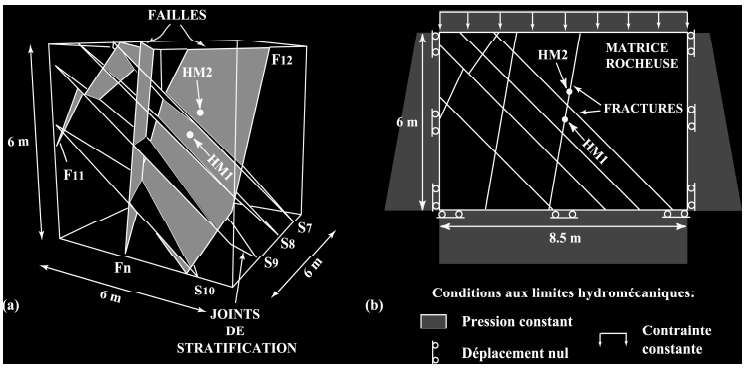


Figure 5 : (a) Géométrie du modèle 3DEC du réseau de fractures autour du point d'injection HM1 ; (b) Conditions aux limites hydrauliques et mécaniques utilisées dans le modèles 3DEC et présentées le long d'une coupe transversale passant par HM1 et HM2

TABLEAU 1 : PROPRIETES DES MATERIAUX UTILISES DANS L'ANALYSE NUMERIQUE HYDROMECANIQUE COUPLEE

Matériaux	***Paramètres***	***Valeurs***
Failles HM1	Raideur normale, k_{nF} (GPa.m^{-1})	17
	Raideur tangentielle, k_{sF} (GPa.m^{-1})	17
	Ouverture hydraulique, b_{hiF} (m)	1 x 10^{-4}
HM2	Raideur normale, k_{nF} (GPa.m^{-1})	50
	Raideur tangentielle, k_{sF} (GPa.m^{-1})	5
	Ouverture hydraulique, b_{hiF} (m)	5 x 50^{-5}
Joints de stratification	Raideur normale, k_{nF} (GPa.m^{-1})	100
	Raideur tangentielle, k_{sF} (GPa.m^{-1})	10
	Ouverture hydraulique, b_{hiF} (m)	1 x 10^{-5}
Matrice rocheuse	Module d'Young, E_R (GPa)	70
	Coefficient de Poisson, ν_R *(-)*	0,29
	Densité, ρ_R (kg.m^{-3})	2400
	Perméabilité, k_R (m^{-2})	0
Fluide	Densité, ρ_f (kg.m^{-3})	1000
	Module de compressibilité, K_f (GPa)	2
	Viscosité dynamique, μ_f (Pa.s^{-1})	1 x 10^{-3}

Les propriétés mécaniques de la matrice rocheuse et les propriétés hydromécaniques des joints de stratification (Tableau 1) sont déduites d'expériences in situ et d'essais en laboratoire antérieurs ([16]). Basées sur des évaluations antérieures de la perméabilité

hydraulique des failles ([21], [16]), les ouvertures initiales des failles ont été prises égales à 1×10^{-4}m.

RESULTATS DES MODELISATIONS HYDROMECANIQUES ET ANALYSE DE SENSIBILITE

CAS DE REFERENCE : CALAGE MESURES / MODELE

Le calage est obtenu pour des valeurs différentes de raideur normale et d'ouverture hydraulique initiale en HM1 et en HM2 à l'intérieur de la faille F12 (Tableau 1 et Figure 6a). Dans cette solution de calage, les propriétés de la fracture sont supposées être égales à celles de HM1 dans toute la fracture, excepté dans un rayon de 30 cm autour de HM2 où les propriétés rétro-analysées en HM2 sont considérées. La valeur de la raideur normale initiale en HM2 est d'un facteur 3 plus grande que celle en HM1, et, la valeur d'ouverture hydraulique initiale en HM2 est d'un facteur 2 plus faible que celle en HM1. Ces paramètres de référence ont été vérifiés à la fois en HM1 et en HM2 pour deux autres pulses tests. Un pulse de 9kPa en HM1 et un pulse de 35kPa en HM2 ont été simulés. Les deux simulations (Figures 6b et 6c) donnent un calage mesures/modèles pour les mêmes paramètres hydromécaniques que précédemment obtenus avec le pulse de 86kPa (Tableau 1). Cette vérification confirme que les propriétés hydromécaniques varient d'un facteur 2 à 3 pour deux points espacés de 1 mètre le long d'un même plan de fracture.

Cette solution de calage (Figure 6a) indique que le gradient de pression induit par l'injection est principalement distribué dans la faille pressurisée. Néanmoins, une partie de l'écoulement se produit à l'intérieur des joints de stratification (S7 et S8) proches de HM1 et HM2. Durant l'augmentation de pression, l'écoulement dans les joints de stratification induit une ouverture mécanique progressive le long de ces plans (Figures 7a et 7c). Au voisinage immédiat de la faille pressurisée, le déplacement normal des joints de stratification atteint une amplitude ($\delta Un = 6 \times 10^{-7}$m) plus importante que celui de la faille en HM2. De plus, l'ouverture de la faille cause du cisaillement le long des joints de stratification, dont l'amplitude ($\delta Us = 4{,}25 \times 10^{-7}$m) est du même ordre de grandeur que le déplacement normal en HM2. Durant la chute de pression, l'ouverture progressive des joints de stratification se poursuit en s'éloignant de la faille pressurisée, alors que près de la faille, les joints de stratification tendent à se fermer (Figures 7b et 7d).

En résumé, cette solution de calage montre une légère différence de propriétés hydromécaniques pour deux points très proches à l'intérieur du plan de faille. Durant l'injection du pulse, des déplacements normaux et tangentiels induits mécaniquement ou hydromécaniquement se produisent dans les joints de stratification et les failles à l'intérieur de la masse rocheuse environnant la faille testée. Ces effets adjacents contribuent de manière significative à accommoder les déformations de la faille pressurisée.

Cette solution de calage est utilisée comme cas de référence dans une étude de sensibilité, présentée ci-après, pour évaluer l'importance de chaque paramètre hydromécanique ainsi que l'importance de la géométrie du réseau de fractures sur la réponse hydromécanique de la faille en HM1 et en HM2. Les propriétés des failles F11 et Fn (Figure 5a) sont supposées identiques à celles déduites en HM1.

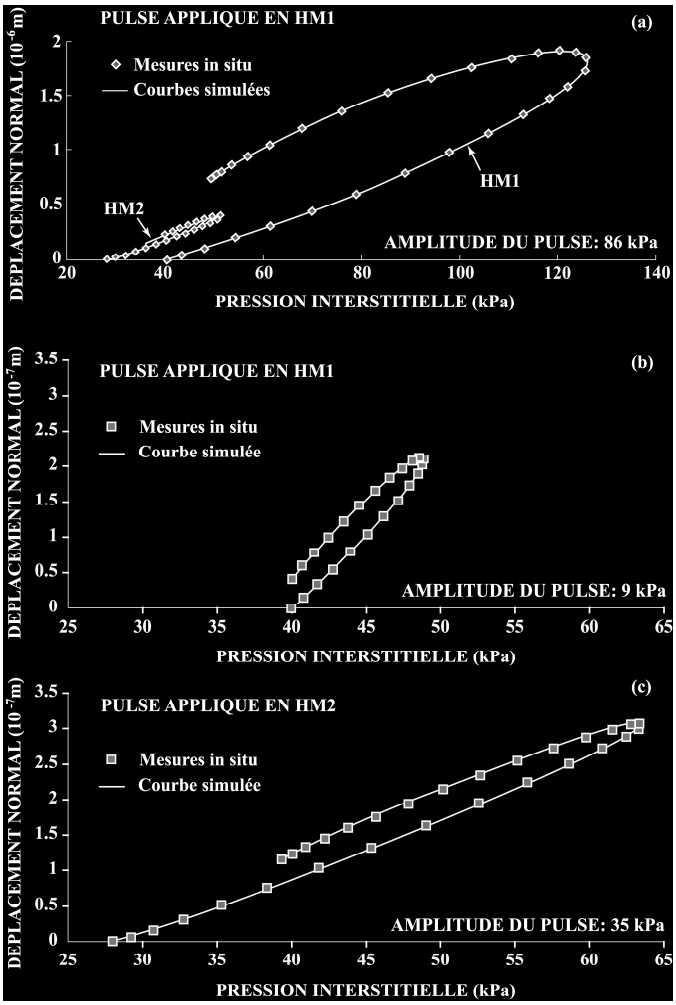


Figure 6 : Solution de calage pour la modélisation hydromécanique couplée comparée aux mesures in situ : (a) Cas de référence ; (b) Vérification des paramètres rétro-analysés en HM1 avec le cas de référence par simulation d'un pulse de 9kPa appliquée en HM1 ; (c) Vérification des paramètres rétro-analysés en HM2 avec le cas de référence par simulation d'un pulse de 35kPa appliquée en HM2

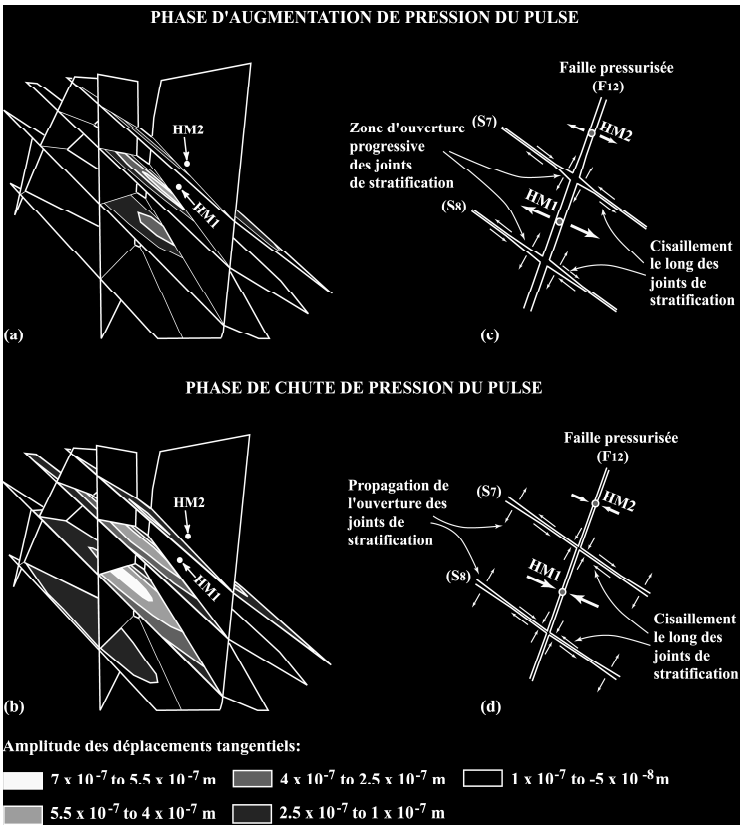


Figure 7 : (a)-(b) Déplacements tangentiels simulés le long des joints de stratification durant le pulse de pression ; (c)-(d) Modèle conceptuel 2D des variations de déformations le long des joints de stratification durant le pulse de pression

ETUDE DE SENSIBILITE

Effets de la raideur normale et de l'ouverture hydraulique de la faille testée

La raideur normale initiale de la faille affecte fortement la réponse pression/déplacement normal en HM1 (Figure 8a). Si la raideur normale de la faille est plus faible que la valeur de référence (knF = 17GPa.m^{-1}), le déplacement normal et l'épaisseur de la boucle augmentent. Inversement, si la raideur normale est plus forte, le déplacement normal et l'épaisseur de la boucle diminuent. En HM2, la réponse hydromécanique suit la même variation qu'en HM1, mais l'amplitude de déplacement est plus faible à cause de la différence de raideur normale initiale entre les deux points (Figure 9a).

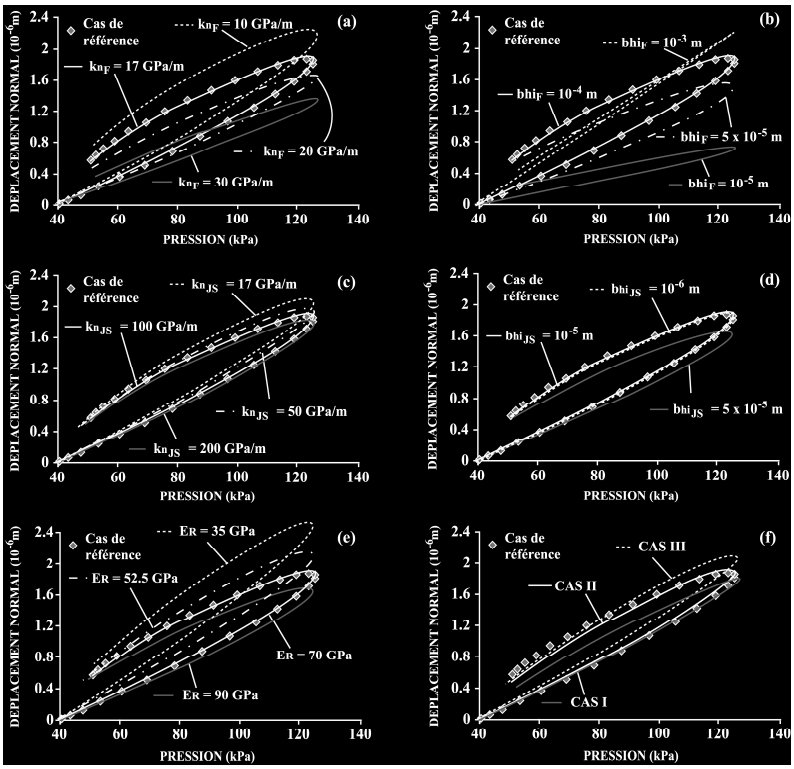


Figure 8 : Analyse de sensibilité d'un pulse de pression imposé en HM1 avec variation : (a) de la raideur normale initiale en HM1 ($k_{n\,F}$) ; (b) de l'ouverture hydraulique initiale en HM1 ($b_{hi\,F}$) ; (c) de la raideur normale initiale des joints de stratification ($k_{n\,JS}$) ; de l'ouverture hydraulique initiale des joints de stratification ($b_{hi\,JS}$) ; (e) du module d'Young de la matrice rocheuse (E_R) ; (f) de la géométrie du réseau de fractures (CAS I, II, III)

En HM1, une variation de l'ouverture hydraulique initiale de la faille d'un facteur 10 a une influence importante à la fois sur l'amplitude de déplacement normal et sur l'épaisseur de la boucle (Figure 8b). Plus l'ouverture hydraulique initiale est importante, plus l'amplitude du déplacement normal est grande. Pour une ouverture hydraulique importante, la pression de fluide pénètre plus loin dans la fracture pour une pression au point d'injection et un incrément de temps donné (le fait que la pression de fluide pénètre plus loin pour une plus grande ouverture hydraulique est expliqué par une augmentation de pression en HM2, Figure 9b). Une augmentation de pression plus étendue (avec un rayon d'influence du pulse plus grand) exerce une force plus importante sur les épontes de la fracture et induit une ouverture plus importante de la fracture. De plus, si l'ouverture hydraulique initiale de la faille pressurisée est très grande par rapport à celle des joints de stratification, l'écoulement et la relation pression/déplacement sont

prédominants à l'intérieur de la faille. Si l'ouverture hydraulique initiale de la faille est très proche de celle des joints de stratification (l'ouverture de tous les joints de stratification est de 1×10^{-5}m pour les résultats de la Figure 9b), une quantité importante de fluide injecté s'écoule dans les joints de stratification connectés à la faille. Cela signifie que la pression de fluide ne pénètrera pas loin dans la faille, mais s'écoulera plutôt dans les joints de stratification adjacents. Le couplage pression/déplacement se produira alors dans l'ensemble du réseau de discontinuités. Les résultats de modélisation indiquent aussi que le contraste de perméabilité entre la faille pressurisée et les joints de stratification affecte la réponse pression/déplacement en HM2 (Figure 9b). La figure 9b montre que l'ouverture hydraulique de la faille pressurisée affecte fortement l'amplitude de pression observée en HM2.

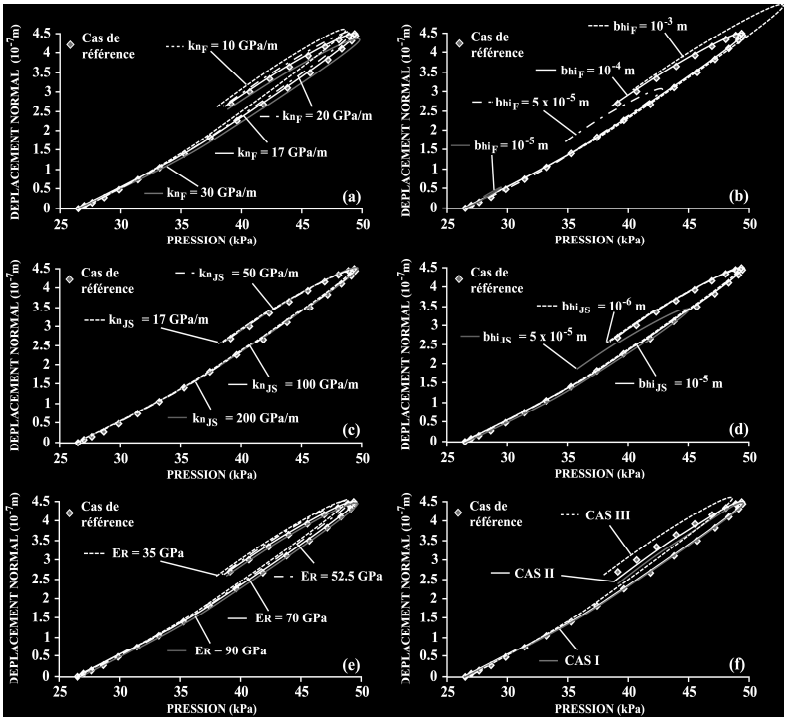


Figure 9 : Analyse de sensibilité en HM2 pour un pulse de pression imposé en HM1 avec variation : (a) de la raideur normale initiale en HM1 ($k_{n\ F}$) ; (b) de l'ouverture hydraulique initiale en HM1 ($b_{hi\ F}$) ; (c) de la raideur normale initiale des joints de stratification ($k_{n\ JS}$) ; de l'ouverture hydraulique initiale des joints de stratification ($b_{hi\ JS}$) ; (e) du module d'Young de la matrice rocheuse (E_R) ; (f) de la géométrie du réseau de fractures (CAS I, II, III)

Effets de la raideur normale et de l'ouverture hydraulique des joints de stratification

Une variation de la raideur normale des joints de stratification de 50 à 200 GPa.m^{-1} n'a pas d'effet important sur la réponse hydromécanique de la faille, ni en HM1, ni en HM2 (Figures 8c et 9c). Une valeur de raideur des joints de stratification égale à celle de la faille a un effet mineur en HM1.

Une diminution de l'ouverture hydraulique initiale des joints de stratification d'un facteur 10 n'a pas d'effet sur la réponse pression/déplacement (Figures 8d et 9d). Une augmentation de l'ouverture hydraulique d'un facteur 5 induit une légère diminution du déplacement normal en HM1, et une légère diminution de pression et de déplacement normal en HM2. Ceci est aussi dû au fait que l'effet de la pression de fluide sur le déplacement mécanique de la faille dépend du contraste d'ouverture hydraulique entre la faille pressurisée et les joints de stratification connectés. Comme discuté précédemment, si l'ouverture hydraulique des joints de stratification est égale ou proche de l'ouverture hydraulique initiale de la faille pressurisée, une quantité importante de fluide s'écoule dans les joints de stratification. Ainsi, la quantité d'eau circulant dans la faille est plus faible, ce qui tend à diminuer la surface de fracture pressurisée et à induire une diminution de la force totale exercée contre les épontes de la faille.

Effets du module d'Young de la matrice rocheuse

Une diminution du module d'Young d'un facteur 1,5 à 2 augmente de manière significative le déplacement normal en HM1 (Figure 8e). Une augmentation du module d'Young d'un facteur 1,5 diminue légèrement le déplacement normal en HM1. L'amplitude des variations de pression n'est pas affectée. En HM2, une variation du module d'Young induit une très légère diminution du déplacement normal (Figure 9e) car la raideur plus forte en HM2 réduit l'effet de la déformation de la matrice rocheuse sur la déformation de la faille.

Effets de la géométrie du réseau de fractures

Les effets de la géométrie du réseau de fractures sur la réponse hydromécanique de la faille pressurisée (F12) sont mis en évidence en comparant les trois modèles numériques suivants :

- La faille F12 seule dans la matrice rocheuse intacte (Cas I) ;
- Les failles F11, Fn, F12 et aucun joint de stratification (Cas II) ;
- Les joints de stratification S7, S8, S9, S10 et la faille F12 (Cas III).

Les résultats présentés pour les points HM1 (Figure 8f) et HM2 (Figure 9f) montrent que le Cas I, avec la faille pressurisée F12 seule dans la matrice rocheuse intacte, restitue les mesures seulement pour la phase d'augmentation de pression du pulse. Ainsi, durant l'augmentation de pression, les propriétés intrinsèques de la faille F12 près du forage et les propriétés mécaniques de la matrice rocheuse environnante contrôlent le comportement de la faille. Durant la phase de diminution de pression, le Cas I sous-estime l'ouverture de la faille car le déplacement est limité par la forte raideur de la matrice rocheuse comparée à celle de la faille. Le Cas II qui inclut les failles dans la matrice rocheuse intacte mais néglige les joints de stratification, restitue les mesures

durant la phase d'augmentation de pression et la moitié de la phase de chute de pression. Ce résultat confirme que les failles adjacentes (F11 et Fn) affectent la réponse hydromécanique de la faille pressurisée durant la phase de chute de pression. Le Cas III qui inclut les quatre joints de stratification et la faille F12 mais néglige les failles parallèles (F11 et Fn) ne restitue pas les mesures. Le déplacement normal est surestimé car le cisaillement additionnel qui se produit le long des joints de stratification cause une amplification de l'ouverture mécanique de la faille.

DISCUSSION

REPONSES HYDROMECANIQUES DU RESEAU DE FRACTURES

Les mesures simultanées de pression de fluide et de déplacement mécanique montrent des réponses hydromécaniques variables et interdépendantes. Ces mesures indiquent un couplage hydromécanique direct dans les failles de forte perméabilité dans lesquelles une augmentation de pression est directement accompagnée d'une ouverture de la faille. Aucun couplage hydromécanique ne se produit dans les zones peu perméables où le déplacement n'est pas corrélé avec l'augmentation de pression, ce qui signifie que la déformation mécanique dans les joints de stratification et la matrice rocheuse est induite par l'ouverture des failles adjacentes à forte perméabilité.

IMPLICATIONS POUR LA DETERMINATION IN SITU DES PROPRIETES HYDROMECANIQUES

L'analyse numérique identifie les paramètres clés qui influencent les résultats in situ. Les deux paramètres les plus importants qui déterminent les réponses pression/déplacement sont la raideur normale de la fracture et le module d'Young de la roche intacte. De plus, l'ouverture hydraulique de la faille est un paramètre important qui avait été déterminé à partir de tests hydrauliques antérieurs. Aussi bien la raideur normale de la fracture que la raideur de la matrice rocheuse (représentée par le module d'Young) affectent la pente générale de la courbe pression/déplacement. Cependant, la largeur de la boucle est principalement fonction du contraste de propriétés mécaniques entre la fracture et la matrice rocheuse. La forme de la boucle étant contrôlée par le contraste de raideur, il est possible d'estimer de façon univoque la raideur normale de la fracture et le module équivalent de la masse rocheuse environnante par analyse de la pente et de la largeur de la boucle. Cependant, une telle rétro-analyse requiert une modélisation précise de la totalité de la boucle en considérant à la fois l'augmentation et la chute de pression dans une situation idéale d'écoulement radial symétrique. L'étude de sensibilité indique que si une ou plusieurs fractures de forte perméabilité intersectent la fracture pressurisée près du point d'injection, des fuites importantes dans ces discontinuités adjacentes peuvent induire des déviations significatives de la solution idéale et produire des erreurs importantes dans les valeurs de raideur rétro-analysées. En outre, du cisaillement le long des joints de stratification peut générer une ouverture additionnelle de la faille près de la zone d'injection, ce qui a un impact sur les propriétés hydromécaniques rétro-analysées de la faille pressurisée.

DECALAGE TEMPOREL ET LOI D'ECOULEMENT HYDROMECANIQUE

Les mesures in situ montrent un décalage temporel entre la pression et le déplacement mécanique, avec le pic de déplacement se produisant légèrement après le pic de pression et créant la boucle pression/déplacement (Figure 3b). La présente analyse numérique peut reproduire et expliquer le comportement boucle à la fois en HM1 et en HM2. Cependant, il y a un décalage temporel important entre le pulse de pression induit en HM1 et le pulse de pression se propageant jusqu'en HM2 situé 1m plus haut. Ce décalage dans les réponses en pression n'est pas bien restitué dans l'analyse actuelle, dans laquelle le décalage temporel simulé entre les réponses hydrauliques en HM1 et en HM2 est plus court que celui observé. Les résultats numériques ont été obtenus en utilisant la loi cubique modifiée ([27], [2]) comme équation de couplage pour l'écoulement. Dans cette loi de comportement, la seule propriété hydraulique de la fracture contrôlant l'écoulement est l'ouverture hydraulique, laquelle semble insuffisante pour entièrement décrire l'écoulement dans une fracture ([29]). Une loi d'écoulement plus complexe incluant une équation de diffusion qui considère explicitement l'ouverture hydraulique, la perméabilité et l'emmagasinement de la fracture pourrait mieux décrire la propagation du champ de pression et ainsi expliquer les décalages entre les pics de pression en HM1 et en HM2, ainsi que la réponse mécanique résultante ([30]).

HETEROGENEITE DES PROPRIETES HYDROMECANIQUES DES FRACTURES

L'étude actuelle démontre que les propriétés de la fracture, telles que l'ouverture hydraulique et la raideur normale, peuvent varier d'un facteur 2 à 3 le long d'un même plan. Cette différence pourrait être expliquée par la complexité de la géométrie interne de l'espace des vides et de la distribution de la quantité et de la taille des aires de contact à l'intérieur du plan de fracture. Une telle variabilité des propriétés hydromécaniques, avec une distribution des pressions et de la raideur normale implicitement liées à la géométrie de l'espace des vides et des aires de contact, a déjà été observée sur des fractures seules à l'échelle du laboratoire ([31], [32]). Par exemple, Hopkins et al. ([33]) montrent que la raideur normale peut varier de plusieurs ordres de grandeur avec le pourcentage des aires de contact à l'intérieur de la fracture. A grande échelle, des mesures d'ouverture de failles ont montré qu'un rejet cisaillant initial peut induire une variabilité spatiale de l'ouverture, distribuée préférentiellement le long de chenaux ([34], [2]). Les failles devraient donc être mieux représentées avec une largeur variable des vides et des aires de contact variables tenant compte de la variabilité des ouvertures hydrauliques et des raideurs normales ([13], [10], [11]). De plus, cette géométrie pourrait permettre de considérer les effets de chenalisation à l'intérieur de la fracture. La chenalisation peut induire un effet « d'insuffisance de l'augmentation de pression » ([35]) qui peut induire des déplacements variables le long d'un plan de fracture, comme ceux observés en HM1 et HM2. Ainsi, des essais hydrauliques comme des tests d'interférences entre puits devraient être réalisés en différents points afin de caractériser l'hétérogénéité des propriétés hydrauliques et mécaniques. Un point de mesure ne peut pas être suffisant pour évaluer une valeur représentative sur tout le plan de fracture.

CONTRIBUTION DE L'ANALYSE HYDROMECANIQUE POUR L'ESTIMATION PRECISE DE L'OUVERTURE HYDRAULIQUE DE LA FRACTURE

L'ouverture hydraulique de la faille pressurisée, antérieurement déterminée à partir de divers essais hydrauliques et vérifiée par la présente modélisation numérique des données hydromécaniques in situ, a été comparée avec les valeurs d'ouverture hydraulique déterminées en utilisant les techniques analytiques conventionnelles ([36], [37], [38], [39], [40], [41]). En utilisant ces méthodes, la perméabilité de la fracture est déterminée par calage de la phase de chute de pression sur des courbes types sans considération des processus couplés hydromécaniques. L'ouverture hydraulique de la fracture est ensuite déduite de la perméabilité en utilisant la loi cubique ([27]). Dans ce cas, les méthodes conventionnelles (ex. solutions analytiques en écoulement radial de Wang et al. [37], et Bredehoeft et Papadopulos [38]) surestiment la perméabilité d'un facteur 8 à 10. Afin d'éviter de telles erreurs d'interprétation, les solutions analytiques devraient être adaptées afin d'inclure l'analyse de la phase d'augmentation de pression du pulse. De plus, l'analyse des mesures de pression/déplacement dans ce processus d'évaluation peut être utilisée pour contraindre la détermination de l'emmagasinement de la fracture. Dans une telle configuration, une gamme raisonnable de propriétés hydrauliques intrinsèques de la fracture testée pourrait être obtenue. Les mesures simultanées hautes fréquences des variations de pression de fluide et de déplacement mécanique sont très utiles dans le suivi complet des réactions hydromécaniques transitoires que peut subir la fracture durant un test d'injection pulse, et peuvent fournir une amélioration substantielle de l'estimation de l'ouverture hydraulique de la fracture. Les courbes complètes de pression/temps et déplacement/temps, incluant les phases d'augmentation et de chute de pression, sont nécessaires pour une analyse précise de ce type de pulse test.

COMPORTEMENT MECANIQUE DE LA MASSE ROCHEUSE ENVIRONNANTE SUR LA FRACTURE PRESSURISEE

La boucle pression/déplacement normal montre clairement deux types d'informations distinctes sur la zone fracturée testée. La modélisation indique que l'analyse hydromécanique de la phase d'augmentation de pression du pulse peut fournir une estimation précise des propriétés hydromécaniques de la fracture à condition que le module d'Young de la matrice rocheuse soit connu, ce qui peut être déterminé à partir d'essais en laboratoire. De plus, les simulations indiquent que la phase de chute de pression du pulse est affectée par les propriétés hydrauliques et mécaniques de la masse rocheuse fracturée environnante. La comparaison entre le modèle de référence avec toutes les fractures et les autres géométries de modèles (Cas I, II, III), dans lesquels le nombre de discontinuités environnant la faille pressurisée F12 a été réduit, montre que l'ouverture, la fermeture et le cisaillement se produisant à l'intérieur de ces discontinuités, peuvent avoir un impact significatif sur la réponse hydromécanique de la discontinuité testée. Cela signifie que la phase de chute de pression du pulse pourrait être utilisée pour estimer des propriétés mécaniques équivalentes de la masse rocheuse environnant la discontinuité testée. Ces propriétés équivalentes incluent les effets composites de la géométrie du réseau de fractures et de la matrice rocheuse.

CONCLUSION

Les mesures simultanées de pression de fluide et de déplacement mécanique montrent des réponses hydromécaniques in situ variables et interdépendantes au sein d'un massif rocheux fracturé hétérogène. Elles indiquent que le couplage hydromécanique est contrôlé par un comportement hydraulique de double perméabilité de fractures associé à un comportement mécanique de double rigidité de fractures et qu'il prédomine dans les fractures de plus grande perméabilité qui contrôlent la déformation mécanique des zones peu perméables environnantes.

A l'échelle de la fracture unique, une injection de type pulse test couplée à des mesures hautes fréquences de pression et de déplacement mécanique apparaît comme une nouvelle méthode utile pour la caractérisation in situ des massifs rocheux fracturés. Cette méthodologie peut être utilisée pour déterminer la raideur normale et l'ouverture hydraulique des fractures, ainsi que la raideur équivalente de la masse rocheuse environnant la fracture pressurisée. Néanmoins, l'évaluation d'une injection pulse par modélisation hydromécanique couplée doit être effectuée avec précaution car la réponse du réseau de fractures est très complexe. Les tests peuvent être évalués par des modèles considérant soit un milieu à fractures discrètes ou un milieu idéalisé composé de la fracture pressurisée emballée au sein d'un milieu continu équivalent reproduisant le comportement de la roche fracturée environnante. Les erreurs d'interprétations potentielles de l'ouverture hydraulique par calage analytique de données de chute de pression sur les courbes types conventionnelles peuvent être évitées avec une analyse hydromécanique appropriée des courbes complètes de pression en fonction du temps et déplacement normal en fonction du temps en considérant aussi bien les phases d'augmentation et de chute de pression du pulse.

REMERCIEMENTS

L'auteur remercie ses collaborateurs, Yves Guglielmi et Stéphane Gaffet (Géosciences Azur), Jonny Rutqvist et Chin-Fu Tsang (Lawrence Berkeley National Laboratory), Alain Thoraval et Medhi Ghoreychi (Institut National de l'Environnement et des Risques Industriels) pour leurs commentaires et le travail réalisé ensemble. Ce travail a été financé par l'INERIS dans le cadre du programme de recherche BCRD-DR02.

Cette publication a reçu le prix Jean Goguel 2005, décerné par le Comité Français de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement.

L'article a été publié dans le Bulletin of Engineering Geology and the Environment (Vol 65. N°3. 321-337. 2006). Nous remercions l'éditeur Springer pour son autorisation de publication dans l'ouvrage Géologie de l'ingénieur – Engineering geology.

The paper was published in the Bulletin of Engineering Geology and the Environment (Vol 65. N°3. 321-337. 2006). We thank Springer for his authorization to publish the paper in the book "Géologie de l'ingénieur – Engineering geology".

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] C.F. Tsang : "*Linking thermal, hydrological, and mechanical processes fractured rocks*", Annu. Rev. Earth. Planet. Sci.c27, (1999) 359 -384

[2] J. Rutqvist, O. Stephansson : "*The role of hydromechanical coupling in fractured rock engineering*", Hydrogeology Journal 11, (2003) 7-40

[3] Y.W. Tsang, P.A. Witherspoon : "*Hydromechanical Behaviour of a Deformable Rock Fracture Subject to Normal Stress*", J. Geophys. Res. 86, (1981) 9287-9298

[4] Y.W. Tsang, P.A. Witherspoon : "*The dependence of fracture mechanical and fluid flow properties of fracture roughness and sample size*", J. Geophys. Res. 88, (1983) 2359-2366

[5] K.G. Raven, J.E. Gale : "*Water flow in a natural rock fracture as a function of stress and sample size*", Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 22, (1985) 251-261

[6] A. Makurat, N. Barton, N.S. Rad : "*Joint conductivity variation due to normal and shear deformation*", In Barton N, Stephansson O (eds) Rock Joints, Balkema, Rotterdam, (1990) 535-540

[7] N.G.W. Cook : "*Natural Joints in Rock: Mechanical, Hydraulic and Seismic Behaviour and Properties under Normal Stress*", In Jaeger Memorial Didaction Lecture, Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 29, (1992) 198-223

[8] S. Gentier, D. Hopkins, J. Riss : "*Role of fracture geometry in the evolution of flow paths under stress*", In: Dynamic of fluids in fractured rock, Geophysical Monograph 122, (2000) 169-183

[9] D.L. Hopkins : "*The implications of joint deformation in analyzing the properties and behaviour of fractured rock masses, underground excavations and faults*", Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 37, (2000) 175-202

[10] L.R. Myer : "Fractures as collections cracks", Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 37, (2000) 231-243

[11] L.J. Pyrak-Nolte., J.P. Morris : "*Single fractures under normal stress: The relation between fracture specific stiffness and fluid flow*", Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 37, (2000) 245-262

[12] R. Jung : "*Hydraulic in situ investigation of an artificial fracture in the Falkenberg granite*", Int. J. Rock Min. Sci. & Geomech. Abstr. 26, (1989) 301-308

[13] L.R. Myer : "*Hydromechanical and seismic properties of fractures*", In: Wittke W (eds) Proc. 7th Int. Congr. Rock. Mechanics. Aagen, Germany. Balkema, Rotterdam, (1991) 397-404

[14] F.H. Cornet, R.H. Morin : "*Evaluation of hydromechanical coupling in a granite rock mass from a high-volume high-pressure injection experiment: Le Mayet de Montagne, France*", Int. J. Rock Min. Sci. & Geomech. Abstr. 34, (1997) paper n° 207

[15] F.H. Cornet, L. Li, J.P. Hulin, I. Ippolito, P. Kurowski : "*The hydromechanical behaviour of a fracture: an in situ experimental case study*", Int. J. Rock Min. Sci. & Geomech. Abstr. 40, (2003) 1257-1270

[16] F. Cappa, Y. Guglielmi, P. Fénart, V. Merrien-Soukatchoff, A. Thoraval : "*Hydromechanical interactions in a fractured carbonate reservoir inferred from hydraulic and mechanical measurements*", Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 42, (2005a) 287-306

[17] J. Rutqvist : "*Determination of hydraulic normal stiffness of fractures in hard rock from well testing*", Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 32, (1995) 513-523

[18] J. Rutqvist, C.F. Tsang : "*A study of caprock hydromechanical changes associated with CO2-injection into brine formation*", Environmental Geology 42 (2-3), (2002) 296-305

[19] C. Zangerl, E. Eberhardt, S. Loew : "*Ground settlements above tunnels in fractured crystalline rock: numerical analysis of coupled hydromechanical mechanisms*", Hydrogeology Journal 11, (2003) 162-173

[20] J. Rutqvist, J. Noorishad, C.F. Tsang, O. Stephansson : "*Determination of fracture storativity in hard rocks using high-pressure injection testing*", Water Resour. Res. 34, (1998) 2551-2560

[21] Y. Guglielmi : "*Hydromechanics of fractured rock masses: Results from an experimental site in limestone. In: Mechanics of jointed and faulted rock*", Rossmanith H-P. (ed.), A.A. Balkema, Rotterdam, (1998) 621-624

[22] F. Cappa, Y. Guglielmi, S. Gaffet, H. Lançon, I. Lamarque : "*Use of in situ fiber optic sensors to characterize highly heterogeneous elastic displacement fields in fractured rocks*", Int. J. Rock. Mech. Min. Sc. & Geomech. Abstr., (2005b)

[23] Y. Guglielmi, J. Mudry : "*Quantitative measurements of channel-block hydraulic interactions by experimental saturation of a large, natural, fissured rock mass*", Ground Water 39, (2001) 696-701

[24] L.B. Jackson : "*Digital filters and signal processing*", Kluwer Academic Publishers 3rd ed., (1995)

[25] C.D. McElwee : "*Improving the analysis of slug tests*", Journal of Hydrology 269, (2002) 122-133

[26] P.A. Cundall : "*Formulation of a three-dimensional distinct element model—Part I. A scheme to detect and represent contacts in a system composed of many polyhedral blocks*", Int. J. Rock Mech. Min. Sci& Geomech Abstr. 26, (1988) 107-116

[27] P.A. Witherspoon, J.S.Y. Wang, K. Iwai, J.E. Gale : "*Validity of Cubic Law for Fluid Flow in a Deformable Rock Fracture*", Water Resources Research 16, (1980) 1016-1024

[28] F. Cappa, Y. Guglielmi, J. Rutqvist, C.F. Tsang, A. Thoraval : "*In situ coupled hydromechanical behaviour of a deformable rock fracture in an high-permeability fracture network: field measurements and numerical modelling*", Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., (2005c)

[29] R.W. Zimmerman, D. W. Chen, N.G.W. Cook : "*The effect of contact area on the permeability of fractures*", Journal of Hydrology 139, (1990a) 79-96

[30] J. Claesson, S. Follin, G. Hellström, N.O. Wallin : "*On the Use of the Diffusion Equation in Test Case 6 of DECOVALEX*", Int. J. Rock. Mech. Min. Sci & Geomech. Abstr. 32, (1995) 525-528

[31] J.P. Henry, M. Sibai : "*Couplage hydromécanique dans les joints rocheux sous sollicitations normales: proposition de modélisation et comparaison avec l'expérience*", Expérimentation et Calcul en Génie Civil, (1997) 47-54

[32] M. Sibaï, M. Haji Sotoudeh, J.P. Henry : "*Etude expérimentale du couplage hydromécanique de joints rocheux*" Revue Française de Géotechnique 81, (1997) 33-39

[33] D.L. Hopkins, N.G.W. Cook, L.R. Myer : "*Normal joint stiffness as a function of spatial geometry and surface roughness*", In Rock Joints, Barton & Stephansson (eds), A.A. Balkema, (1990) 203-210

[34] E. Hakami : "*Aperture distribution of rock fractures*", PhD Thesis, Royal Institute of Technology Sweden, (1995)

[35] R.W. Zimmerman, D.W. Chen, J.C.S. Long, N.G.W. Cook : "*Hydromechanical coupling between stress, stiffness and hydraulic conductivity of rock joints and fractures*", In Barton N. & Stephansson O. (eds). Rock Joints Proc. Inter. Symp. Balkema, Leon Norway, (1990b)

[36] H.H. Cooper, J.D. Bredehoeft, I.S. Papadopulos : "*Response of a finite-diameter well to an instantaneous charge of water*", Water Resources Research 3, (1967) 263-269

[37] J.S.Y. Wang, T.N. Narasimhan, C.F. Tsang, P.A. Witherspoon : "*Transient flow in tight fractures*", Well Testing Symposium, Berkeley, (1977) 103-116

[38] J.D. Bredehoeft, S. Papadopulos : "*A method to determine the hydraulic properties of thight formations*", Water Resources Research 16, (1980) 233-238

[39] J.A. Barker, J.H. Black : "*Slug tests in fissured aquifers*", Water Resources Research 19, (1983) 1558-1564

[40] J.H. Black : "*The interpretation of slug tests in fissured rocks*", Q. J. Eng. Geol. 18, (1985) 161-171

[41] J.A. Barker : "*A Generalized Radial Flow Model for Hydraulic Testing in Fractured Rock*", Wat. Resour. Res. 24(10), (1988) 1796-1804

ANALYSE MICROSTRUCTURALE DE SOLS ARGILEUX. ROLE DES CARBONATES DANS LES PROCESSUS DE RETRAIT-GONFLEMENT

MARTINE AUDIGUIER[1], ROGER COJEAN[1], ZEMENU GEREMEW[2]
[1]Mines ParisTech – Centre de Géosciences, 35, rue Saint-Honoré, 77305 Fontainebleau, France
[2]Ecole des Ponts ParisTech – Navier Géotechnique, 6-8 avenue Blaise Pascal, Champs-sur-Marne, 77455 Marne-la-Vallée cedex 2, France

RESUME

En France depuis 1976, des périodes de sécheresse prolongée, accompagnées de déficits hydriques importants, ont mis en évidence une grande vulnérabilité des maisons individuelles fondées sur des sols argileux. En région parisienne, deux formations sont plus particulièrement concernées : les Argiles vertes de Romainville (AVR) et les Marnes bleues d'Argenteuil (MBA). Elles sont responsables du plus grand nombre de sinistres enregistrés sur le bâti depuis la loi du 13 juillet 1982 qui reconnaît la sécheresse géotechnique comme « catastrophe naturelle ». Une diminution anormale du taux d'humidité du sol entraîne un phénomène de retrait, suivi lors des précipitations suivantes, d'un phénomène de gonflement dû à une réhumidification. C'est la conjugaison de ces deux facteurs (retrait et gonflement) qui est responsable des désordres observés sur le bâti. Une étude des caractéristiques minéralogiques, microstructurales, géotechniques, hydriques et mécaniques de ces deux formations (AVR, MBA), intactes et remaniées, est réalisée. Elle met en évidence l'importance des minéraux argileux et plus particulièrement des smectites sur le phénomène de retrait-gonflement et sur les transformations microstructurales qui en découlent. Elle souligne aussi le rôle joué par la présence des carbonates et des transformations diagénétiques subies par les matériaux au cours des temps géologiques, sur l'évolution microstructurale et sur le comportement macroscopique du matériau naturel, soumis à des sollicitations hydriques cycliques.

MOTS-CLES : Sols argileux, Carbonates, Retrait-gonflement, Minéralogie, Microstructure, Sollicitations cycliques

INTRODUCTION

Cet article repose sur l'ensemble des publications communes à M. Audiguier, R. Cojean et G. Zemenu concernant les travaux réalisés dans le cadre du projet de recherche : « Aléa et risque sécheresse » soutenu par la Fondation MAIF, du projet ARGIC : « Analyse du retrait–gonflement et de ses incidences sur les constructions » soutenu par l'ANR et du projet « Sécheresse géotechnique et bâti » du Réseau de recherche sur le développement durable, soutenu par la région Ile-de-France.

La sécheresse géotechnique est à l'origine de nombreux sinistres enregistrés en France sur les bâtiments et plus particulièrement sur les maisons individuelles fondées superficiellement. Elle résulte de l'évolution anormale du profil hydrique des sols vers

des faibles teneurs en eau après des périodes de sécheresse climatique relativement longues ou survenant alors que l'état hydrique du sol n'est pas encore revenu à son profil d'équilibre. La sécheresse géotechnique se traduit par un phénomène de retrait des sols argileux suivi, à l'épisode de précipitations suivant, d'un phénomène de gonflement dû à une réhumidification. La répétition des cycles de retrait-gonflement est responsable des désordres observés sur le bâti. En effet, à la fin de chaque cycle, le sol ne revient pas totalement à son état précédent. Il subit des transformations microstructurales irréversibles qui sont responsables de déformations à l'échelle macroscopique. Ces dernières ont pour conséquence des mouvements du bâti compensés en partie d'une saison à l'autre, mais qui globalement ont tendance à s'amplifier au cours du temps. Ainsi il peut s'écouler plusieurs mois, voire plusieurs saisons, avant que les premiers désordres n'apparaissent.

Un changement de l'état hydrique du sol se traduit généralement par des variations de volume dont l'origine provient de deux types de phénomènes :

- D'une part, des phénomènes physico-chimiques dus aux interactions entre l'eau interstitielle, la matrice poreuse et les particules argileuses ;
- D'autre part, des phénomènes hydromécaniques découlant de l'histoire des contraintes subies par le matériau au cours des temps géologiques.

A l'échelle de l'échantillon de laboratoire la sensibilité au retrait-gonflement varie en fonction principalement du pourcentage et de la nature des minéraux argileux (phyllosilicates développant des surfaces spécifiques importantes, des capacités d'échange cationique fortes et un pouvoir d'adsorption de molécules d'eau dipolaires grâce à un déficit de charge électrique plus ou moins important suivant leur espèce minéralogique), de la microstructure et de la géométrie de son milieu poreux, de la présence d'autres minéraux ([1]), de la densité et de la teneur en eau initiales du matériau ([2], [3], [4]). A l'échelle de la formation géologique, aux facteurs de sensibilité identifiés en laboratoire, s'ajoutent d'autres facteurs : la géométrie des formations géologiques (lentilles d'argile discontinues ou bancs argileux continus), l'accessibilité plus ou moins bonne de l'eau aux sites d'adsorption en fonction de la structure de la formation, les variations de contraintes en place (chargement, déchargement ou imbibition du sol sous un état de contrainte donné ([5], [6]), les cycles séchage-remouillage ([7], [8]). Ainsi le potentiel de gonflement et la pression de gonflement des sols argileux qui caractérisent mécaniquement la sensibilité au phénomène de retrait-gonflement sont dépendants des ces facteurs énumérés.

L'Ile-de-France, constituée essentiellement de formations d'âge cénozoïque où alternent des formations calcaires, gypseuses et argileuses est une des régions les plus touchées avec les régions Midi-Pyrénées, Aquitaine et Poitou-Charentes. Deux formations argileuses sont plus particulièrement sensibles au retrait-gonflement. Il s'agit des Marnes bleues d'Argenteuil (MBA) appartenant au Ludien supérieur, étage de l'Eocène supérieur, et des Argiles vertes de Romainville (AVR) appartenant au Rupélien inférieur (anciennement Stampien), étage de l'Oligocène inférieur. Elles sont présentes sur l'ensemble de l'Ile-de-France et leur profondeur variable résulte du contexte géomorphologique. La vulnérabilité au retrait-gonflement de ces formations est d'autant plus grande qu'elles sont à l'affleurement, ou sous faible recouvrement, ou en situation de pente (colluvions). Le relâchement des contraintes permet alors aux discontinuités

diagénétiques (fentes de tension, slickensides, etc.) de se réouvrir ([9]) favorisant ainsi une meilleure hydratation des minéraux argileux.

Cependant ces deux formations ne présentent pas le même comportement vis-à-vis du retrait-gonflement suivant qu'elles sont intactes (conditions in-situ), ou remaniées au laboratoire (remaniement à teneur en eau supérieure à la limite de liquidité, puis déshydratation jusqu'à la teneur en eau équivalente à la teneur en eau naturelle). La proportion et le degré de transformations diagénétiques (dissolution, précipitation, cristallisation) du squelette carbonaté présent dans les deux formations sont responsables de cette différence de comportement. Les résultats présentés sont en accord avec ceux obtenus par Bauer-Plaindoux *et al.* [10] sur l'importance de la relation calcite-argile dans le comportement mécanique des roches tendres argileuses.

Le travail exposé correspond à la synthèse des résultats des principaux essais de caractérisation au laboratoire de l'aptitude au retrait-gonflement de ces deux formations. Une attention particulière sera portée à l'analyse des modifications microstructurales et à la propagation de la fissuration à l'échelle macroscopique de ces deux matériaux intacts ou remaniés soumis à des cycles successifs d'humidification-séchage.

CARACTERISTIQUES MINERALOGIQUES, GEOTECHNIQUES ET PETROPHYSIQUES DES DEUX FORMATIONS

Le Tableau 1 présente les caractéristiques des deux formations.

TABLEAU 1 : CARACTERISTIQUES MINERALOGIQUES ET GEOTECHNIQUES DE L'ARGILE VERTE DE ROMAINVILLE

	AVR	***MBA***
Minéralogie		
Phase argileuse (%)	50-70 : I, K, S	30-60 : I, S, K
Quartz (%)	15-20	5-10
Carbonates (%)	12-20	30-65
Matière organique (%)	<0,25	0,5-3
Limites d'Atterberg		
Limite de liquidité W_L (%)	75-78	63-89
Indice de plasticité Ip (%)	35-38	37-47
Indice de retrait Ir (%)	59-62	47-68
% < 2µm	78-80	78-82
Valeur de bleu (g/100g)	8-9	5-10
Surface spécifique $m^2.g^{-1}$	167-195	111-220
Paramètres d'état		
Teneur en eau (%)	24-30	27-37
Poids volumique humide ($kN.m^{-3}$)	19,0-20,1	18,5-19,9
Porosité	40-42	43-50

Les résultats des caractéristiques géotechniques (valeur de bleu, limite de liquidité, indice de plasticité, % < 2µm), classent ces deux formations parmi les sols à fort à très fort potentiel de gonflement ([11]). Les valeurs de porosité et de poids volumique correspondent à des sols à structure relativement lâche.

ETUDE DE LA SENSIBILITE AU RETRAIT-GONFLEMENT DES DEUX FORMATIONS INTACTES ET REMANIEES PAR MESURE DU GONFLEMENT LIBRE COUPLEE A L'ANALYSE MICROSTRUCTURALE

L'aptitude au gonflement de ces deux formations a été étudiée à partir d'essais de gonflement libre à l'œdomètre suivant la norme ASTM D 4546-85 méthode A [12], sur sol naturel et sur sol remanié au laboratoire.

GONFLEMENT LIBRE

L'analyse des valeurs de gonflement libre (Tableau 2) montre que les taux de gonflement sont différents d'une formation à l'autre, mais aussi, entre l'état intact et l'état remanié d'une même formation à teneurs en eau de départ voisines.

TABLEAU 2 : GONFLEMENT LIBRE DE L'ARGILE VERTE DE ROMAINVILLE ET DES MARNES BLEUES D'ARGENTEUIL.

		Ech intact			***Ech remanié***		
Formations	***CaCO3***	***W(%)***		***Taux de gonfl.***	***W%***		***Taux de gonfl.***
		Avant	***Après***	***(%)***	***Avant***	***Après***	***(%)***
AVR	15	25	39	16	27	51	32
MBA-1	27	32	36	4	34	56	26
MBA-2	58	23	25	1,5	24	35	15

Pour une teneur en eau initiale similaire, le taux de gonflement de AVR double entre l'état intact (16%) et l'état remanié (32%), celui de MBA-2 est multiplié par 10 (intact : 1,5%, remanié : 15%). Le taux de gonflement de MBA-1 dont la teneur en eau de départ est plus grande passe de 4% à 26%. AVR est plus sensible au gonflement à l'état remanié qu'à l'état intact et son taux de gonflement est supérieur à celui de MBA. Les Marnes bleues d'Argenteuil sont d'autant moins sensibles au gonflement à l'état intact que la teneur en carbonate est élevée. A l'état remanié leur sensibilité est multipliée par 6,5 à 10 suivant la teneur en eau de départ et le pourcentage en carbonates.

ANALYSE MICROSTRUCTURALE QUANTITATIVE PAR POROSIMETRIE AU MERCURE ET QUALITATIVE PAR OBSERVATION AU MEB

Essais porosimétriques

Les résultats des essais porosimétriques sur des échantillons de AVR et de MBA-1 sont représentés sur la Figure 1. AVR, séché à l'étuve, présente une distribution unimodale

des rayons d'accès de pores centrée sur 20nm, prolongée vers les faibles rayons par une queue de distribution dénotant ainsi une porosité inter-particulaire non accessible par la porosimétrie au mercure. Cette courbe est caractéristique d'une structure matricielle argileuse compacte ([13]). AVR intact et remanié avant gonflement présentent eux aussi une distribution unimodale avec une taille moyenne des rayons d'accès de pores respectivement de 70nm et 60nm) (Figure 1b). Après gonflement les volumes poreux ont augmenté de 40% pour l'échantillon intact et de 54% pour l'échantillon remanié par rapport à l'état avant gonflement (Figure 1a). Ils présentent deux familles bien individualisées : l'une centrée entre 300 et 400nm et l'autre plus étalée vers les faibles rayons inférieurs à 100nm (Figure 1b). Ces courbes bimodales correspondent à une structure en agrégats ([14]), délimitant des familles de pores dont la dimension moyenne est variable comme l'ont montré les synthèses bibliographiques de Al-Mukhtar *et al*. [15] et de Robinet *et al.* [16].

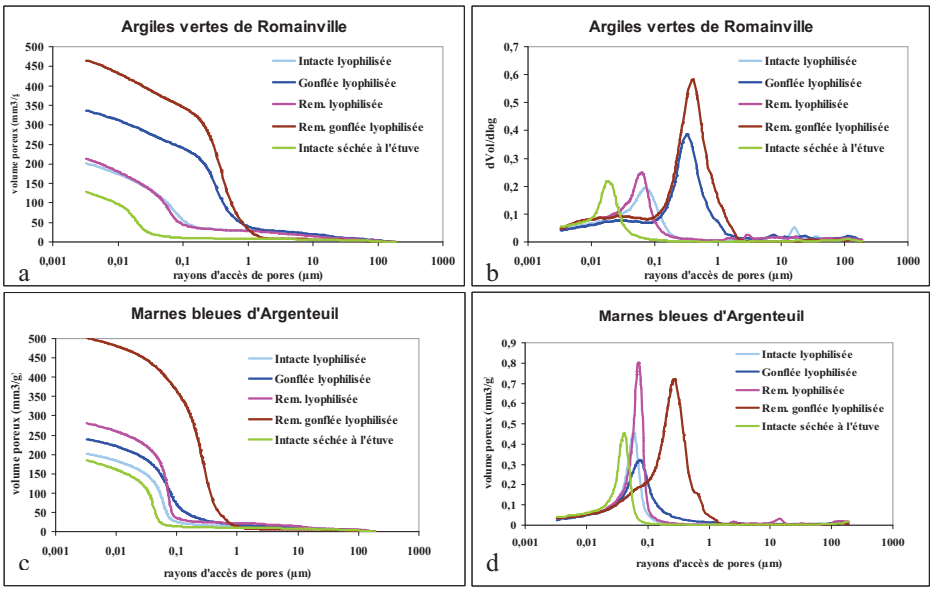


Figure 1 : Courbes porosimétriques cumulées (a et c) et dérivées (b et d) de AVR et de MBA-1

Au cours de l'hydratation, la porosité augmente en taille et en volume par ouverture progressive et simultanée des porosités inter et intra-agrégats primaires (confondues à l'état naturel), générant ainsi des agrégats secondaires. Ce processus de subdivision se poursuit jusqu'à atteindre des amas de quelques particules, initiant ainsi une famille de pores intra-agrégat distincte.

A l'état intact, MBA-1 ne présente pas le même comportement vis-à-vis du gonflement que AVR. Les courbes sont unimodales et très proches de celles de l'échantillon séché à l'étuve (Figures 1c, 1d). Le volume poreux de l'échantillon intact gonflé ne varie

quasiment pas en taille (60nm pour l'état sec, 70nm pour l'état naturel, 80nm après gonflement), et de 15% en volume. Ce comportement est caractéristique d'une structure à squelette semi-rigide ([13]). A l'inverse MBA-1 remanié augmente en taille et en volume au cours du gonflement. La courbe est alors bimodale avec une famille très marquée vers 280nm et une autre famille vers 70nm moins bien individualisée. L'augmentation du volume poreux est de 44%.

Les queues de distribution très peu marquées pour MBA, dénotent une part de porosité non mesurable par porosimétrie au mercure plus faible que pour AVR. Cette observation est en accord avec les différences relatives entre les teneurs en eau avant lyophilisation et le volume poreux mesuré par injection de mercure (comprises entre 10% et 22% pour AVR et 4% et 17% pour MBA-1). Dans le cas des deux formations, les différences relatives les plus faibles sont mesurées sur les échantillons gonflés confirmant ainsi une meilleure accessibilité de l'espace intra-agrégat après gonflement libre.

Observations au microscope électronique à balayage

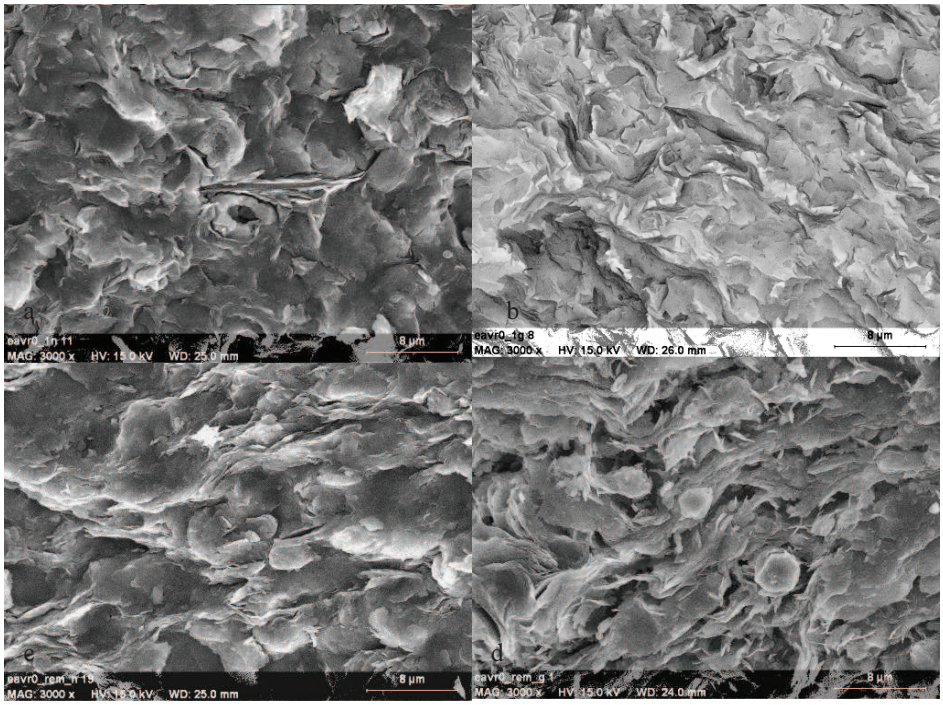


Figure 2 : Argiles vertes de Romainville : a) état initial, b) après gonflement, c) état remanié avant gonflement, d) état remanié après gonflement

Les observations au microscope électronique à balayage des états intact et remanié avant gonflement et après gonflement illustrent les résultats obtenus en porosimétrie au mercure.

A l'état intact et à l'état remanié avant gonflement, AVR présente une microstructure relativement compacte ou les agrégats ne sont pas bien individualisés, elle est formée d'une matrice argileuse dans laquelle sont noyés des grains épars de dolomite et de quartz (Figures 2a et 2c). Après gonflement une porosité bidimensionnelle apparaît mettant en évidence un processus de division en agrégats. L'échantillon remanié gonflé présente un espace poral plus important que celui de l'échantillon intact après gonflement (Figures 2b et 2d).

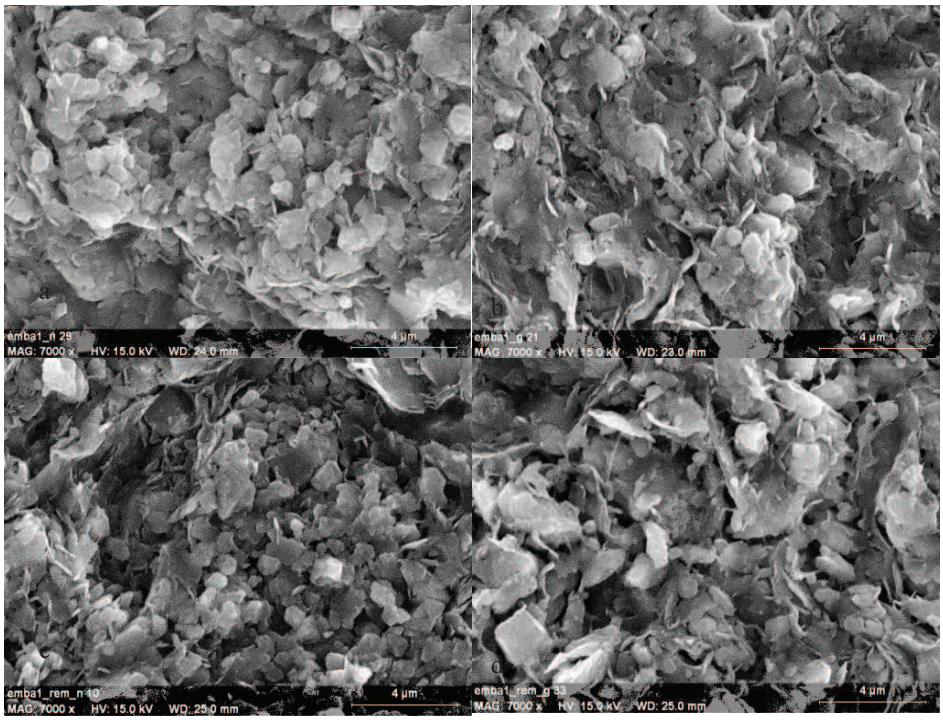


Figure 3 : Marnes bleues d'Argenteuil MBA-1 : a) état initial, b) après gonflement, c) état remanié avant gonflement, d) état remanié après gonflement

Les clichés de MBA-1 à l'état intact mettent en évidence une microstructure aérée formée par des grains de calcite jointifs (assemblés en agrégats de plusieurs microns) reliés entre eux par des ponts argilo-carbonatés (Figure 3a). Après gonflement cette architecture n'a pas subi de changement visible (Figure 3b). L'échantillon remanié avant gonflement présente une structure quasi identique aux précédentes (Figure 3c), alors que sur l'échantillon après gonflement les grains sont bien individualisés, séparés par un réseau poreux plus large, quelques agrégats inférieurs au micromètre (formés par quelques grains de calcite micritiques) subsistent, reliés à d'autres grains par des ponts argileux (Figure 3d). La présence de ces microagrégats résiduels explique le caractère bimodal de la courbe porosimétrique.

Le remaniement a entraîné la destruction partielle du squelette rigide formé par les liaisons entre les grains de carbonates.

EVOLUTION DU TAUX DE GONFLEMENT LIBRE ET DE LA MICROSTRUCTURE AU COURS DES IMBIBITIONS SUCCESSIVES

Après une première phase de gonflement libre (phase d'imbibition), afin d'étudier l'effet de cycles successifs séchage–imbibition, les éprouvettes sont soumises alternativement à des phases de séchage complet et d'imbibition. Les courbes de gonflement libre et, au cours des cycles successifs, l'évolution de la microstructure des échantillons intacts et remaniés au laboratoire des deux formations ont été présentées dans Geremew et al. ([17], [18]). Les principales conclusions sont les suivantes :

- Malgré le pourcentage plus important de smectite dans MBA que dans AVR, son taux de gonflement au premier cycle est très faible. Ceci peut être attribué à la semi-rigidité de la microstructure et à la présence d'un réseau de calcite très dense qui s'oppose au gonflement libre des argiles comme le suggèrent Bauer-Plaindoux *et al.* [10] et Audiguier *et al*. [11]. Dans le cas de MBA, l'augmentation du taux de gonflement au cours des cycles successifs, bien que faible, renforce cette hypothèse. La rupture progressive des liaisons entre les minéraux facilite l'accès de l'eau aux argiles et ainsi leur permet d'exprimer leurs propriétés de gonflement, à l'image du sol remanié. Le Roux [19], Pejon *et al*. [20], Bauer-Plaindoux *et al*. [10] et Serratrice [21] ont remarqué que seule la connaissance de la composition minéralogique des marnes ne permet pas d'expliquer le comportement de ces matériaux en présence d'eau et que leur microstructure jouent un rôle prépondérant au cours du gonflement.
- Aussi bien pour AVR que pour MBA, quelque soit le cycle et pour un même état initial (teneur en eau et densité sèche), le taux de gonflement d'un échantillon intact n'atteint jamais celui observé pour l'échantillon remanié. Cette différence de comportement est attribuée à la présence de liens détruits totalement par le remaniement, alors qu'ils ne sont rompus que partiellement et de façon progressive au cours des cycles successifs sur les échantillons intacts.

En parallèle, l'évolution microstructurale des matériaux à l'état intact et remanié, à teneur en eau naturelle ou après chaque cycle successif, a été analysée à partir d'échantillons lyophilisés, qualitativement par observation au microscope électronique à balayage et quantitativement par porosimétrie au mercure. Les analyses faites par porosimétrie au mercure et l'observation au MEB corroborent les résultats précédents.

Au cours des cycles d'hydratation successifs, la porosité augmente en taille et en volume par ouverture progressive des pores et par division des agrégats primaires en générant des agrégats secondaires constitués de quelques particules ([22, 23]). Le matériau évolue vers une destructuration des agrégats se traduisant par un étalement progressif de la distribution des rayons d'accès de pores. L'amplitude du phénomène est d'autant plus fort que le taux de carbonates est plus faible et que leur répartition est dispersée dans la microstructure, leur rôle est alors minimisé dans la constitution du squelette semi-rigide. Ainsi la microstructure de AVR qui contient un taux de carbonates moins important est plus sensible au phénomène de destructuration que MBA.

OBSERVATIONS MACROSCOPIQUES DU COMPORTEMENT DES DEUX FORMATIONS INTACTE ET REMANIEE LORS DE SOLLICITATIONS HYDRIQUES CYCLIQUES

Une observation du comportement macroscopique des deux matériaux soumis à des sollicitations hydriques (séchage-humidification), est réalisée sur des échantillons intacts et remaniés sertis dans un anneau de 185mm de diamètre et de 10 à 35mm de hauteur [24].

Les cycles de séchage complet et humectation jusqu'à une teneur en eau correspondant à la limite de retrait, réalisés sur des échantillons intacts d'AVR, révèlent l'existence d'un réseau de fissures qui évolue très peu d'un cycle à l'autre, mais qui est à l'origine de gonflements différentiels à l'échelle de l'échantillon, entraînant sa destruction lors de l'imbibition totale (Figure 4). Ce réseau de fissures correspond à d'anciennes surfaces de cisaillement ou « slickensides » qui témoignent de remaniements durant les temps géologiques et dont l'origine peut être due à des phénomènes de retrait-gonflement après les phases d'émersion des dépôts sédimentaires partiellement indurés. Ces surfaces correspondent à des zones de faiblesse qui sont remobilisées lors de sollicitations hydriques successives.

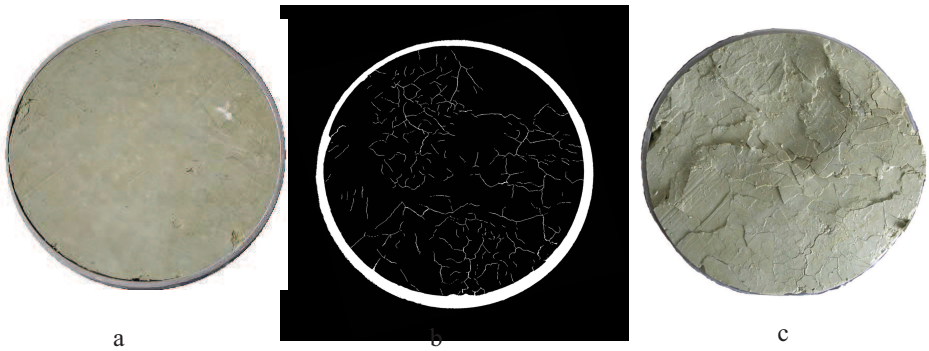


Figure 4 : AVR intact a) $w=w_0$, b) schématisation du réseau de fissures après plusieurs cycles de séchage-humectation $w<w_r$, c) imbibition $w>w_r$

AVR remanié ne se comporte pas de la même façon : au cours du séchage l'échantillon se rétracte dans son ensemble sans se fissurer, puis lors de l'imbibition à une teneur en eau supérieure à la limite de retrait, il se désagrège sans occuper tout le volume de la bague métallique (Figure 5).

Les variations de volume de l'échantillon MBA-1 intact sont très faibles, aussi bien au séchage qu'en imbibition totale. MBA-1 remanié a un comportement différent d'AVR remanié, durant le séchage il se rétracte en se fissurant, et au cours de l'imbibition totale les fissures se cicatrisent, bien avant qu'il n'occupe tout le volume de la bague (Figure 6).

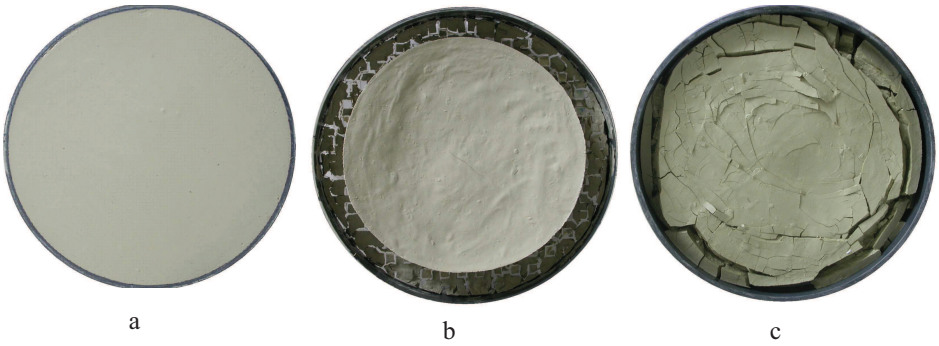


Figure 5 : AVR remanié, a) $w=w_0$, b) après séchage, c) imbibition $w>w_r$

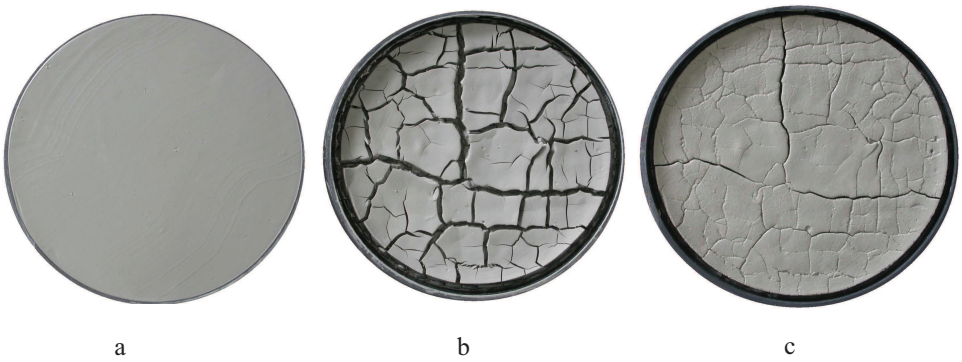


Figure 6 : MBA-1 remanié, a) $w=w_0$, b) après séchage, c) imbibition $w>w_r$

Le processus de retrait-gonflement à l'échelle macroscopique est différent d'une formation à l'autre et suivant l'état intact ou l'état remanié. Pour les sols intacts, il semble être fortement influencé par les processus diagénétiques subis par le sol. Ainsi pour AVR le mécanisme est essentiellement contrôlé par la présence de « slickensides » alors que, pour MBA-1, il est inhibé par l'existence d'un ciment carbonaté formé au cours de la diagenèse qui lie les grains entre eux. A l'état remanié l'histoire diagénétique du matériau a été partiellement effacée. AVR se comporte alors comme un matériau à structure de matrice argileuse qui se rétracte dans son ensemble ou qui gonfle uniformément jusqu'à destruction de l'édifice argileux (Figure 5c). MBA-1, dont le squelette carbonaté a été en grande partie détruit par le remaniement mais qui contient toujours la même proportion de grains de calcite dispersés dans une phase argileuse plus ou moins dense, se rétracte en dessinant un réseau de fissures initié par la présence de points durs (carbonates) qui donnent au matériau une certaine rigidité lors de la réhydratation et empêchent alors la destruction de l'échantillon (Figure 6c).

CONCLUSIONS

Les analyses et les observations réalisées sur les échantillons de AVR et de MBA intacts ou remaniés à l'échelle macroscopique et microscopique conduisent aux remarques suivantes :

- L'analyse minéralogique a mis en évidence une présence de carbonates ainsi qu'un pourcentage de smectites dans la phase argileuse, plus importants dans MBA que dans AVR.
- Les caractéristiques géotechniques des échantillons remaniés classent ces deux formations parmi les sols argileux présentant un potentiel de gonflement fort à très fort.
- Le gonflement libre des échantillons de ces deux formations varie suivant la teneur en eau de départ et suivant l'état : intact ou remanié. Alors que AVR présente un taux de gonflement de 16% à l'état intact et de 32% à l'état remanié, MBA ne varie pratiquement pas de volume à l'état intact (1,5 à 4%) et il augmente de 15 à 26% à l'état remanié (soit une augmentation relative du gonflement entre l'état remanié et l'état intact de 6,5 à 10 fois, le gonflement le plus important correspondant à la teneur en eau de départ la plus faible).
- Le processus de retrait-gonflement à l'échelle macroscopique des échantillons intacts est fortement influencé par les processus diagénétiques subis par la formation. A l'état remanié l'empreinte diagénétique a été partiellement effacée. Seules les caractéristiques géotechniques et la composition minéralogique jouent un rôle sur la sensibilité au retrait-gonflement.
- A l'échelle microscopique, les analyses par porosimétrie au mercure et les observations faites au MEB confirment les remarques précédentes.

Cette étude à permis de mettre en évidence l'interdépendance de plusieurs facteurs dans le processus de retrait-gonflement :

- La composition minéralogique joue un rôle prépondérant. Ainsi les smectites favorisent le gonflement alors que les carbonates ont un pouvoir inhibiteur en créant un squelette semi-rigide. A l'état intact le gonflement libre est fortement dépendant du taux de carbonates et de sa répartition dans la microstucture.
- Les caractéristiques géotechniques d'état sont aussi un facteur déterminant de la sensibilité au gonflement. Pour un même état de départ (intact ou remanié), plus la teneur en eau est faible et la densité forte plus le taux de gonflement sera important.
- Les caractéristiques diagénétiques expliquent la différence de comportement entre les sols intacts et remaniés. Elles contrôlent le comportement microstructural du sol intact (comportement de squelette semi-rigide, comportement matriciel, présence de slickensides, etc.). Les transformations diagénétiques sont en partie responsables de la formation de liens argilo-carbonatés qui sont détruits lors du remaniement.

Ainsi un matériau argileux contenant des carbonates, classé parmi les sols à fort ou très fort potentiel de gonflement, pourra avoir un taux de gonflement très faible à l'état intact. Sa sensibilité ne sera entièrement révélée qu'après destruction du squelette semi-rigide formé par les carbonates.

A l'échelle du terrain, la vulnérabilité au phénomène de retrait-gonflement devra être considérée en fonction de la teneur en eau et de la densité initiale, de la composition minéralogique (taux et nature des minéraux argileux, présence de carbonates ou d'autres minéraux inhibiteurs du gonflement) et de la microstructure. Les formations seront d'autant plus vulnérables qu'elles seront à l'affleurement, ou sous forme de colluvions, ou qu'elles auront subi un remaniement anthropique.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] R.N. Yong, B.P. Warkentin : "*Soil properties and behaviour*", Elsevier, Amsterdam, (1975) 197-222

[2] M..A. El-Sohby, E.A. Rabba : *"Some factors affecting swelling of clayey soils"*, Geotechnical engineering 12, (1981) 19-39

[3] A. Sridharan, A.S. Rao, P.V. Sivapullaiah : "*Swelling pressure of clays*", Geotechnical Testing journal, GTJODJ 9(1), (1986) 24–33

[4] H. Komine, N. Ogata : "*Prediction for swelling characteristics of compacted bentonite"*, Can. Geotech. J. 33(1), (1996) 11–22

[5] P. Parcevaux : "*Etude microscopique et macroscopique du gonflement de sols argileux*", Thèse doctorat, Université Paris VI, Ecole Nationale Supérieure des mines de Paris, (1980)

[6] J.F. Serratrice, B. Soyez : "*Les essais de gonflement*", Bull. Labo. P. et C. 204 (1996) 65-85

[7] A.S. Al-Homoud, A.A. Basma, A.H. Malkawi : *"Cyclic swelling behaviour of clays"*, J. Geotech. Eng. Div. ASCE 121 (7), (1995) 562-565

[8] A.A. Basma, A.S. Al-Homoud, A.H. Malkawi : *"Laboratory assessment of swelling pressure of expansive soils"*, Applied Clay Science 9, (1995) 355-368

[9] M. Arnould : "*Discontinuity networks in mudstones: a geological approach – Implications for radioactive waste isolation in deep geological formations in Belgium, France, Switzerland*", Bull. Eng. Geol. Env. 65, 3 (2006) 413-422

[10] C. Bauer-Plaindoux, D. Tessier, M. Ghoreychi : *"Propriétés mécaniques des roches argileuses carbonatées : importance de la relation calcite-argile"*, C. R. Acad. Sci. Paris, Sciences de la terre et des planètes 326, (1998) 231-237

[11] M. Audiguier, Z. Geremew, S. Laribi, R. Cojean : *"Caractérisation au laboratoire de la sensibilité au retrait-gonflement des sols argileux*", Revue française de géotechnique, 120-121 (2007) 67-82

[12] ASTM : "*Standard test methods for one dimensional swell or settlement potential of cohesive soils*", (1986) ASTM D 4546 – 85

[13] M. Audiguier, P. Delage : "*Etude microscopique et porosimétrique de sols fins naturels dans une perspective géotechnique*", Actes de la VII^{ème} Réunion Internationale de Micromorphologie des sols, Paris, juillet 1985, édité par N. Fedoroff, L.M. Bresson et M.A. Courty, (1987) 493-500

[14] O. Touret, C.H. Pons, D. Tessier, Y. Tardy : "*Etude de la répartition de l'eau dans des argiles saturées Mg2+ aux fortes teneurs en eau*", Clay Minerals 25, (1990) 217-233

[15] M. Al-Mukhtar, N. Belanteur, D. Tessier, S.K. Vanapalli : *"The fabric of a clay soil under controlled mechanical and hydraulic stress states"*, Applied Clay Sciences 11, (1996) 99-115

[16] J.C. Robinet, A. Rahbaoui, F. Plas., P. Lebon : "*A constitutive thermomechanical model for saturated clays*", Engineering Geology 41, (1996) 145-149

[17] Z. Geremew., M. Audiguier, R. Cojean : *"Analyse du comportement d'un sol argileux sous sollicitations hydriques cycliques"*, Bull. Eng. Geol. Env. 68, 3 (2009), 421-436

[18] Z. Geremew, M. Audiguier, R. Cojean : "*Comportement de sols argileux soumis à des sollicitations hydriques cycliques*", Proceedings of SEC 2008 – Symposium International Sécheresse et Constructions, Marne-la-Vallée, 1-3 septembre 2008, in Magnan, Cojean et Mestat (ed.), Editions du LCPC, Paris, (2008) 245-256

[19] A. Le Roux : "*Caractéristiques mécaniques des roches argileuses en relation avec leur texture*", Bull. liaison Labo. P. et Ch. 6, (1972) 155 - 178

[20] O.J. Pejon, A. Le Roux, D. Guignard : "*Comportement à l'eau des roches argilo-marneuses, suivi du gonflement, importance de la minéralogie et des textures*", Bull. AIEG Paris 55, (1997) 105–119

[21] J.F. Serratrice : "*Retrait-gonflement des sols argileux et des marnes*", Revue Française de Géotechnique 120-121, (2007) 107-120

[22] M. Audiguier, R. Cojean, Z. Geremew : "*Relations entre les microstructures de deux sols argileux de la région parisienne et leur sensibilité au retrait-gonflement*", Proceedings of SEC 2008 – Symposium International Sécheresse et Constructions, Marne-la-Vallée, 1-3 septembre 2008, in Magnan, Cojean et Mestat (ed.), Editions du LCPC Paris, (2008) 235-244

[23] M. Audiguier, R. Cojean, Z. Geremew : "*Roles of mineralogy and microstructure of clayey soils in shrinkage-swelling processes during drying-wetting cycles*", Proceedings of 11th IAEG Congress - Geologically Active, Auckland, New Zeeland, 5-10 September 2010 in Williams et al. (eds)© 2010 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-60034-7, (2010) 949-958

[24] M. Audiguier, R. Cojean, Z. Geremew : "*Microcracking of expansive soils during shrinkage processes. Role of mineralogy and microstructure*", Proceedings of EISOLS 2010 - Land Subsidence, Associated Hazards and the Role of Natural Resources Development, Queretaro, Mexico, 17–22 October 2010. IAHS Publ. 339, (2010) 224-231

APPORTS DE L'INTERFEROMETRIE RADAR PSI POUR CARACTERISER LE ROLE DE LA VEGETATION ARBOREE DANS LES PROCESSUS DE RETRAIT-GONFLEMENT DES SOLS ARGILEUX ET LES DOMMAGES AU BATI

HEYDAR FREDERIC KAVEH[1], BENOIT DEFFONTAINES[1]
JAVIER DURO[2], ALAIN ARNAUD[2]
[1]Laboratoire Géomatique Télédétection et Modélisation des Connaissances, Université Paris Est - Marne-la-Vallée, 77454 Marne-La-Vallée, France
[2]Altamira Information, Parc Technologique du Canal, 10, avenue de l'Europe, 31520 Ramonville Saint-Agne, France

RÉSUMÉ

L'interférométrie radar permet de mesurer les faibles déplacements de la surface topographique ainsi que les points fortement rétrodiffusants situés sur les bâtiments. Nous montrons comment la technique d'interférométrie radar des permanent scatterrers (PSI) permet de localiser, caractériser et quantifier les déformations du bâti liées au retrait gonflement d'argiles (RGA), mais aussi de déterminer l'influence de l'un des principaux facteurs aggravant de ce phénomène, à savoir la végétation arborée. Une application dans l'Est de l'Ile-de-France, site sensible au phénomène RGA est réalisée à l'aide d'un Système d'Information Géographique en intégrant des données thématiques utiles à la problématique de la sécheresse géotechnique, telles qu'un modèle numérique de terrain (BdAlti® de l'IGN) décrivant les formes du relief, les orthophotographies (Bd Ortho IGN) pour contraindre l'occupation du sol, la carte géologique du BRGM révélant la localisation des argiles gonflantes du lieu. Ce travail est comparé à l'approche cartographique du RGA effectuée par le BRGM, afin de révéler et préciser les facteurs tels que la nature du sol, le type de tissu urbain, la topographie et la présence de végétation arborée, facteurs explicatifs de la sinistralité dans l'Est de l'Ile-de-France. L'analyse spatiale de ces données thématiques à l'échelle de la parcelle permet de comparer les observations de terrain aux résultats issus de l'interférométrie PSI et de confirmer les relations existantes entre les dommages au bâti et la présence de la végétation située à trop forte proximité des bâtiments sinistrés.

MOTS-CLES : Sécheresse géotechnique, Retrait, Gonflement, Argile, Interférométrie, PSI, Est bassin de Paris, France

INTRODUCTION

Les argiles gonflantes sont responsables dans le monde de dommages annuels évalués en centaines de milliards de dollars, en particulier dans les pays fortement urbanisés où l'immobilier constitue une forte valeur ajoutée de l'économie : on peut citer par exemple la sécheresse subie en 1991 en Angleterre qui est considérée comme centennale, la sécheresse de 1976-77 aux Etats-Unis et la canicule de 2003 en France. Pourtant, bien

qu'elles soient à l'origine de nombreux sinistres avec des coûts cumulés du même ordre de grandeur que les autres catastrophes naturelles (séismes, inondations, tempêtes, etc.), ces phénomènes sont souvent méconnus de la population car ils sont progressifs et se réalisent insidieusement sans que les sinistrés puissent les comprendre. Pourtant les dommages pourraient être grandement réduits par l'amélioration des pratiques de construction sur ce type de sol et en aménageant de manière préventive les pourtours de l'habitat.

La compréhension du phénomène de retrait-gonflement des argiles et sa cartographie est donc un objet de recherche d'actualité : la délimitation des zones sensibles est la première étape d'une politique de prévention des risques, car elle devrait permettre d'appliquer des normes de construction plus sévères, d'imposer des aménagements adaptés dans les zones à risque de RGA et d'adapter des cotisations annuelles versées aux assureurs. Si le phénomène des mouvements des sols lié à la sécheresse est provoqué par un déficit de précipitation et des températures anormalement élevées, c'est en présence d'argiles aux propriétés gonflantes que le phénomène de retrait gonflement est le plus prononcé. Des contrastes climatiques sont en effet susceptibles d'induire des déplacements pluri-centimétriques de la surface du sol, ce qui affecte le bâti insuffisamment fondé, en particulier les bâtiments pavillonnaires en zone périurbaine.

Un premier travail d'inventaire des zones sensibles au RGA a été réalisé par le BRGM à l'échelle départementale, prenant appui sur les cartes géologiques au 1:50.000^{ème} et se basant sur la lithologie, des paramètres géotechniques connus et la sinistralité. Ces cartes d'aléa ont été ensuite transposées à l'échelle de la commune, afin d'établir des plans de prévention de risque. Cependant, compte tenu des incertitudes sur la lithologie des sols sub-affleurants et de la grande variabilité de leur composition minéralogique, la cartographie de l'aléa réalisée par le BRGM reste imprécise à une échelle locale. Les analyses géotechniques permettent de caractériser précisément le potentiel expansif des sols localement ([1]), mais ces essais en laboratoire étant coûteux et longs à réaliser il est difficile de multiplier les échantillonnages pour un terrain donné.

La télédétection, outil de mesure directe à distance, permet d'avoir une vue spatiale et synoptique du phénomène RGA et donc de suivre dans le temps les déplacements induits et de préciser localement l'origine des désordres qui en découlent. Ce travail vise à mieux comprendre le phénomène en mesurant par interférométrie radar les déplacements de la surface du sol et des bâtiments, ainsi que les mouvements induits par la présence de végétation en prenant pour application l'Est parisien où le phénomène RGA est récurant. Parmi les dépôts actuels les plus récents de la série géologique du bassin de Paris, ce sont les argiles de l'Eocène-Oligocène qui sont les plus sensibles au phénomène de retrait-gonflement.

La méthode d'interférométrie radar PSI (Persistant Scatterer Interferometry) y est appliquée avec des images ERS et ENVISAT. La technique de suivi des réflecteurs permanents (PSI), prenant appui sur les archives d'images radar, permet de décrire précisément dans le temps les déplacements absolus de points à forte rétrodiffusion radar, localisant ainsi, caractérisant et quantifiant les faibles déplacements de la surface du sol. Des déformations, liées au retrait-gonflement des argiles, observées sur des pavillons sinistrés, ont été mises en évidence et corrélées avec les périodes de sécheresse.

LA SECHERESSE GEOTECHNIQUE

LE PHENOMENE DE RETRAIT GONFLEMENT

Le retrait gonflement des sols argileux (RGA) est un phénomène lié à la variation de la teneur en eau des sols. On connaît les sols argileux, durs et cassants à l'état sec, plastiques et malléables à partir d'un certain degré d'humidité [3]. A ces variations d'humidité sont associées des déformations des sols : tassements ou gonflements, d'ordre centimétrique, responsables des dommages au bâti, principalement par le fait des tassements ou gonflements différentiels.

Les phénomènes de retrait-gonflement s'expriment préférentiellement dans les argiles appartenant au groupe des smectites (montmorillonite, beidellite, nontronite, saponite, hectorite, sauconite, etc.) et dans une moindre mesure dans le groupe des interstratifiés caractérisés par l'alternance plus ou moins régulière de feuillets de natures différentes, par exemple illite – montmorillonite [4].

Les essais de mécanique des sols réalisés en laboratoire sur des échantillons de sols argileux donnent des mesures précises du pouvoir gonflant du sol (potentiel de gonflement, pressions de gonflement). Toutefois les sols argileux présentent de fortes diversités de faciès liées à leurs conditions de dépôts et leurs évolutions diagénétiques et ces mesures ne peuvent prétendre couvrir toute une région, sans parler du coût et du temps nécessaires pour les réaliser. Il y a donc un besoin fort pour généraliser géographiquement ces résultats et un travail important à conduire pour représenter spatialement, à l'aide de la télédétection, la susceptibilité du sol au RGA.

LA PATHOLOGIE DES OUVRAGES

Les bâtiments fortement déformés présentent un grand nombre de fissurations visibles de l'extérieur. Ces fissurations sont, dans les cas les plus sévères, des fissures continues présentes parfois au pied du bâti, le plus souvent le long de la façade, en particulier dans les angles des portes et des fenêtres, là où la rigidité du bâtiment est moindre, jusqu'aux ancrages de la charpente. Ces fissures peuvent être ouvertes, avec des décalages de part et d'autres, telles que des fentes en échelon. L'étude de ces fissurations peut s'appuyer sur les méthodes de la micro-tectonique [5]. Les ravalements permettent de masquer ces dommages, mais les déformations réapparaissent si des solutions adaptées n'ont pas été appliquées, telles que la reprise en sous œuvre des fondations par micro-pieux. Il est également possible d'augmenter la rigidité d'un pavillon vulnérable, en diminuant l'ouverture des fenêtres et en condamnant certaines entrées. Les canalisations fuyantes, à l'origine de contrastes d'humidité dans les sols, doivent être réparées. L'injection de résine dans le sol permet également de réduire les propriétés de retrait-gonflement. Enfin, on peut agir sur l'environnement direct du bâtiment, avec l'installation d'un trottoir périphérique et avec un respect des distances de la végétation proche, facteur aggravant de la dessiccation des sols. Ces solutions de réparation ou d'aménagement ont un coût important, en moyenne 10k€ par dossier, sans compter la perte d'une partie de la valeur immobilière, ce qui peut être évité avec l'application de mesures préventives lors de la réalisation de l'ouvrage.

C'est certainement la mauvaise prise en compte de la nature du sol et l'absence d'une architecture suffisamment rigide adaptée aux mouvements de retrait-gonflement du sol

qui expliquent l'importance de la sinistralité en milieu urbain pavillonnaire. Les maisons individuelles les plus touchées sont souvent fondées sur semelles continues peu ou non armées et peu profondes (40cm à 80cm) et dépourvues de chaînage horizontal. Toutefois, il est probable que des fondations réalisées dans les règles de l'art n'auraient pas pu suffire, dans le cas de sécheresse exceptionnelle, à éviter la manifestation de ces désordres. Parmi les autres malfaçons de construction, on peut citer les bâtiments accolés sans joint inséré, la modification des écoulements ou le mauvais entretien des évacuations des eaux pluviales, la mauvaise protection de la tuyauterie contre le gel provoquant des fuites d'eau, l'imperméabilisation inégale des sols, ou encore les fuites et le mauvais entretien des piscines.

LA VEGETATION

La présence de la végétation à trop grande proximité des ouvrages reste le facteur aggravant majeur (près de 53% des cas dans notre site d'étude) du phénomène RGA puisqu'elle prélève de l'eau du sol et la restitue par évapotranspiration afin de maintenir sa croissance et de réaliser les échanges chimiques liés à la photosynthèse. La consommation d'eau de la végétation arborée est particulièrement importante : pour la plupart des essences, un arbre (ex : un chêne en pays tempéré) pompe dans le sol jusqu'à 200 litres d'eau en été [6] pour satisfaire ses besoins quotidiens, ce qui expose davantage le volume du sol, soumis à la succion des racines, à la déshydratation en période de sécheresse.

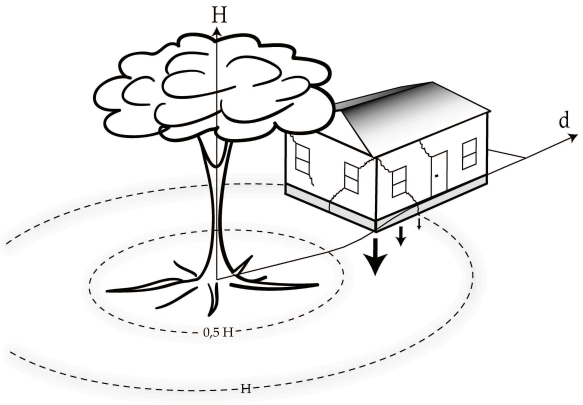


Figure 1 : Action de la végétation sur le sol et les dommages inhérents

De nombreux travaux en botanique ([7], [8], [9], [10], [11], [12]) montrent que la végétation arborée placée à proximité du bâti peut développer son système racinaire à son contact, voire sous les bâtiments, pour prélever de l'eau, ce qui induit des mouvements différentiels préjudiciables à la structure du bâti et donc des désordres. Les déformations cumulées au cours du temps conduisent à un tassement du sol avec la formation d'une cuvette concentrique où l'arbre occupe le centre de la dépression (Figure 1). En effet, même si les racines se développent essentiellement au printemps et à l'automne et que celles-ci réduisent drastiquement leur absorption d'eau durant l'été ou pendant une période de sécheresse ([10]), un sol déjà soumis à la succion exercée par les

racines d'un arbre voit sa teneur en eau rester faible grâce au bon drainage de l'eau. En cas d'une sécheresse, un sol déjà asséché par les prélèvements de la végétation arborée serait davantage sensible aux RGA.

Quelle est la distance d'influence de la végétation arborée? On estime que le volume occupé par la ramure et le feuillage est du même ordre de grandeur que le volume occupé par les racines en sous-sol. Notons toutefois que le vieillissement de l'arbre diminue sa capacité de prélèvement en eau et donc sa capacité à assécher le sol. De même, un arbre qui a été élagué ou étêté voit ses besoins en eau réduits. Cela montre la complexité de la modélisation de la surface d'influence de la végétation arborée par la seule hauteur de l'arbre.

Une étude détaillée dans le bassin londonien ([8]) a recensé 2600 sinistres où la végétation est à l'origine des désordres suite à la sécheresse de 1976. Cette étude précise pour chaque essence la hauteur des arbres et la distance d'action maximale à laquelle des désordres ont été observés (Tableau 1). La surface d'action exercée par l'arbre et ses racines est à priori concentrique si le sol et le sous-sol sont isotropes. Les tassements différentiels occasionnés sont sources de dommage sur le bâti selon sa proximité, exprimés proportionnellement par rapport à sa hauteur.

TABLEAU 1 : RAPPORTS (DMAX/HM) ENTRE LES DISTANCES ARBRES/PAVILLON SINISTRES ET LA HAUTEUR DES ARBRES, CALCULES A PARTIR DE L'ETUDE DE CUTLER ET RICHARDSON, 1989.

	Saule	Marronnier	Chêne	Aubépine	Erable	Cerisier prunier	Orme	Peuplier	Frêne	Sorbier cornier alisier	Cyprès	Tilleul	Pommier Poirier	Hêtre	Bouleau	Faux acacia	Platane
Hm : Hauteur maximale en zone urbaine (en m)	20.0	13.5	19.5	10.0	17.0	9.0	21.0	26.5	18.5	10.0	20.0	20.0	10.0	20.0	13.0	19.0	27.5
Dmax : Distance maximal du desordre (en m)	40.0	23.0	30.0	11.5	20.0	11.0	25.0	30.0	21.0	11.0	20.0	20.0	10.0	15.0	10.0	12.4	15.0
dmax/Hm	**2.0**	**1.7**	**1.5**	**1.2**	**1.2**	**1.2**	**1.2**	**1.1**	**1.1**	**1.1**	**1.0**	**1.0**	**1.0**	**0.8**	**0.8**	**0.7**	**0.5**
d50% : distance en dessous de laquelle 50% des désordres ont été constatés	7	7.5	9.5	5	6	3	8	11	6	5	2.5	6	4	6	4	7	5.5
d50%/Hm	0.4	0.6	0.5	0.5	0.4	0.3	0.4	0.4	0.3	0.5	0.1	0.3	0.4	0.3	0.3	0.4	0.2

Ce tableau, relatif à l'influence de la végétation, donne par ordre décroissant d'influence le rapport entre les distances maximales de désordre et la hauteur de l'arbre. Les valeurs Dmax/Hm en gras indiquent donc la distance de sécurité minimale en fonction de la hauteur selon les essences considérées.

Il ressort de cette étude que l'influence des arbres est très variable selon les différentes essences d'arbre considérées. Certaines variétés sont plus agressives, avec des premiers désordres recensés pour un rapport distance/hauteur supérieur à 1,5, telles que le chêne, le saule et le marronnier. De plus, nombre de ces espèces végétales arrivées à maturité (chêne, peuplier, saule, frêne, tilleul, orme et érable) ont une distance d'action d'au moins 20 mètres et sont responsables de 50% des sinistres lorsque le bâti est à une distance inférieure à une demi-fois la hauteur de l'arbre (Tableau 1). A maturité, les

distances d'action maximum observées pour les essences du chêne et du saule sont d'au moins 30 mètres. On peut considérer que les racines ont une action jusqu'à une fois la hauteur de l'arbre en moyenne et jusqu'à une fois et demie la hauteur pour les essences les plus agressives, ce qui justifie une distance de sécurité théorique de deux fois la hauteur des arbres à l'âge adulte. Nous nous sommes appuyés sur les résultats de cette étude pour établir une cartographie de l'influence de la végétation.

L'INTERFEROMETRIE RADAR PSI

Historiquement, la méthode PSI a été développée en milieu urbain ([13]). Dans un tel environnement, les études ([14], [15]) montrent que la stabilité du pixel, unité de référence suivie par la technique radar, est liée à des objets bien plus petits que le pixel lui même. Ces objets sont classés suivant leurs propriétés géométriques et physiques. Il s'agit souvent d'un coin d'immeuble ou de toit qui, grâce à son orientation par rapport à l'antenne du satellite, va dominer le signal retour du pixel et apparaître plus stable. Ces réflecteurs particuliers (dont la phase est stable) ont la particularité d'avoir une valeur d'amplitude forte qui varie peu dans le temps. Une méthode basée sur l'amplitude a donc été élaborée pour sélectionner ces PS.

Le but des PSI est donc d'exploiter une série de données radar SAR tout en s'affranchissant des limitations de l'interférométrie différentielle telles que les décorrélations temporelles, géométriques et les déphasages liés aux effets de l'atmosphère. Le principe de la méthode consiste à sélectionner des points particuliers, les PS dont la réponse radar est suffisamment forte et continue dans le temps. Ces points radar réflecteurs sont dits « stables » non pas parce que la surface du sol qu'ils représentent est immobile dans le temps, mais stables dans le sens ou ce sont des points suffisamment réflecteurs pour être identifiés sur les images radar successives et permettre le calcul du déphasage lié aux mouvements, au cours du temps, des objets portant ces réflecteurs. Pour cela on sélectionne une seule image maîtresse pour combiner le maximum d'images avec celle-ci, malgré des différences orbitales conséquentes (grandes lignes de base perpendiculaires). Plus la ligne de base (spatiale et temporelle) est grande, plus la décorrélation entre les deux images est importante. Un point clef de la méthode est donc de sélectionner correctement les réflecteurs dont la phase reste stable dans le temps, quelles que soient les configurations orbitales : l'utilisation de toutes les images disponibles sur la zone étudiée est possible du fait de l'absence de contraintes pour choisir la ligne de base perpendiculaire et temporelle des interférogrammes. Les réflecteurs sélectionnés sont appelés Permanent Scatterers (désormais Persistent Scatterers - réflecteurs persistants - pour contourner le problème de marque déposée).

Au final, on obtient, sur chaque PS, une estimation du déplacement linéaire, des erreurs du MNT et du déplacement non linéaire avec une précision théorique de ±1mm. La méthode PSI permet d'obtenir ainsi un réseau de points sur lequel on peut suivre l'évolution de l'altitude relative des déplacements des réflecteurs le long de la ligne de visée du satellite, l'échantillonnage temporel de ces mesures correspondant aux dates d'acquisition des images. Un des avantages majeurs de la méthode PSI est d'éliminer la composante atmosphérique ([16]). On s'affranchit également de la décorrélation temporelle et géométrique, puisque seules les portions de l'image SAR les plus cohérentes et les plus adaptées à l'application interférométrique sont calculées.

APPLICATION A L'EST PARISIEN

Les travaux effectués sur le site de Villiers-sur-Marne/Noisy-le-Grand ont fait l'objet d'une publication dans la Revue Française de Géotechnique ([17]) et d'une présentation à la conférence SEC en 2008 ([18]). L'analyse des interférogrammes y est effectuée afin de montrer le comportement des réflecteurs en zone argileuse sensible au RGA. Après avoir localisé le site d'étude et rappelé son contexte géologique et géomorphologique, des profils PS utilisant les données des capteurs ERS1&2 et Envisat en orbite ascendante et descendante sont détaillés et comparés aux données climatiques disponibles.

CONTEXTE DE LA ZONE D'ETUDE

La zone d'étude (Figure 2) sélectionnée s'étend sur les communes de Noisy-le-Grand et de Villiers-sur-Marne, et se situe sur la terminaison occidentale du plateau de Brie, où se présentent deux formations d'argiles gonflantes (les Argiles vertes de Romainville et les Marnes blanches de Pantin), entaillée par la Seine à l'Ouest et la Marne au Nord. C'est une zone soumise à une forte croissance urbaine de type pavillonnaire, avec des constructions insuffisamment fondées du fait de la faible contrainte réglementaire pour ce type d'ouvrage léger.

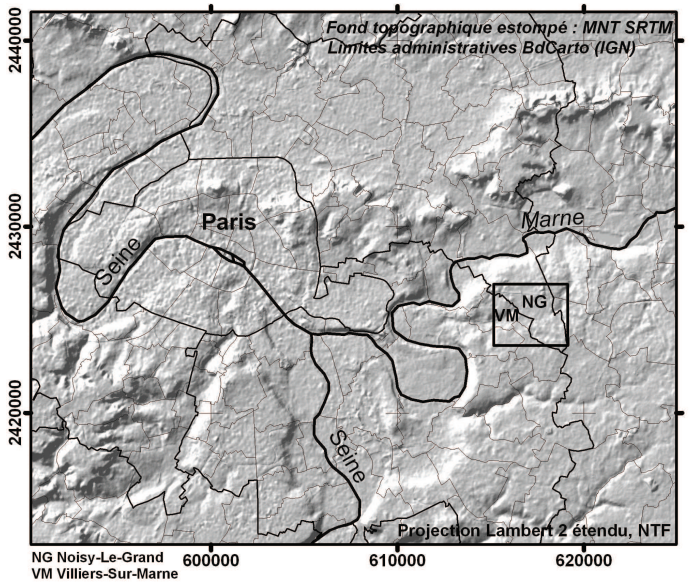


Figure 2 : Localisation de la zone d'étude dans l'Est Parisien : cadre noir, Villiers-sur-Marne (VM), Noisy-le-Grand (NG)

Quelle est la répartition spatiale des sinistres comparée au cadre géologique et géomorphologique ? Pour ce faire, les positions géographiques des sinistres géolocalisés par adresse de voirie ([19]) ont été superposées à un modèle numérique de terrain en estompage (Figure 3A) et superposées aux cartes géologiques du BRGM (Figure 3B).

L'estompage est un ombrage artificiel ajouté à la carte géologique pour souligner les variations topographiques et notamment les ruptures de pente.

La superposition des sinistres avec des documents thématiques (géologie et géomorphologie) montre une organisation spatiale de la sinistralité en fonction de la géologie et tout particulièrement en fonction de la configuration topographique. Cependant, la lecture de la répartition de la sinistralité n'est pas directe et les interprétations doivent être prudentes : d'une part, la sinistralité dépend de la présence ou non de l'habitat, et d'autre part, elle est fonction de la vulnérabilité du bâti, à savoir la qualité des constructions. L'absence de sinistralité n'est pas une preuve que le terrain ne puisse pas être affecté par le phénomène de RGA. De même une forte concentration de bâtiments endommagés peut être liée à la présence d'un lotissement où les habitats présentent les mêmes dommages dus à un schéma architectural identique et mal conçu. Par ailleurs, certain désordres ne sont pas déclarés par les propriétaires ou locataires.

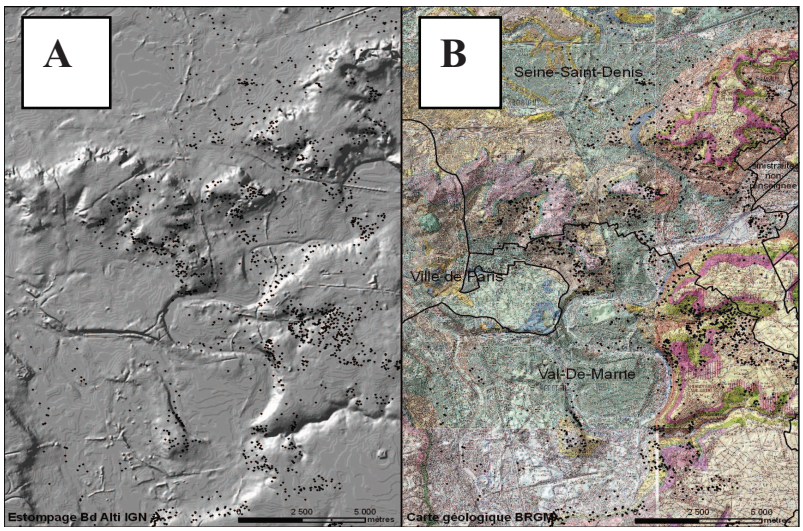


Figure 3 : A- Relief issu d'un estompage 315°N du MNT BdAlti® de l'IGN avec la sinistralité en points noirs entre 1989 et 2003 ; B- Extrait de cartes géologiques Brie-Comte-Robert (Soyer et Goguel, 1963), la carte de Paris (1966), la carte de Corbeil-Essonnes (1987) et la carte de Lagny (1922) sur l'Est Parisien avec en points noirs la sinistralité recensée

On peut constater que la majorité des sinistres dans le sud-est de la zone d'intérêt se localisent sur la formation géologique des Argiles vertes de Romainville. En observant la topographie, on constate que ces sinistres se positionnent préférentiellement sur cette formation géologique, que le terrain soit en pente ou non. En revanche dans le nord-ouest, à Nogent-sur-Marne, c'est la formation marneuse du Calcaire de Champigny et Marnes indifférenciées notée e7a et des Marnes Supragypseuses e7b qui concentrent la sinistralité. L'observation des sinistres sur le MNT estompé (Figure 3B) montre alors une concentration de la sinistralité directement en relation avec la topographie. En effet, les

pentes topographiques apparaissent comme un facteur important des désordres recensés liés au RGA.

De même, la relation entre une pente de terrain prononcée et la sinistralité à l'ouest de Bry-sur-Marne entre les formations e7b et g1a, est soulignée. Un mouvement de versant est l'hypothèse vraisemblable, il pourrait s'agir d'un fluage lent de terrains meubles (altérites ou colluvions) sur les pentes. La présence de sinistres au sommet des plateaux peut être liée, soit à la dissolution de gypse des formations des Marnes et caillasses du Lutétien entraînant des tassements et dommages en surface, soit à la présence d'argiles gonflantes situées à faible profondeur sous les Limons des Plateaux (LP).

Un fait surprenant est la présence de sinistres en zone de plaine alluviale sur les alluvions Fy et Fz, notamment au Perreux-sur-Marne. La topographie de ces zones est subhorizontale. Il faut peut-être invoquer les effets de rabattements de nappe en saison sèche (phénomène naturel) ou le rôle de prélèvements d'eau par pompage (phénomène anthropique).

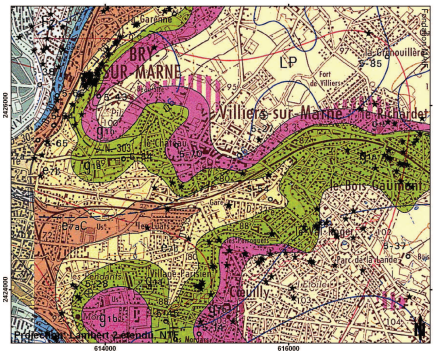
LES RESULTATS DE L'INTERFEROMETRIE A L'ECHELLE REGIONALE

Les résultats PSI permettent dans un premier temps de représenter à une échelle régionale les tendances des mouvements linéaires au cours du temps. Les vitesses linéaires sont calculées par régression linéaire des données PS calculées sur la totalité des images radar disponibles et sont exprimées en mm/an. Afin de mieux illustrer ces résultats, un extrait au 1/50 000 est proposé, sur la Figure 5, avec un fond d'image aérienne. Afin de reconnaître l'environnement direct des disparités précédemment observées, sont posées en vis-à-vis de ces agrandissements les mêmes images aériennes sans autre surcharge que la sinistralité (Figure 4 et Figure 6). Les cartes géologiques du BRGM détaillent la nature du sol connue de ces secteurs.

Le plateau de Villiers-sur-Marne et de Noisy-le-Grand montre une carte des vitesses moyennes disparate : si les valeurs des vitesses sont globalement faibles, voire nulles, on s'aperçoit qu'il y a davantage d'hétérogénéités localement au sommet du plateau recouvert par les Limons des Plateaux (LP) et sur le talweg où affleurent les Argiles vertes de Romainville (g1a). Ces mouvements sont donc analysés plus précisément ci-après, en prenant en compte la nature des coins réflecteurs et leurs comportements dans le temps.

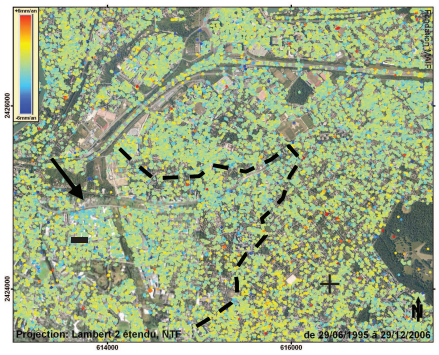
LES RESULTATS DE L'INTERFEROMETRIE A L'ECHELLE DE LA PARCELLE

Les profils PS autour de la zone d'étude sont analysés afin de rendre compte des phénomènes existants agissant à plus large échelle (échelle de la commune) avant de détailler les profils PS à l'échelle de la parcelle. Les mouvements du sol provoqués par le RGA correspondent à un phénomène non linéaire, ce qui ne peut être clairement expliqué par une carte de vitesse linéaire PSI. Il s'agit maintenant de préciser les mouvements de sol avec la technique PSI en montrant les profils de déplacement PS. Les données PSI utilisées sont issues du calcul d'une base de données d'images ERS1&2 et Envisat, en mode ascendant et descendant entre juin 1995 et juin 2006.



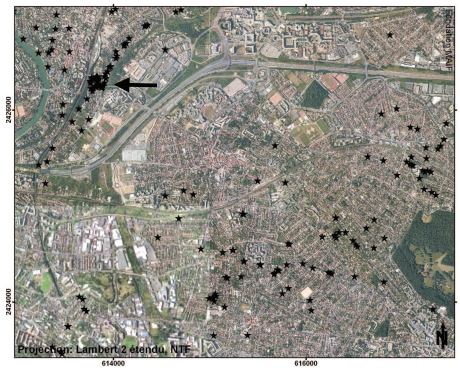
Cet extrait de la carte géologique du BRGM au 1/50.000 rappelle le contexte géomorphologique de la zone d'étude : les Limons des Plateaux (LP), affleurent au sommet du plateau. Un talweg en pente douce se développe avec la transition lithologique des Argiles à meulière g_{1b} (couleur rose) et les Argiles vertes de Romainville g_{1a} (couleur verte). Au pied du talweg, affleurent les formations e_{7a} et e_{7b}, les Marnes supragypseuses.

Figure 4 : Extrait de la carte géologique du BRGM à 1:50.000 ème et sinistralité



La carte de vitesse linéaire des PSI en mode ascendant montre une disparité des valeurs entre le sommet du plateau et le talweg en contrebas, notée par des symboles négatif et positif en surimposition. Cette différence est faible, de l'ordre de 1,5 mm/an (contraste entre la couleur jaune et verte), et reste difficilement cartographiable. Une explication possible est le lent fluage des terrains argilo-marneux. Seuls des déplacements nettement négatifs de l'ordre de 2 mm/an sont localisés au bas du talweg noté par une flèche.

Figure 5 : Vitesse moyenne linéaire des PS ascendant en mm/an (en bleu : -6mm/an, en rouge : +6mm/an), avec fond de carte Orthophotographie IGN



Cet extrait d'orthophotographie montre la répartition spatiale de la sinistralité recensée sur la zone. La comparaison avec la carte des vitesses linaires montre que le sommet du plateau est davantage affecté que le talweg en contrebas. Une seule exception : la flèche noire souligne un site avec une sur-sinistralité, certainement liée à la forte pente existante en bordure de plateau, site localisé sur la commune de Bry-sur-Marne (NO de la figure, voire carte géologique).

Figure 6 : Orthophotographie IGN et sinistralité (étoiles noires), sur la zone de Villiers-sur-Marne

L'orthophotographie de la Figure 7A permet de localiser différents réflecteurs permanents (points stables PS) obtenus sur la zone, ainsi que 8 PS particuliers numérotés de 1 à 8 dont l'évolution temporelle est donnée en Figure 8. Ces graphiques illustrent les déplacements de ces PS, en centimètres, le long de la ligne de visée du capteur radar entre 1995 et juillet 2006, avec en vis-à-vis des données climatologiques (température et pluie efficace).

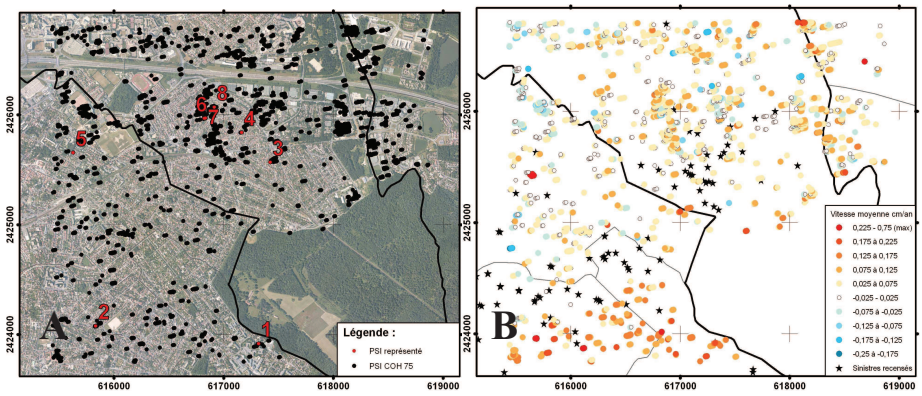


Figure 7 : Carte de localisation des PS et carte de vitesse linéaire des PS en mode ascendant entre 1995 et 2006. A- L'orthophotographie IGN précise la localisation des PS (seuil de cohérence à 0,75) détaillée ci-dessous. B- Carte des vitesses moyennes. Les valeurs de vitesses moyennes ne sont pas représentatives du phénomène de RGA car le phénomène est non linéaire. Seule ici une dérive altitudinale peut être révélée, dont l'origine est discutée ci-après

Les PS 1 et 2 (Figure 8) sont localisés sur la commune de Villiers-sur-Marne. Les courbes révèlent et confirment des variations cycliques, avec des fluctuations de l'ordre de 0,7cm d'amplitude le long de la ligne de visée du capteur. Les maxima topographiques sont observés en hiver, période humide et froide, ce qui suggère une reprise d'humidité des sols par gonflement et les minima topographiques sont observés en périodes estivales (chaudes et sèches). On constate aussi que la période entre 2001 et 2003 est délicate à interpréter du fait du manque d'images exploitables, lié à la perte des gyroscopes du satellite ERS2 (en février 2000). On constate que les trois autres courbes de la figure 8 illustrent la similarité des comportements sur différents points PS choisis (PS 1 à 8).

La Figure 7B révèle les vitesses moyennes en cm/an, avec en surimposition les sites reconnus sinistrés sous forme d'étoiles noires. L'examen attentif des profils des vitesses linéaires en Figure 7B montre généralement une répartition différente des couleurs, au sud PS rouge, au NW PS vert et au NE PS jaune. Ainsi, on observe une divergence des pentes de la courbe selon que les PS se placent en haut du plateau (PS 1 et 2, VL = +0,2cm/an), au niveau du talweg (PS 3, 4, 6, 7 et 8, VL = -0,125cm/an) ou en bas de la pente (PS 5, Figure 8).

Nous mesurons ici un déplacement continu dans le temps qui affecte une large partie du talweg qui pourrait être le signe d'un fluage lent et régulier des terrains argileux de la formation des Argiles vertes de Romainville. Le mouvement est bien mesuré dans l'axe du satellite. La pente positive du profil 5 pose néanmoins question et des études complémentaires seraient nécessaires.

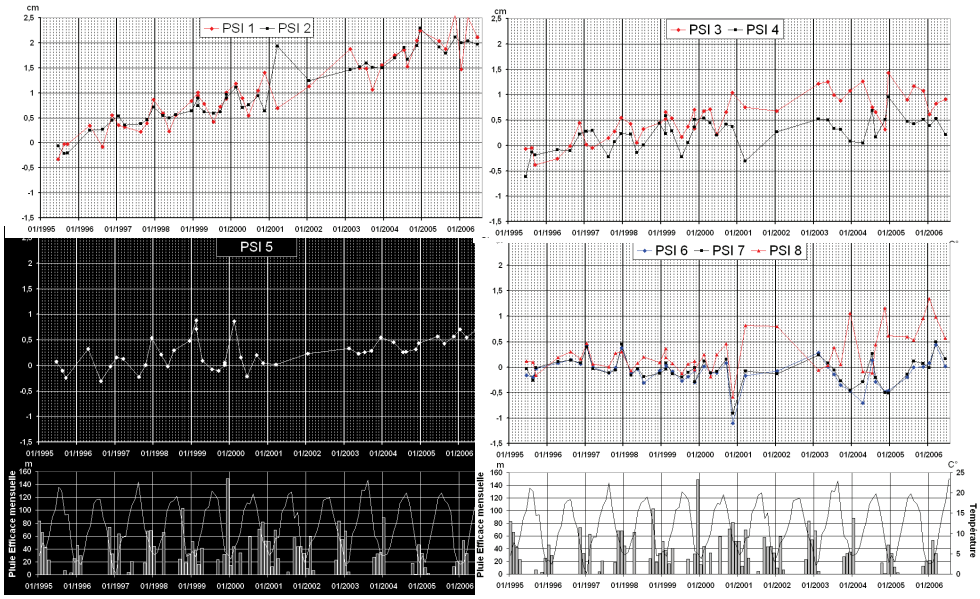


Figure 8 : Déplacements des PS numérotés de 1 à 8, localisés en Figure 7A avec le diagramme de données météorologiques (histogramme de pluviométrie en mm/mois et température en °C)

On peut remarquer la saisonnalité des déplacements (soulèvement topographique en hiver : période pluvieuse et froide contrastant avec la période estivale chaude et sèche correspondant à un abaissement centimétrique de la topographie). Localement, l'acquisition d'images radar trop espacées par rapport au phénomène RGA peut masquer cette cyclicité.

Nous nous sommes ensuite intéressés à l'influence de la végétation arborée sur les habitations et avons effectué le relevé des hauteurs d'arbre et le recensement des différentes espèces pour l'ensemble du quartier étudié. Les données PSI ont été représentées sur la Figure 9, avec les vitesses linéaires pour les PS en mode ascendant et descendant et les PS présentant des cyclicités saisonnières. Comme nous l'avons vu dans un paragraphe précédent, les différentes espèces d'arbres présentent des périmètres d'agressivité racinaire variés. Cette information cartographique est donnée directement sous la forme d'un espace tampon correspondant à l'aire d'action racinaire (Tableau 1). On constate que si certains bâtiments déformés (notés par une étoile noire) correspondent

effectivement à l'action de la végétation, d'autres bâtiments déformés sont situés hors du périmètre d'action théorique des racines.

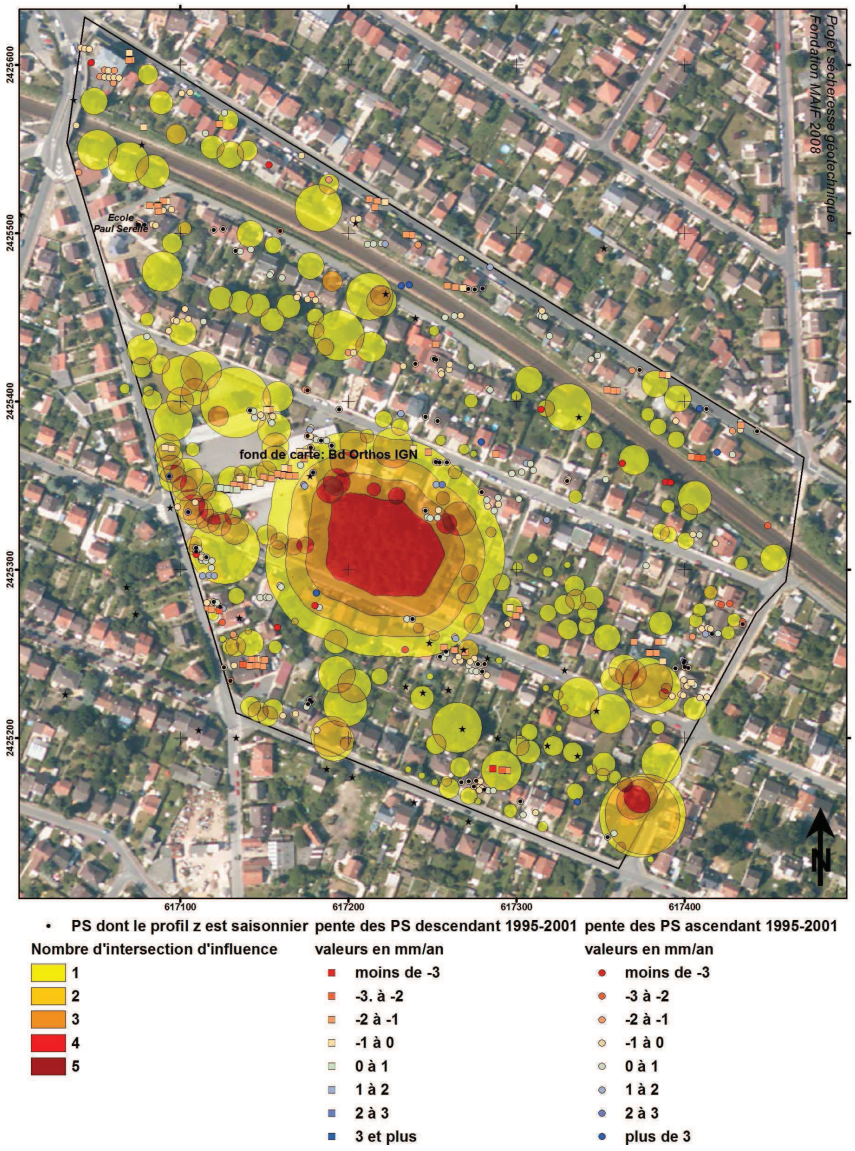


Figure 9 : Carte d'influence de la végétation comparée aux vitesses linéaires des déplacements obtenues par la technique PSI, avec la localisation des PS en points noirs ayant un comportement cyclique saisonnier

Les vitesses linéaires donnent des résultats divergents entre les deux modes d'acquisition : les PS en mode descendant représentés par des pastilles carrées montrent des vitesses linéaires négatives, alors que les PS calculés en mode ascendant et représentés par des pastilles rondes ont des vitesses linéaires disparates. Il y a donc un désaccord entre les résultats PSI selon le mode utilisé et cette différence tient au fait que la référence utilisée pour les deux calculs n'est pas identique. Pour les PS calculés en mode ascendant, en acquisition de nuit, la référence est située dans une zone stable dans la commune du Perreux-sur-Marne située en plaine alluviale. Enfin, notons que même si les vitesses linéaires ne permettent pas de résoudre totalement la problématique du RGA pour les pavillons, on remarque que l'établissement public Paul Serelle (école) montre des vitesses linéaires différentes. Ce bâtiment, déformé d'après les observations faites sur site, est concerné par de nombreux réflecteurs. Son comportement au cours du temps a permis de confirmer l'action de la végétation (forêts de chênes et un saule).

Les PS en mode ascendant ayant un profil cyclique ont été discriminés à l'aide d'une requête sous le SIG en fonction des « pics » les caractérisant en période humide (Figure 9). Leur répartition spatiale semble être diffuse et ne correspond pas nécessairement à la cartographie d'influence de la végétation. De même, ces PS dont le comportement est dit « saisonnier », ne semblent pas décrire les sites où localement les bâtiments ont été observés déformés. En conclusion, les variations saisonnières décrites par les PS soulignent un terrain soumis à des mouvements cycliques, mais cela est insuffisant pour séparer les bâtiments déformés des bâtiments sains.

La Figure 9 montre les intersections de « zones tampon » (Dmax/Hm, Tableau 1), afin de représenter l'agressivité racinaire. Cette carte souligne l'importance de la succion racinaire d'un petit bois de chêne qui conduit à un tassement de plusieurs décimètres.

CONCLUSIONS

La mesure par interférométrie radar des déformations liées au phénomène de retrait-gonflement des sols argileux pose deux problématiques à explorer et à résoudre : d'une part mesurer la faible déformation de la surface du sol et d'autre part suivre dans le temps le comportement du bâti. La technique interférométrique PSI permet de suivre dans le temps le comportement d'un sol argileux soumis à la sécheresse au cours du temps. C'est une technique capable de répondre aux besoins des scientifiques et des ingénieurs travaillant sur le RGA de par sa précision pluri-millimétrique, et de par sa fréquence d'échantillonnage mensuelle exploitant au mieux les archives radar existantes sur de longues périodes.

Cependant, un certain nombre de limitations ont été constatées lors de ce travail minutieux d'analyse spatiale : si des mouvements non linéaires de retrait-gonflement et leur impact sur le bâti ont été ainsi identifiés et analysés en prenant en compte les facteurs liés à l'environnement tels que la nature du sol, la proximité de la végétation, la pente du terrain, le type de bâtiments et les installations associées (trottoir périphérique, aménagement de protection contre la dessiccation superficielle), une limite majeure lors de l'analyse reste la précision de positionnement planimétrique (en XY) des réflecteurs PSI. Cette précision est de l'ordre d'un mètre malgré un géocodage à l'aide d'images aériennes. Cela n'est pas suffisant pour localiser et caractériser précisément le réflecteur d'un bâtiment. De plus, il faut disposer d'une bonne référence locale pour réaliser une

interprétation différentielle entre le mouvement du sol et le comportement des bâtiments. Toutefois les résultats obtenus ici ont mis en évidence des mouvements de terrain de type RGA en 1996 provoquant des désordres urbains entre 1996 et 1998.

La progression de l'interférométrie radar PSI, avec la prise en compte d'un modèle de déformation non linéaire, le lancement de nouveaux satellites SAR à haute résolution et à répétitivité accrue (COSMO-SkyMed, Terra SARX), le développement des outils d'analyse et de traitement SIG, permet d'envisager à terme une cartographie plus détaillée des déplacements de la surface du sol. Ainsi, le risque de sécheresse géotechnique sera mieux cartographié à l'échelle de la parcelle, une meilleure connaissance des risques permettant alors des indemnisations plus justes. La réalisation du travail de thèse, à l'origine de cet article, a montré l'énorme potentiel de la télédétection radar pour le suivi et la localisation des déplacements, mais sa qualité est grandement liée à la disponibilité des informations relatives aux bâtiments, informations qu'il n'est pas toujours facile d'acquérir sur le terrain. Il est donc indispensable de centraliser les données et de les rendre plus accessibles afin de mieux caractériser et quantifier le risque de sécheresse géotechnique.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] G. Bigot et M.I. Zerhouni : "*Retrait, gonflement et tassement des sols fins", Bull. des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n°229 (2000) 105-114

[2] J. Hansen, M. Sato, R. Ruedy, K. Lo, D.W. Lea, M. Medina-Elizade : "*Global temperature change*", Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America. 006; 103; (2006) 14288-14293; originally published online Sep 25, 2006; doi:10.1073/pnas.0606291103

[3] E. Plat, M. Donsimoni et M. Vincent : "*Actualisation de la carte d'aléa retrait-gonflement des sols argileux dans le département de Seine-Saint-Denis*", Rapport BRGM/RP-55527-FR, 17 ill., 2 ann., 3 cartes h.-t., (2007) 78p

[4] E. Plat, M. Donsimoni et M. Vincent : "*Actualisation de la carte d'aléa retrait-gonflement des sols argileux dans le département du Val-de-Marne*", Rapport BRGM/RP-55525- FR, 13 ill., 2 ann., 3 cartes h.-t., (2007) 46p

[5] S. Magalhaes : "*L'interférométrie radar (DInSAR et PSI) appliquée à l'étude du risque mouvement de terrain à Paris*", Thèse université Paris Est Marne-la-Vallée, (2010) 200p

[6] D. Tessier, F. Blaise, Y. Coquet, C. Courbet, J. Priem, Y. Lemaire, S. Trillaud : "*Analyse comparative de politiques de prévention du risque de sécheresse géotechnique, Modélisation et visualisation du phénomène*", Rapport INRA (2006) 273p

[7] A. Ferretti, C. Pratti, F. Rocca : "*Nonlinear Subsidence Rate Estimation Using Permanent Scatterers in Differential SAR Interferometry*", IEEE Transaction on Geoscience and Remote Sensing, ISSN: 0196-2892, Vol. 38, 5 (2000) 2202-2212

[8] D.F. Cutler and I.B.K. Richardson : "*Tree roots and building*", 2nd édition Longman Scientific and Technical, Harlow Essex, (1989) 71p

[9] P.G. Biddle : "*Patterns of soil drying and moisture deficit in the vicinity of trees on clay soils*". Géotechnique, Vol. XXXIII, (1983) 107-126

[10] C. Atger : "*Les systèmes racinaires des arbres*", Revue bibliographique. Séquoia, Châteauneuf-du-Rhône, (1994) 150p

[11] C. Drenou : "*Étude des relations entre systèmes racinaires et stabilité des arbres, suite à la tempête de décembre 1999*", Dossier de l'environnement de l'INRA 20, (2000) 153-159

[12] C. Drenou : "*Typologie et variation de l'enracinement des arbres adultes*", Forêt Entreprise, 153 (2003) 27-33

[13] A. Ferretti, C. Prati, F. Rocca : "*Permanent Scatterers in SAR Interferometry*", IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing, 39, 1 (2001) 8-20

[14] D. Perissin and F. Rocca : "*High-accuracy urban DEM using permanent scatterers*", IEEE Trans. Geosci Remote Sens. 44, 11 (2006) 3338-3347

[15] A. Ferretti, A. Monti Guarnieri, C. Prati, F. Rocca, D. Massonet : "*InSAR Principles : Guidelines for SAR Interferometry Processing and Interpretation*", ESA Publications, Noordwijk, The Nederlands, (2007) 48p

[16] J. Duro : "*Unlinear PSI calculation*", Phd Thesis, University Paris Est France, (2009) 163p

[17] H.F. Kaveh, B. Deffontaines, B. Fruneau : "*Apports d'un Système d'Information Géographique et de la télédétection pour l'étude des mouvements de terrain induits par l'aléa sécheresse : Applications à l'Est de l'Île-de-France*", Revue Française Géotechnique, n°120-121, (2007) 201-214

[18] H.F Kaveh, B. Fruneau, B. Deffontaines, J. Duro, A. Arnaud : "*Apports de l'interférométrie radar (DINSAR ET PSI) à l'étude du retrait gonflement d'argile dans l'est du bassin de Paris*", Symposium SEC 1-3 septembre 2008, Paris Marne-la-Vallée (2008)

[19] M. Donsimoni, L. Clozier, M. Motteau, M. Vincent : "*Cartographie de l'aléa retrait-gonflement des sols argileux dans le département du Val-de-Marne*", BRGM/RP-52224-FR (2003) 133p

SUBSIDENCE ET FRACTURATION DES TERRAINS DANS LES VILLES DU CENTRE DU MEXIQUE

DORA CELIA CARREÓN FREYRE
Centro de Geociencias, Universidad Nacional Autónoma de Mexico (UNAM),
Bd. Jurquilla 3001, Col. Juriquilla. Queretaro, Qro. 76230 Mexique

RESUME

Actuellement il existe au Mexique un problème généralisé de subsidence (tassements à grande échelle) affectant des formations géologiques. Les variations latérales d'épaisseur ou de caractéristiques géomécaniques de différentes séquences sédimentaires ou volcaniques sont responsables de tassements irréguliers qui provoquent la fracturation des terrains. La subsidence est liée à l'extraction des ressources naturelles du sous-sol (eau, gaz, minéraux, pétrole, etc.). Au Mexique la plupart des cas d'étude sont associés à l'extraction excessive d'eau souterraine dans des villes qui grandissent trop rapidement pour mettre en œuvre un programme de développement urbain approprié. Dans ce travail on présente quelques cas d'étude de subsidence et fracturation du sous-sol dans des villes localisées dans la partie centrale du Mexique. De même, on expose les techniques mises au point pour la caractérisation du phénomène ainsi qu'une proposition de classification des fractures prenant en compte les contextes géologiques à l'origine de leur formation.

MOTS-CLES : Déformation, Stratigraphie, Géomécanique, Rabattement des nappes d'eaux souterraines, Fractures, Mexico.

ABSTRACT

Nowadays there is in Mexico a widespread problem of vertical déformation (subsidence) of geological materials in the subsoil. Due to geomechanical differences, settlements in sedimentary and volcanic sequences are irregular and associated to ground fracturing. Land subsidence is normally related to the extraction of natural resources such as groundwater, gas, minerals, oil, between others. In Mexico, most of the study cases are associated with the over-exploitation of groundwater in cities that grow faster than the implementation of adequate urban development programs. In this work is presented a review of some study cases of subsidence and ground fracturing in cities located in the central part of Mexico. Also are presented the techniques used for the characterization of the phenomenon and a proposed classification of fractures that consider the geological conditions that influence their nucleation and propagation.

KEY-WORDS: Deformation, Near surface sequences, Geomechanics, Groundwater withdrawal, Ground fracturing, Mexico.

INTRODUCTION

De nombreuses villes localisées dans la région centrale du Mexique sont affectées par la subsidence (tassement généralisé) du terrain et la fracturation du sous-sol. Dans la

plupart des cas le tassement progressif de la surface est irrégulier et s'accompagne d'une fracturation du sous-sol, provoquant des désordres importants dans les infrastructures urbaines. Le sol et l'eau souterraine sont des ressources naturelles essentielles pour le développement urbain, surtout dans les villes présentant une forte densité de population.

Les premiers cas de subsidence et fracturation enregistrés se trouvent dans la ville de Mexico. Mais, à ce jour, le niveau du sol de plusieurs sites situés dans les plaines lacustres est descendu de plus de 12m par rapport au niveau d'origine. Les problèmes de subsidence ont été signalés pour la première fois en 1925 par le directeur des travaux de drainage de la Ville de Mexico ([1]). Depuis le milieu des années soixante, le problème de fracturation du sol a reçu une attention particulière de la part de la Société Mexicaine de Mécanique des Sols (actuellement nommée Société Mexicaine d'Ingénierie Géotechnique, SMIG). Lors d'une session du colloque sur « L'ingénierie souterraine et les fondations dans la zone urbaine de la vallée de Mexico » (1978), il a été suggéré que les premières fractures recensées au Nord de la ville, à Naucalpan, correspondaient à des failles de cisaillement dues à la consolidation différentielle des matériaux argileux du sous-sol. Les spécialistes de la fracturation des sols ont repris l'hypothèse proposée par Carrillo [2], Marsal et Mazari [1] et Zeevaert [3] disant que l'abaissement de la pression de pore dû à l'extraction d'eau souterraine était à l'origine du phénomène de tassement. Des modélisations de la fracturation des sols, prenant en compte les états de contraintes, ont débuté durant les années soixante et soixante-dix par les travaux de Juarez-Badillo [4] et Figueroa Vega [5]. En 1991 la SMMS a organisé un colloque sur les « Sols Fracturés » dans lequel les cas de fracturation du sous-sol étaient analysés suivant différents points de vue.

Depuis 1970 sont organisés des colloques internationaux sur la subsidence du sol sous les auspices de l'UNESCO ([6]). Dans le compte rendu des réunions a été rapportée l'évolution des problèmes de déformation du sous-sol des villes telles que : Texas, Houston, Arizona, Idaho et Nevada aux Etats-Unis ; Venise et Ravenne en Italie ; Beijing et Shanghai en Chine ; Naijing et Tokyo au Japon ; Delft et plusieurs autres villes des Pays-Bas. Le travail de Schumann et Poland ([7]), sur l'étude de la relation entre les fractures et le rabattement des eaux souterraines dans les matériaux sableux est à souligner. Kreitler [8] et Holzer & Blunzer [9] ont associé l'apparition des fractures aux discontinuités préexistantes qui agissent comme des barrières aux flux des eaux souterraines. Poland [10] a établi les bases de l'analyse de la relation quantitative existant entre la subsidence et les dépressions piézométriques en mesurant la compressibilité des sols au laboratoire. Les sept symposiums mentionnés ont eu lieu comme suit : Tokyo, Japon (1969), Anaheim, USA, (1976), Venise, Italie (1984), Houston, Etats-Unis (1991), La Haye, Pays-Bas (1995), Ravenne, Italie (2000), et Shanghai, Chine (2005). En 2010 la Ville de Querétaro au Mexique a été l'hôte du Huitième Symposium International sur la Subsidence des Sols (EISOLS, Eighth International Symposium on Land Subsidence) où ont été présentées des avancées importantes sur les techniques d'analyse et la surveillance de la subsidence sur toute la surface du globe.

Le thème central de l'EISOLS était « La Subsidence, les Risques associés et le Rôle de la Gestion des Ressources Naturelles » ([11]). Les problèmes de fracturation qui existent dans les grandes villes du centre du Mexique ont été rapportés pendant ce symposium,

entre autres : Toluca, Morelia, Puebla, Querétaro, San Luis Potosi, Léon, Celaya et Guadalajara, parmi d'autres (voir localisation sur la Figure 1).

La subsidence progressive se manifeste à la surface du sol de façon irrégulière, elle est accompagnée par la fracturation du sous-sol et cause des dommages aux infrastructures urbaines. A cause de la faible vitesse de propagation de la déformation, la plupart des dommages causés par les fractures sont difficiles à quantifier, coûteux, voire impossible à réparer. En outre, parce que la population et la demande des terrains et de l'eau continuent de croître, le problème s'aggrave.



Figure 1 : Localisation de la Ceinture Volcanique au centre du Mexique, en gris. Les villes présentées comme cas d'étude son marquées avec un cercle

Les travaux réalisés dans le Laboratorio de Mecánica Multiescalar de Geosistemas (LAMMG) du Centre des Geosciences de l'Université Nationale Autonome du Mexique (UNAM), ont mis en évidence que la fracturation du sous-sol est un phénomène multi-factoriel et multi-échelle qui doit être étudié de manière systématique pour construire des systèmes d'information utiles permettant d'étayer les prises de décision.

De manière à identifier les facteurs déclenchant la formation de fractures, les différents types d'information doivent être organisés dans une base de données structurée, afin de répondre efficacement à l'évaluation des dommages et de concevoir des mesures d'atténuation des effets appropriées.

Dans le cadre de ce travail on définit comme « fracture », séparant deux unités géologiques, une discontinuité apparue par suite d'une trop forte sollicitation mécanique et se manifestant généralement en surface. La caractérisation des mécanismes de fracturation nécessite une approche interdisciplinaire et dynamique pour chaque étude de cas.

On présente quelques cas d'étude de subsidence et fracturation du sous-sol dans la partie centrale du Mexique. De même, on présente la méthodologie et les techniques mises au point pour la caractérisation du phénomène et l'on propose une classification des fractures basée sur les conditions d'apparition et de propagation plutôt que sur les seules caractéristiques morphologiques.

GEOLOGIE DU CENTRE DU MEXIQUE

La partie centrale du Mexique est traversée par une structure géologique connue sous le nom de Ceinture Volcanique Mexicaine (CVM), d'âge Plio-Quaternaire, résultant de l'interaction des failles régionales de directions variables entre N-S et NE-SW. Les vallées délimitées par les appareils volcaniques ont été remplies par des sédiments fluviatiles et lacustres souvent intercalés avec des dépôts pyroclastiques et/ou des coulées de laves à tendance basique. Dans la Figure 1 on peut observer la position de la CVM dans le territoire mexicain et la localisation des 4 villes présentées comme cas d'étude : Mexico, Queretaro, San Luis Potosi et Guadalajara.

Une analyse bibliographique sur la fracturation des terrains permet de retenir les observations suivantes:

- La fracturation du sous-sol est un problème répandu qui, au Mexique, n'est associée à l'extraction des eaux souterraines que depuis 1947 seulement. Cependant aucune initiative de règlementation ou de contrôle des volumes d'extraction d'eau souterraine n'a encore été prise.
- La déformation du sous-sol peut être un phénomène de surface, mais dans certains cas elle est liée au mouvement des failles géologiques régionales.
- Il existe de nombreuses études de mécanique des sols en vue d'améliorer les fondations des bâtiments, cependant elles ne tiennent pas compte de la problématique à large échelle et à long terme.
- Comme mesure d'atténuation des effets dans la ville de Mexico, un mélange de bentonite, ciment et sable fin a été utilisé pour remplir les fractures, sans que ces fractures traitées par cette technique n'aient fait l'objet d'une surveillance.

METHODOLOGIE POUR LA CARACTERISATION DE LA VULNERABILITE A LA FRACTURATION DU SOUS-SOL EN ZONES URBAINES

La localisation des fractures et de la déformation, lors de la subsidence des terrains, est très dépendante des conditions géologiques, géomécaniques et hydrauliques du sous-sol. L'évaluation des mécanismes de génération et propagation des fractures doit être basée sur une approche multidisciplinaire qui comprend :

- Une surveillance géologique détaillée (géologie des formations superficielles) ;

- Une prospection géophysique à haute résolution (Radar de Pénétration Terrestre, RPT, et Sismique des Ondes de Surface, SOS) ;
- Des corrélations stratigraphiques des registres lithologiques des puits d'extraction d'eau (géologie du sous-sol) ;
- Une caractérisation géotechnique des sols et des sédiments (essais de résistance au cisaillement et de consolidation unidimensionnelle) ;
- L'analyse hydrogéologique, y compris des essais de pompage et la surveillance des niveaux piézométriques d'eaux souterraines ;
- Un système de surveillance de la déformation de la surface par télédétection (Interférométrie Radar, InSAR) (Figure 2).

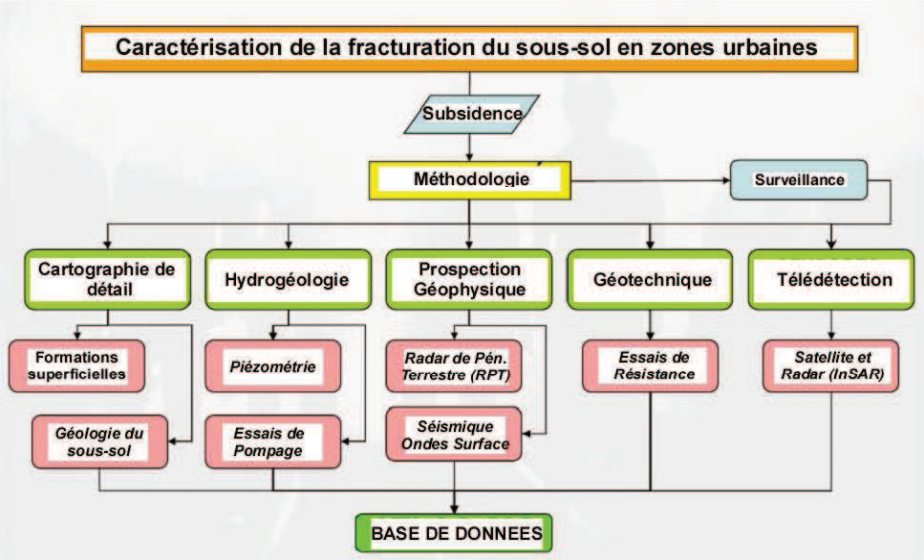


Figure 2 : Organigramme montrant la méthodologie mise au point pour l'étude de la fracturation du sous-sol

Toutes les informations obtenues sont référencées en utilisant un Système d'Information Géographique (SIG) qui est directement lié à une base de données (Système d'Information Digitale, SID) disponible via Internet pour le soutien des prises de décisions. La vulnérabilité physique des terrains à la subsidence et à la fracturation du sol peut être évaluée à partir des cartes thématiques qui permettent une meilleure planification des stratégies d'atténuation des effets et de développement urbain.

CAS D'ETUDE DE FRACTURATION DU TERRAIN

L'histoire géologique récente des vallées volcaniques et des bassins hydrologiques du Mexique central est liée à l'activité de la Ceinture Volcanique Mexicaine (CVM). Dans

le bassin de Mexico, comme dans d'autres cas, on observe des interactions entre les rejeux de failles régionales, l'activité volcanique et des processus fluvio-lacustres.

IZTAPALAPA, VILLE DE MEXICO

La stratigraphie régionale du bassin de Mexico a été étudiée en détail par de nombreux auteurs, plus particulièrement Zeeavert [3], Marsal et Mazari [1], Mooser ([12], [13]) et De Cserna et al. [14]. Suite au séisme de 1957, Marsal et Mazari [1] ont mené des études approfondies sur la stratigraphie de la ville de Mexico (jusqu'à 100 m de profondeur). Ils ont proposé en 1959 un zonage géotechnique qui est encore utilisé : zone du lac, zone de transition et zone des collines. La zone du lac est représentée par des séquences d'argiles, de limons et de sables. La zone de transition a été divisée en deux, la transition abrupte qui correspond au contact rocher-sédiment et la transition stratifiée formée de matériaux volcaniques et sédimentaires intercalés. La zone des collines comprend les sommets correspondant aux édifices volcaniques composés d'andésite, de basalte et de pyroclastites. A Iztapalapa les structures volcaniques appartiennent à la Sierra de Santa Catarina, le Cerro de la Estrella et le Peñon del Marques (Figure 3).

Dans le territoire d'Iztapalapa (DI) ont été identifiés quatre systèmes de fracturation :

- NE-SWet E-W, fractures bordant l'édifice volcanique du Peñon del Marques ;
- NE-SW et N-S, à San Lorenzo Tezonco au sud d'Iztapalapa.

La distribution de la subsidence est influencée par la présence des édifices volcaniques, l'analyse de la déformation des séquences devant intégrer le contexte géologique (structural et mécanique) des unités stratigraphiques qui les composent. D'après les conditions de déformation, cinq mécanismes de fracturation ont été identifiés :

- Glissements gravitationnels dans le site du Peñon del Marques ;
- Déformation des matériaux plastiques dans les zones du lac de San Sebastian et Santa Cruz Meyehualco ;
- Effondrement de texture de matériaux granulaires (dépôts volcaniques) au pied des collines ;
- Déformation différentielle dans des secteurs avec alternances de couches sédimentaires et volcaniques ;
- Déplacement de blocs reposant sur des matériaux granulaires à des profondeurs supérieures à 50m, à San Lorenzo Tezonco.

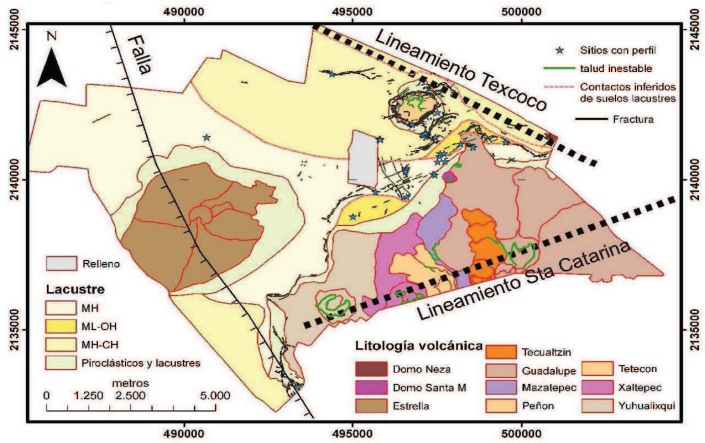


Figure 3 : la carte géologique d'Iztapalapa comprend des informations sur la géologie régionale, la géologie des formations superficielles, les fractures cartographiées (lignes noires) et des grands alignements structuraux (ligne pointillée épaisse) (modifié d'après Carreon-Freyre et al., [11])



Figure 4 : Photographies des fractures affectant la zone d'Iztapalapa dans la ville de Mexico

Les fractures se présentent sur le bord de la Sierra de Santa Catarina (Figure 3) en profondeur, et affleurent en milieu urbain (Figure 4). On montre que la fracturation du sous-sol ne peut pas être étudiée en considérant uniquement l'orientation et la taille des traces des fractures en surface.

Dans la Figure 5 est montrée une fiche de caractérisation systématique des matériaux peu profonds utilisant différentes techniques de prélèvement d'échantillons dans une tranchée, de mesure des propriétés physiques et mécaniques au laboratoire et d'analyse de la structure géologique du sous-sol à l'aide du RPT (Radar de Pénétration Terrestre).

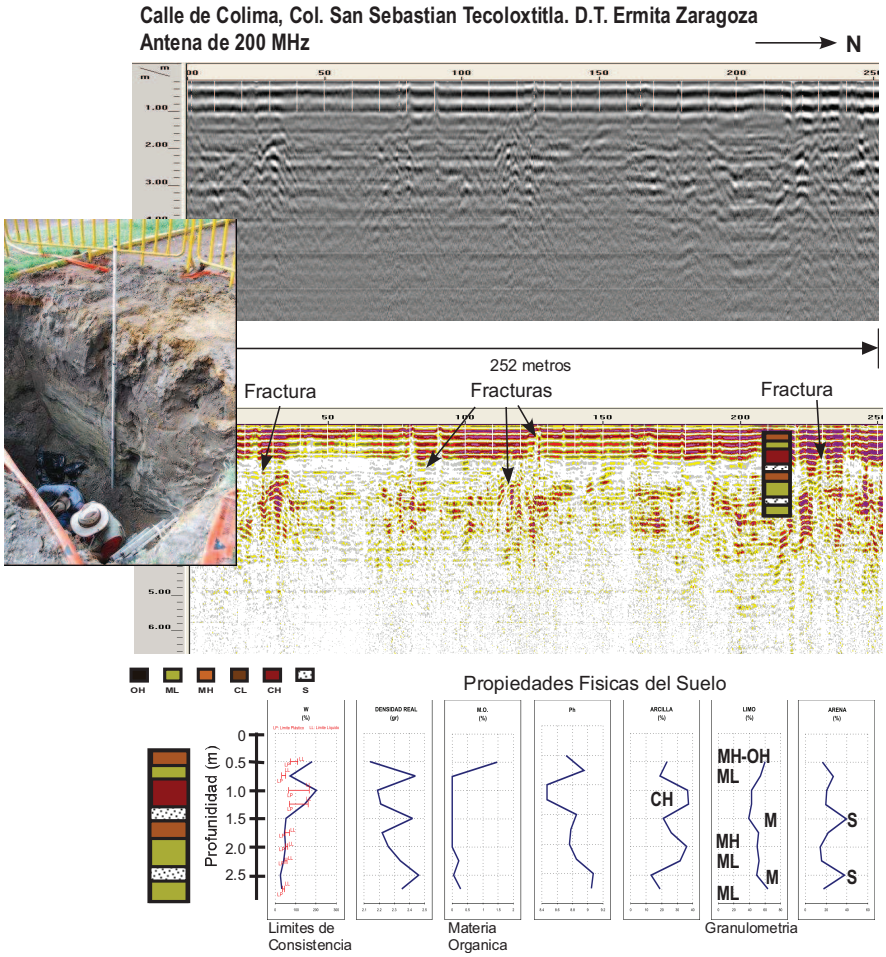


Figure 5 : Signature radar le long de la Calle de Colima, D. T. Ermita Zaragoza, Iztapalapa. Profil RPT relevé avec l'antenne 200MHz, avec interprétation et diagrammes schématiques du profil de sol sous le site d'étude, les propriétés physiques et la classification SUCS. Notez que les teneurs en eau naturelle (180-200%) des sols dans la partie supérieure du profil sont plus élevées que les limites de liquidité (108-169%)

QUERETARO, ETAT DE QUERETARO

La vallée de Querétaro, est un bassin sédimentaire délimité par des failles et des volcans situés au Nord de la CVM. La cartographie de la géologie superficielle et des fractures est montrée dans la Figure 6. La stratigraphie de la séquence tertiaire, basée sur l'interprétation des registres lithologiques de 70 puits d'extraction d'eau, est composée à la base de roches crétacées marines couvertes par une séquence d'unités continentales tertiaires ([15]). Cette séquence est constituée d'une alternance de roches volcaniques et sédimentaires : roches volcaniques (andésites et basaltes) de l'Oligocène (To AB) à la base, recouvertes par des séquences d'origine pyroclastique et sédimentaire (Tom Py Lac) elles-mêmes intercalées avec des roches volcaniques du Miocène Tardif (Tmt AB). Une dernière séquence de matériaux granulaires provenant des dépôts pyroclastiques et des dépôts argileux du lac constitue le sous-sol sur lequel les fondations de l'habitat urbain sont établies (Figure 7a).

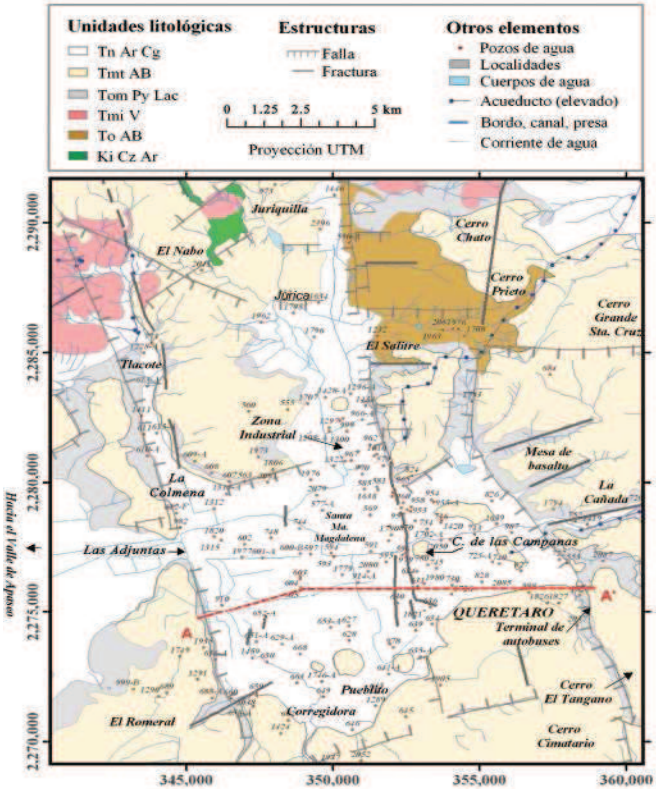


Figure 6 : Carte géologique de la vallée de Querétaro, montrant la répartition des fractures et des puits d'extraction d'eau situés dans la région. La zone urbaine de Querétaro est située dans la partie orientale de la vallée (repris de [15])

La base de données comporte des mesures piézométriques de 192 puits, dont 32 puits de surveillance, depuis 1970. Dans la vallée de Querétaro, la charge hydraulique a diminué d'environ 60m au cours des deux dernières décennies. Il est important de noter que dans les zones semi-désertiques du Centre-Nord du Mexique, les niveaux piézométriques varient de 120 à 170m de profondeur. L'analyse de l'évolution piézométrique montre que les variations sont déterminées par les discontinuités stratigraphiques et structurales du sous-sol. D'après les propriétés physiques des unités stratigraphiques, le modèle proposé pour l'aquifère de la vallée de Querétaro est un système multicouche avec phénomènes de drainance entre les différents niveaux ([16]). La distribution spatiale de l'évolution piézométrique montre des gradients hydrauliques critiques associés à la propagation des fractures de la profondeur vers la surface. La morphologie de la fracturation des séquences peu profondes a été évaluée à l'aide du RPT (Figure 7b, [17]).

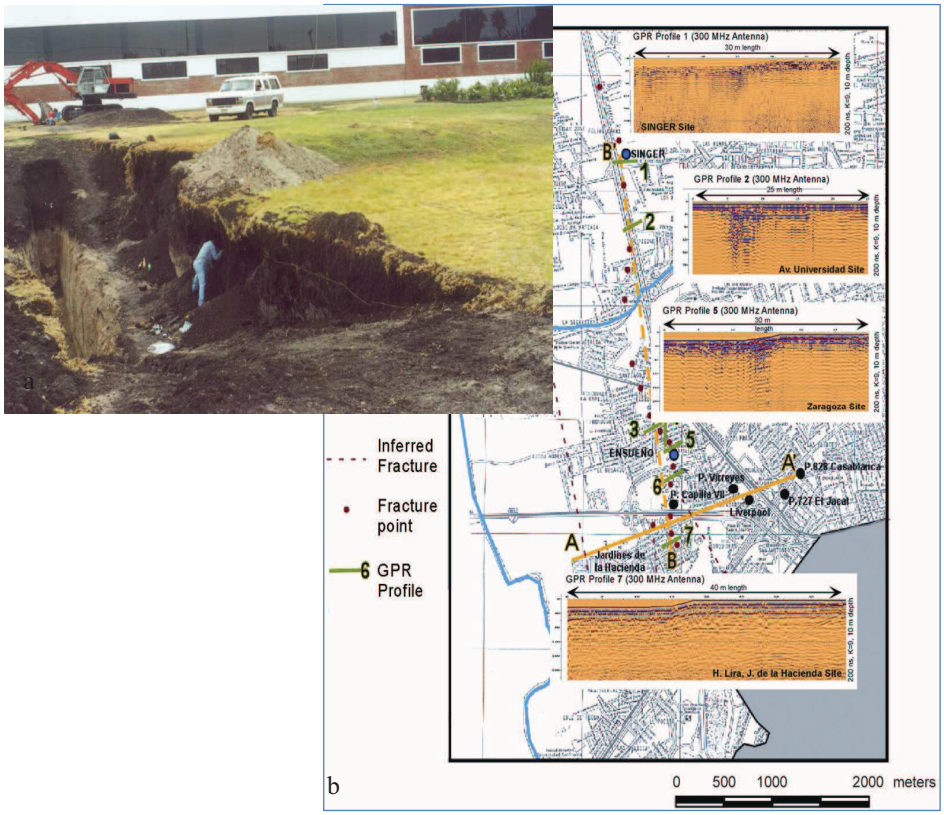


Figure 7 : Prospection de la morphologie des fractures : (a) à l'aide du Radar de Pénétration Terrestre (RPT) ; (b) dans la ville de Querétaro ([17])

SAN LUIS POTOSI, ÉTAT DE SAN LUIS POTOSI

Les premières études ont concerné la fracturation des terrains, dans la ville de San Luis Potosí (SLP), due au rabattement des eaux souterraines depuis vingt ans. Dans la Figure 8 on montre la cartographie des fractures et des formations superficielles et l'interprétation des registres lithologiques des puits d'eau. La corrélation stratigraphique montre des unités à grains fins concentrées dans deux zones situées au Nord et à l'Est de la zone urbaine. Les dépôts de sables alluviaux sont répartis dans la partie centrale de la ville et des conglomérats sont également présents. La carte de fracturation a été réalisée avec l'intégration de la carte des sols et des sédiments et l'utilisation de méthodes géophysiques (RPT et SOS). Les résultats obtenus suggèrent que la plupart des fractures sont localisées dans la partie Centre-Est de la ville de SLP, allant de quelques mètres à 7km de longueur ([18]). On remarque que les fractures associées au graben NS, présentent dans certains cas, des déplacements latéraux liés à la distribution des dépôts continentaux tertiaires. La plus longue fracture, nommée « Aeropuerto Fault » montre la même orientation N-S. Les corrélations entre niveaux piézométriques et variations stratigraphiques suggèrent que la fracturation dans les milieux granulaires est liée à de forts gradients hydrauliques. La génération des fractures dans la ville de SLP peut être liée aux grandes discontinuités régionales dans les roches sédimentaires du bassin, mais leur propagation vers la surface dépend des variations stratigraphiques et du comportement hydraulique des séquences de surface.

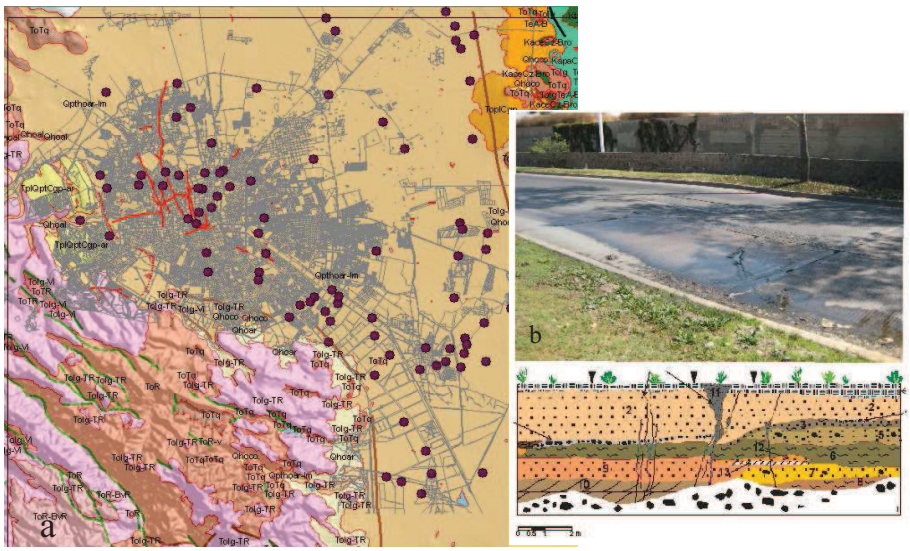


Figure 8 : (a) Carte de localisation des puits d'extraction d'eau souterraine (cercles violets) dans la ville de San Luis Potosi. Les fractures cartographiées sont marquées par des lignes rouges ; (b) Fracture « Aéropuerto Fault » dans la ville de San Luis Potosi et coupe géologique dans les dépôts fluviatiles ([19])

GUADALAJARA, ETAT DE JALISCO

Il existe plusieurs sites avec des problèmes de subsidence dans la ville de Guadalajara et ses alentours, les deux zones les plus endommagées se trouvant au Nord-Est. Ce sont Ameca et Nextipac (Figure 9a). Depuis vingt-cinq ans, la ville d'Ameca est affectée par une lente subsidence. Le cadre tectonique du centre-ouest du Mexique suggère un système de failles orientées NW, d'âge Plio-Quaternaire, associées à une extension NE. Les fractures qui traversent la ville et qui causent les fissures des maisons (Figure 9b) montrent une orientation W-NW. Des études géologiques montrent qu'existe une faille normale régionale de 4km de longueur en surface et présentant un rejet vertical de 7m environ. L'étude de résistivité électrique par tomographie a montré que les sédiments récents sont affectés par des fractures présentant la même tendance que la faille normale régionale ([19]). La photographie de la Figure 9c montre les fractures de tension qui traversent les champs cultivés de Nextipac sur plusieurs kilomètres de longueur, avec une ouverture variable (1 à 5m).

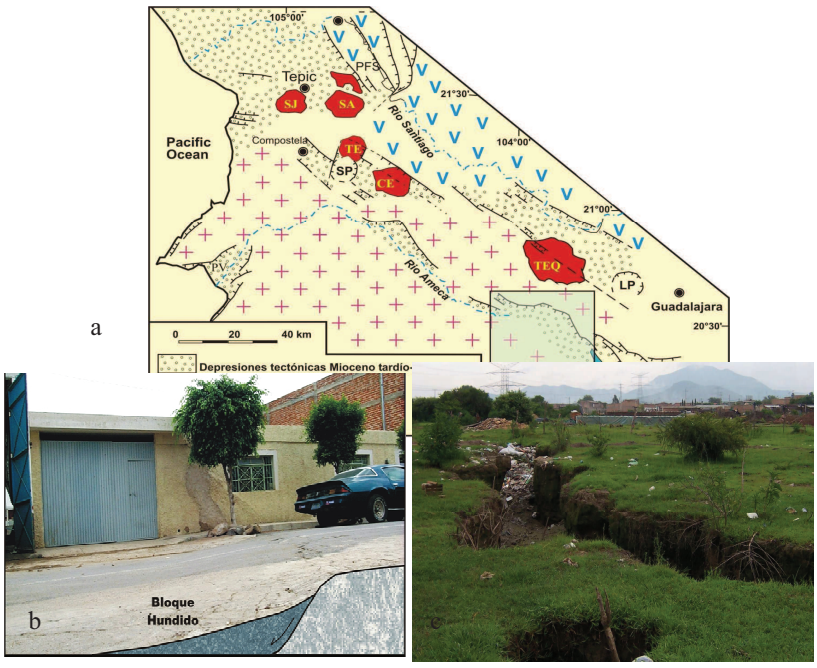


Figure 9 : (a) Fracturation du terrain associée aux mouvements tectoniques à Ameca (encadré), dans les alentours de la ville de Guadalajara, Jalisco, située au sud du volcan Tequila. TE, Faille Techalutla. Volcans : SJ, San Juan ; SA, Sanganguey ; TE, Tepetiltic ; CE, Ceboruco ; TEQ, Tequila. Chaudières : SP, San Pedro ; LP, Le Printemps (d'après [21] ; (b) Maisons endommagées dans la ville d'Ameca ([19]) ; (c) Fractures de tension dans les champs de Nextipax, Jalisco

CONCLUSIONS

CRITERES DE CLASSIFICATION DES FRACTURES

Sur la base des études géologiques réalisées dans les différents cas d'étude pris au Centre du Mexique ont a identifié les mécanismes de fracturation du sous-sol suivants :

- Mouvement gravitationnel de blocs avec processus de glissement ;
- Déformation plastique différentielle au niveau de contacts entre dépôts lacustres et dépôts volcaniques ;
- Effondrement de texture de matériaux granulaires non-cohésifs, dans les zones de pente et les zones de contact entre matériaux de forte hétérogénéité ;
- Déplacement de blocs de roches volcaniques placés sur une base instable de matériaux granulaires, formant aquifère, à des profondeurs supérieures à 50m.

Il est reconnu que les phénomènes de subsidence et de fracturation sont associés aux déformations différentielles des formations géologiques. D'après les cas d'étude présentés, dans des contextes de vallées volcaniques, on propose de prendre en compte la nature des processus géologiques à l'origine de l'apparition et de la propagation des fractures pour établir leur classification :

- Fractures de petite échelle, dans des matériaux qui peuvent s'effondrer, dont le comportement est lié aux variations de teneur en eau qui affectent des séquences de moins de 5m de profondeur (terre arable, matériaux de remblai, dépôts récents) ;
- Fractures causées par la déformation plastique et différentielle des séquences stratigraphiques peu profondes. La déformation peut atteindre des profondeurs variant entre 5 et 50m (alternances de dépôts lacustres, fluviatiles et pyroclastiques). Cette fracturation correspond à l'échelle des études géotechniques ;
- Fractures liées à l'instabilité mécanique que provoque l'extraction excessive des ressources du sous-sol (eau, matériaux, gaz, pétrole, etc.). L'extraction des eaux souterraines au Mexique affecte des séquences dont la profondeur varie entre 50 et 500m.
- Fractures d'ordre régional associées aux failles géologiques qui peuvent atteindre des centaines ou des milliers de mètres de profondeur.

L'étude présentée dans cet article souligne la complexité du phénomène de fracturation dans les bassins fluvio-lacustres des régions volcaniques où se trouvent la plupart des capitales du centre du Mexique. Il a été montré que le phénomène de fracturation est complexe et que les classifications le concernant doivent prendre en compte d'une part les processus géologiques et d'autre part les actions anthropiques aggravantes. C'est à la fois la fragilité géologique de notre environnement et les activités anthropiques qui sont à l'origine du déséquilibre mécanique des systèmes naturels.

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier Roger Cojean pour le soutien qu'il m'a apporté pendant mon séjour à l'École des Mines de Paris. De même je souhaite témoigner de ma forte reconnaissance à Marcel Arnould qui sera toujours un exemple professionnel à suivre pour le

développement de la Géologie de l'Ingénieur. Mes remerciements vont aussi à Mariano Cerca du Laboratorio de Mecanica Multiescalar de Geosistemas de l'UNAM, à mes collaborateurs et étudiants au Mexique, ainsi qu'à mes collègues du Groupe de Travail de l'UNESCO sur la Subsidence des Sols.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] R.J. Marsal, M. Mazari : "*El subsuelo de la Ciudad de México*", Instituto de Ingeniería. U.N.A.M,. I et II, (1959) 505p

[2] N. Carrillo : "*Influence of artesial wells in the sinking of Mexico City*", in Volumen Nabor Carrillo "*El hundimiento de la Ciudad de México y el Proyecto Texcoco*", Comisión Impulsora y Coordinadora de la Investigación Científica Anuario 47, (1947) 7-14

[3] L. Zeevaert, "*Estratigrafía y problemas de ingeniería en los depósitos de arcilla lacustre de la Ciudad de México*". Memoria del Congreso Científico Mexicano, 5 (1953) 58-70

[4] E. Juárez Badillo, G. Figueroa Vega : "*Stresses and displacements in an aquifer due to seepage forces (one dimensional case)*". Journal of Hydrology 73, (1984) 259-288

[5] G. Figueroa Vega : "*Mecanismos de producción de grietas inducidos por la explotación del agua subterránea*", Academia Mexicana de Ingeniería, Alternativas Tecnológicas 29, (1989) 371-378

[6] T.L. Holzer, I. Johnson : "*Land Subsidence caused by groundwater withdrawal in urban areas*". GeoJournal (Springer) 11, 3 (1985) 245-255

[7] H.H. Schumann, J.F. Poland : "*Land Subsidence, Earth Fissures and Groundwater withdrawal in South-Central Arizona, U.S.A*" First Symposium IASH-UNESCO Tokyo, (1969) 295-302

[8] C.W. Kreitler : "*Fault control of subsidence, Houston, Texas*", Ground Water 15, 3 (1977) 203-214

[9] T.L. Holzer, R. Blunzer : "*Land Subsidence Near Oil and Gas Fields, Houston Texas*", Ground Water 22, 4 (1984) 450-459

[10] J.F. Poland : "*Guidebook to Studies of Land Subsidence Due to Groundwater Withdrawal*", New York Unipublications UNESCO; Studies and Reports in Hydrology 40 USA, (1984) 304p

[11] D. Carreón Freyre, M. Cerca, R. Gutiérrez Calderón, M. Huerta Ladrón de Guevara : "*Monitoring of land subsidence and fracturing in Iztapalapa, Mexico City*", in Carreón Freyre, D., Cerca, M. and Galloway, D.L. (eds.), Land Subsidence, Associated Hazards and the Role of Natural resources Development (Proceedings of EISOLS 2010, Querétaro, México). IAHS Press Red Book Series Publication 339, (2010) 44-50

[12] F. Mooser, A.E. Nairn, J.F.W. Negendank : "*Palaeomagnetic investigations of the Tertiary and Quaternary igneous rocks*", VIII A, (1974)

[13] F. Mooser : "*Historia geológica de la cuenca de México, D. D. F.*", in Memoria de las Obras del Sistema de Drenaje Profundo Del Distrito Federal Tomo I, (1975) 7-38

[14] S. De Cserna, M. De la Fuente-Duch, M. Palacios-Nieto, L. Triay, L.M. Mitre-Salazar, R. Mota-Palomino : "*Estructura geológica, gravimetría, sismicidad y relaciones neotectónicas regionales de la cuenca de México*". Universidad Nacional Autonoma de México, Instituto de Geología 104, (1987) 71p

[15] D. Carreón-Freyre, M. Cerca, M. Hernández Marín : "*Propagation of fracturing related to land subsidence in the Valley of Queretaro, Mexico*", Proceedings of the 7th International Symposium on Land Subsidence SISOLS 2005, Shanghai, P.R.China, ISBN 7-5323-8209-5 Vol. I, (2005) 155-164

[16] D. Carreón-Freyre, M. Cerca, L. Luna-González, F.J. Gámez-González : "*Influencia de la estratigrafía y estructura geológica en el flujo de agua subterránea del Valle deQuerétaro*", Revista Mexicana de Ciencias Geológicas 22, 1 (2005) 1-18

[17] D. Carreón-Freyre, M. Cerca : "*Delineating the near-surface geometry of the fracture system affecting the valley of Queretaro, Mexico: Correlation of GPR signatures and physical properties of sediments*", Near Surface Geophysics, EAGE (European Assoc. of Geoscientists and Engineers). 4, 1 (2006) 49-55

[18] D. Barajas-Nigoche, D. Carreón-Freyre, J.L. Mata-Segura, A. Rivera-León, F. Cafaggi-Félix : "*Geological and geophysical characterization of fracturing in granular deposits associated with land subsidence in San Luis Potosí City, Mexico*", in Carreón Freyre, D., Cerca, M. and Galloway, D.L. (eds.), Land Subsidence, Associated Hazards and the Role of Natural ressources Development (Proceedings of EISOLS 2010, Querétaro, México), IAHS Press Red Book Series Publication 339, (2010) 201-206

[19] A. Malagón, J. Rosas-Elguera, M.A. Alatorre G. Pérez, R. Maciel : "*Geological study and electrical resistivity tomography of Ameca, Jalisco, Mexico*", in Carreón Freyre, D., Cerca, M. and Galloway, D.L. (eds.), Land Subsidence, Associated Hazards and the Role of Natural ressources Development (Proceedings of EISOLS 2010, Querétaro, México), IAHS Press Red Book Series Publication 339, (2010) 198-200

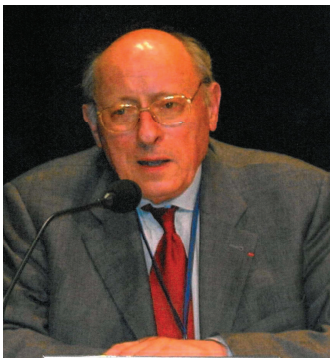
[20] J. Rosas-Elguera, L. Ferrari, M. López-Martinez, J. Urrutia-Fucugauchi : "*Stratigraphy and tectonics of the Guadalajara region and the triple junction area, western Mexico*", Int. Geological Review 39, (1997) 125–140

Hommages

Tributes

HOMMAGE A LA MEMOIRE DE MARCEL ARNOULD, PRESIDENT HONORAIRE DE L'AIGI

CARLOS DELGADO ALONSO-MARTIRENA
Président IAEG
Université Polytechnique de Madrid, C/ Alfonso XII, 3 y 5, Madrid, Espagne
ROGER COJEAN
Mines ParisTech, Centre de Géosciences,
35 rue Saint-Honoré, 77305 Fontainebleau, France



Le Professeur Arnould a apporté une contribution essentielle à la géologie de l'ingénieur et au développement de celle-ci comme discipline académique. Il a joué un rôle fondamental dans la création de l'AIGI et fut élu président pour la période 1972-1978. Son importante contribution fut reconnue en lui conférant le titre de Président Honoraire, seul titre aujourd'hui attribué par l'Association.

En tant que personne, Marcel Arnould soutenait toujours ses collègues à chaque fois que nécessaire et sa volonté pour promouvoir des colloques, des symposiums et des congrès internationaux de géologie de l'ingénieur est connue de tous. Je me souviens très bien de cette très plaisante surprise qu'il me fit quand il se présenta à la cérémonie de mon investiture comme Directeur de l'Université Polytechnique de Madrid.

Je voudrais aussi souligner son sens profond des responsabilités et son intérêt pour les choses bien faîtes, positions qu'il savait toujours tenir malgré parfois des critiques ou des oppositions. Sa personne et son parcours resteront toujours un exemple pour tous ceux qui s'engagent dans la géologie de l'ingénieur.

Carlos Delgado,

Président de l'AIGI, Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur et de l'environnement.

HOMMAGE PRONONCE A LA MEMOIRE DE MARCEL ARNOULD

Hommage prononcé par Roger Cojean à l'ouverture de la Journée technique du 27 janvier 2011, organisée par le CFGI (Comité Français de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement), avec le CFMS (Comité Français de Mécanique des Sols et de Géotechnique) et le CFMR (Comité Français de Mécanique des Roches).

Chers amis,

Marcel Arnould nous a quittés le jeudi 13 janvier 2011. Il aurait eu exactement 84 ans le jour de ses obsèques le 19 janvier dernier. A cette occasion nous lui avons rendu un premier hommage et avons exprimé auprès de sa famille toute la reconnaissance que beaucoup d'entre nous lui portent, notre haute estime, notre amitié, notre affection.

Aujourd'hui, devant vous et devant son épouse qui a bien voulu honorer notre réunion de sa présence, je me fais à nouveau, modestement, l'interprète des anciens élèves du Professeur Marcel Arnould, de ses collaborateurs de l'Ecole des Mines de Paris et du Centre de Géologie de l'Ingénieur, l'interprète de ses collègues et amis du CFGI : le Comité Français de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement et aussi l'interprète de l'AIGI : l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement que Marcel Arnould a bâtie avec quelques précurseurs et animée jusqu'à ses derniers jours. Merci à nos collègues et amis du CFMS (Comité Français de Mécanique des Sols et de Géotechnique) et du CFMR (Comité Français de Mécanique des Roches), de s'associer au CFGI pour cet hommage. Ils comptent d'ailleurs parmi leurs membres beaucoup d'anciens élèves ou collègues et amis de Marcel Arnould.

DES TEMOIGNAGES VENUS DU MONDE ENTIER

Nous avons reçu, de même que sa famille, de très nombreux témoignages de reconnaissance, de haute estime, d'amitié, de tous les horizons de la planète. Carlos Delgado, Président de l'AIGI, qui était avec nous aux obsèques, m'a demandé de l'associer à ce nouvel hommage aujourd'hui.

Marcel Arnould, co-fondateur de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur, a constamment porté et soutenu le développement de cette discipline scientifique et technique de par le monde. Tous les messages reçus ces derniers jours évoquent cette action soutenue dans le temps, avec détermination, et que nous nous devons de poursuivre, en sa mémoire et par nos propres convictions, transmettant aux plus jeunes des valeurs essentielles. Ces messages, venus des quatre coins du monde, ont souligné aussi ses qualités personnelles, sa bonté, son énergie, son enthousiasme communicatif.

Ainsi plusieurs de nos amis de Chine rappellent combien l'action du Professeur Arnould a été déterminante pour des générations de jeunes chercheurs, géologues, ingénieurs chinois qui ont appris beaucoup des enseignements de Marcel Arnould, encouragés par lui à s'ouvrir vers cette discipline et à échanger avec le reste du monde. Il en a résulté

une coopération franco-chinoise très active aujourd'hui dans notre discipline. Il en va de même avec bien d'autres pays.

Marcel Arnould a guidé ou accompagné les parcours professionnels de beaucoup d'entre nous, nous encourageant à dépenser de l'énergie pour une cause professionnelle du plus haut intérêt. La géologie de l'ingénieur - l'engineering geology est fortement ancrée dans les sciences de la Terre, et s'appuie aussi sur les sciences mécaniques et les sciences hydrologiques. Il nous a appris que l'expertise correspondante se construit beaucoup par une longue et raisonnée pratique des terrains géologiques et par les retours d'expérience sur événements, en particulier relatifs aux ouvrages du génie civil. Marcel Arnould nous a aussi enseigné le « Design with Nature » de Ian Mc Harg, non pas « Composer avec la Nature », mais « Concevoir en harmonie avec la Nature ». Personnellement, j'ai entendu ce message dès mes premiers échanges avec lui et ces convictions ne m'ont plus quitté depuis.

Comment résumer la vie professionnelle de Marcel Arnould, une vie si bien remplie ? Je veux d'abord rappeler quelques événements relatifs à sa carrière, ils sont nombreux. Puis j'évoquerai quelques moments, sur un mode plus libre, illustrant certains traits de caractère de Marcel Arnould.

UNE VIE PROFESSIONNELLE EXCEPTIONNELLE

Marcel Arnould, géologue, est Diplômé de la section d'Etudes Géologiques et Minières de l'Ecole des Mines de Paris en 1949. Il a été Géologue de la France d'Outre-Mer de 1949 à 1960. Il est docteur es-sciences en 1961, après un travail de cartographie géologique en Côte-d'Ivoire et Haute-Volta (actuellement Burkina Faso). Son mémoire de thèse d'état « Etude des massifs de migmatites et de granites précambriens du Nord-Est de la Côte-d'Ivoire et de la Haute-Volta méridionale » a été publié dans les Mémoires du BRGM.

Marcel Arnould a été Chargé de Cours, puis rapidement Professeur de Géologie Appliquée à l'Ecole des Mines de Paris, de 1965 à 1996, puis professeur honoraire. Il a été directeur de la Section d'Etudes Géologiques et Minières de l'Ecole des Mines de Paris de 1971 à 1990.

Marcel Arnould a été Professeur de Géologie Appliquée aux Travaux Publics, à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées de 1961 à 1978, puis professeur honoraire. Il a ainsi, au sein de l'Ecole des Ponts, formé de nombreuses promotions d'élèves, d'ailleurs plus nombreux qu'à l'Ecole des Mines, leur faisant découvrir la géologie et l'engineering geology.

Marcel Arnould a été membre du Conseil scientifique du LCPC : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, de 1962 à 1993. On lui doit d'avoir créé le réseau des géologues des laboratoires des Ponts et Chaussées, apportant ainsi de précieuses compétences géologiques dans tous les laboratoires régionaux.

Marcel Arnould a fondé le Centre de Géologie de l'Ingénieur de l'Ecole des Mines de Paris et l'a dirigé de 1970 à 1994, puis est devenu Conseiller scientifique du Centre. Ce Centre de Géologie de l'Ingénieur est devenu centre commun à l'Ecole des Mines de

Paris et à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées en 1979, puis aussi centre commun avec l'Université Marne-la-Vallée en 2000. Il a été intégré en 2006 dans une plus vaste structure : le Centre de Géosciences de Mines ParisTech.

Marcel Arnould a été fondateur du Centre d'Etudes Supérieures pour l'Exploitation des Carrières et Mines à Ciel Ouvert (le CESECO) dans le cadre du CESMAT : Centre d'Etudes Supérieures des Matières Premières du Ministère de l'Industrie, et son directeur de 1985 à 1996, puis conseiller scientifique.

Marcel Arnould a fondé en 1964 à New Dehli, avec quelques précurseurs, l'AIGI : Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur dont il a été le Secrétaire général de 1964 à 1972, puis le Président de 1972 à 1978. Il est devenu Président d'honneur en 1978 en reconnaissance de sa contribution à la géologie de l'ingénieur – l'engineering geology et au développement de cette discipline sur le plan académique. L'AIGI est devenue en 1997 l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement. Affiliée à l'Union Internationale des Sciences Géologiques, elle regroupe aujourd'hui plus de 5000 membres actifs répartis dans une cinquantaine de groupes nationaux.

Marcel Arnould a été fondateur du Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur et premier rédacteur-en-chef de 1970 à 1972, puis membre du Comité de rédaction, la revue étant actuellement éditée chez Springer.

Il a été fondateur du Groupe français de l'AIGI : le CFGI (Comité Français de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement), vice-président de 1968 à 1972 (Jean Goguel en était le Président), puis Président de 1972 à 1975, Président d'honneur depuis 1979. Il a été Président des Comités scientifiques du Symposium international Géoconfine : « Géologie et confinement des déchets toxiques » et du Symposium international Geoline : « Géologie et Infrastructures linéaires », organisés par le CFGI, respectivement en 1993 et 2005. Il a été le Président du Jury du Prix Jean Goguel, de 1997 à 2007, prix décerné par le CFGI.

Marcel Arnould était Professeur conseiller du Laboratoire de Géomécanique de l'Institut de Géologie de l'Académie des sciences à Pékin. Il a été Conseiller de la Société Géologique de France de 1977 à 1979. A partir de 1992, il a été rédacteur-en-chef de la revue « Engineering geology » chez Elsevier.

Marcel Arnould avait reçu en 1980 la médaille Hans Cloos de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur, en 1984 la médaille Leopold Von Buch de la Société Géologique d'Allemagne, en 1989 la médaille Jules Gosselet de la Société Géologique de France. Il était depuis 1982 Dr Honoris Causa de l'Université Technique de Prague et depuis 1993 Dr Honoris Causa de l'Institut des Mines de Saint-Pétersbourg.

Marcel Arnould était Chevalier de la légion d'honneur depuis 1994.

Marcel Arnould a dirigé, puis co-dirigé, environ 130 thèses : thèses de 3ème cycle et de docteur – ingénieur, puis thèses de doctorat pour l'Université Paris VI, l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris et l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Marcel Arnould a publié, à notre connaissance, environ 160 articles, s'intéressant rapidement aux applications de la géologie dans les domaines du génie civil, de la mine,

des matériaux, de la cartographie géotechnique, des risques naturels, du stockage des déchets.

QUELQUES SOUVENIRS GRAVES DANS NOS MEMOIRES

Permettez-moi maintenant d'évoquer quelques moments que j'ai pu partager avec Marcel Arnould, comme d'autres collègues aussi.

Un premier souvenir, environ 40 ans en arrière, lorsqu'élèves ingénieurs à l'Ecole des Ponts nous faisions avec toute la promo cette traversée des Alpes, guidée par le Professeur Marcel Arnould et quelques uns de ses fidèles enseignants : Excursion géologique dans les Alpes de Savoie et du Dauphiné. Aujourd'hui, je dirais que c'était une joyeuse fête géologique. Nous partions des Préalpes, la cluse de l'Isère en aval de Grenoble, nous remontions les vallées du Drac et de la Romanche, avec divers arrêts géologiques, visite du barrage du Chambon, panorama géologique de La Grave, parcours sur le glissement de Villar-d'Arène. Nous arrivions au col du Lautaret puis le Galibier. Nous poursuivions ensuite vers Valloire et remontions la vallée de la Maurienne, avec arrêt au barrage du Mont Cenis, à l'éboulement de La Madeleine, pour arriver ensuite aux gneiss du Grand Paradis. Puis retour vers Chambéry, panorama géologique de la zone sub-briançonnaise, arrêt à la Ravoire de Pontamafrey et au glissement de Bon Attrait. Enfin nous arrivions à l'éboulement du Mont Granier. Pour plusieurs d'entre vous dans cet amphi, je dois remémorer quelques bons souvenirs avec Marcel Arnould. Personnellement je retiens surtout le panorama géologique du col du Lautaret. Arrivant, se découvrait à nos yeux ce formidable panorama avec ses empilements de nappes de charriage. C'est mon souvenir le plus ancien et le plus fort de Marcel Arnould, face à l'immense Nature alpine, notre groupe assis sur la pelouse au-dessus de l'hôtel du Col, avec entre les mains un panorama préparé, et le professeur nous faisant découvrir le paysage, avant que nous n'allions toucher du doigt, et du marteau de géologue, quelques contacts géologiques en montant jusqu'aux gypses du Galibier, pour là-haut découvrir vers le Nord le massif du Mont Blanc au loin et vers l'Est la silhouette du Mont Viso et tant d'autres sommets. Lorsque, en septembre prochain, j'y retournerai avec un groupe d'élèves de cette même Ecole des Ponts, et mes collègues enseignants, certainement notre émotion géologique en sera renouvelée.

Marcel Arnould avait « l'oeil américain ». Sans doute connaissez-vous cette expression venue des cultures amérindiennes. Toujours en alerte dans les parcours géologiques, toujours le premier sur l'affleurement. Cela en devenait parfois un peu agaçant ! Ainsi lors d'une mission en Chine, il y a une quinzaine d'année, nous étions avec de jeunes collègues chinois sur un site de versant instable, au niveau de la future retenue du barrage des Trois Gorges, sur le Yangtze, et nous inspections le glissement de Jipazi. Tout d'un coup, il me dit : Cojean, regardez cette coupe : ce sont des loess (pour les non spécialistes : des limons éoliens) ! Ils n'étaient pas prévus au programme, ces loess… Mais c'en était! Il continue : Regardez, voilà les poupées du loess ! C'en était aussi ! Les poupées du loess, les mêmes poupées que celles que nous pouvons trouver dans les limons du plateau de Saclay. Si certains parmi vous ne connaissent pas les poupées du loess, voyez les bons ouvrages de géologie ou de pédologie, ou bien consultez « le Léonards » : Les fondations, la traduction française de 1968 que connaissent bien les

anciens parmi nous : Chapitre 1 : chapitre original et non pas traduction. Le titre : « Origine, formation et distribution des sols en France et en Europe occidentale », 51 pages. L'auteur : Marcel Arnould. On y parle évidemment des loess et des poupées du loess. Ce chapitre a gardé toute sa valeur aujourd'hui.

Marcel Arnould était aussi un expert dont les avis étaient écoutés, son acuité de jugement partant toujours d'une observation fine du cadre géologique, des matériaux, des structures, des interfaces ouvrages-terrain. L'une de ses interventions bien connues concerne la catastrophe du tunnel de Vierzy pour laquelle il a rédigé un rapport géologique en 1973. Tout récemment j'ai pu le solliciter pour qu'il présente son retour d'expérience sur cette catastrophe, à l'occasion d'une séance technique commune de nos sociétés. Il a alors rétabli les contacts avec nos collègues de la SNCF, souhaitant reprendre complètement le dossier. Mon premier étonnement passé, j'ai compris qu'il voulait accéder aux archives pour prendre connaissance d'éléments qui n'étaient pas tous établis au moment de la rédaction de son rapport. Il s'en explique dans l'article publié dans le N° spécial de la RFG (N°131-132), publication de 2010 : « La rédaction du présent article me permet de faire un point plus complet. Voici, à ce jour, mes conclusions sur les causes ». Il voulait donc, près de 40 ans après cette catastrophe, reprendre le dossier et mieux étayer son jugement à partir d'éléments nouveaux disponibles. C'est pour moi le signe d'une grande humilité devant la Nature et les œuvres humaines, humilité qui doit tous nous inspirer.

Marcel Arnould était aussi un agitateur d'idées, tenant bien son rôle, je ne dirai pas avec entêtement mais avec détermination, un rôle essentiel s'agissant de questions relatives au développement durable et à la géo-prospective. L'un de ses combats scientifiques les plus récents a porté sur les conditions du stockage des déchets radioactifs dans différentes formations géologiques et, particulièrement, dans les formations d'argilites. Pour ces formations d'argilites, il s'est longuement interrogé sur l'importance de la fissuration de ces matériaux et leur impact sur le confinement effectif de ces formations, à long terme, n'hésitant pas à reprendre de nouvelles investigations géologiques qui en particulier l'ont conduit à revenir observer les argiles bleues de Léningrad (redevenues argiles bleues de Saint-Pétersbourg), remobilisant des contacts scientifiques toujours vivants avec nos amis de Russie.

Enfin, Marcel Arnould était aussi un explorateur ! Ce sont ses petits enfants qui nous l'ont révélé à la cérémonie des obsèques. Et comme tous les explorateurs il rapportait pour eux des trophées : pièces de monnaie pour les collectionneurs, savons d'hôtel, et petits souvenirs. Sur cette question, nous lui ressemblons tous, n'est-ce pas ?

Je souhaitais terminer ainsi cette évocation, tout en rappelant notre reconnaissance, notre attachement à l'homme et à son enseignement, tout en l'assurant de notre amitié, notre affection.

S'il vous plaît, levons nous pour un moment de recueillement, une minute de silence.

Roger Cojean,

Président (2007-2011) du CFGI, Comité Français de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement.

A TRIBUTE TO THE MEMORY OF IAEG HONORARY PRESIDENT MARCEL ARNOULD

Professor Arnould made an important contribution to the field of engineering geology and to the development of this as an academic discipline. He played a fundamental part in the creation of IAEG and was elected its President for the period 1972-1978. His important contribution was recognized by conferring him the title of Honorary President.

As a person he was always supportive of his colleagues whenever necessary and his desire to promote meetings, conferences and engineering congresses all over the world is known to all. I vividly recall the very pleasant surprise he gave me when he arrived at the ceremony of my investiture as Director at the Madrid Polytechnic.

I would also like to comment on his deep sense of duty and things well done which he always maintained in spite of criticism and opposition. His figure and trajectory will always remain as an example for all those working in engineering geology.

Carlos Delgado,

President IAEG, International Association of Engineering Geology and the Environment.

A TRIBUTE TO THE MEMORY OF MARCEL ARNOULD

(Words by Roger Cojean during the joint Technical meeting of CFGI (French Committee of IAEG), CFMS (French Committee for Soil Mechanics and Geotechnics) and CFMR (French Committee for Rock Mechanics). January 27th 2011)

Dear friends,

Marcel Arnould left us on Thursday 13th January 2011. He would have been exactly 84 years old on the day of his funeral on 19th January last. On that occasion we rendered him a first tribute and expressed to his family all the recognition so present amongst us, our high esteem, our friendship, our affection.

Today, before all of you and before his wife who also wishes to honour our reunion with her presence, I am acting once again, modestly, as spokesperson for the past students of Professor Marcel Arnould, for his collaborators at the Paris School of Mines and the Centre of Engineering Geology, a spokesperson for his colleagues and friends from CFGI: the French Committee for Engineering Geology and the Environment and also a spokesperson for IAEG: the International Association for Engineering Geology and the Environment which Marcel Arnould built together with other precursors and which he avidly supported up until his last days. Our thanks go to our colleagues and friends from CFMS (French Committee for Soil Mechanics and Geotechnics) and CFMR (French

Committee for Rock Mechanics) for their joining CFGI for this tribute. Amongst their members are many past students, colleagues and friends of Marcel Arnould.

TESTIMONIALS FROM ALL OVER THE WORLD

We have received, as has his family, numerous testimonials of recognition, of high esteem, and friendship from all horizons of the planet. Carlos Delgado, IAEG President who was with us at the funeral, has asked to be associated with this homage today.

Marcel Arnould, co-founder of the International Association for Engineering Geology, constantly supported the development of this scientific and technical discipline throughout the world. All the messages received these last days evoke this action sustained in time, with determination, and which we should pursue in his memory and for our own convictions, transmitting to the younger persons the essential values. These messages coming from the four corners of the earth, also underlined his personal qualities, his kindness, his energy, his communicative enthusiasm.

In the same way, many of our friends from China recall how Professor Arnould's action was determining for generations of young Chinese research workers, geologists and engineers who learnt a great deal from Marcel Arnould's teachings, and were encouraged by him to open up towards this discipline and share it with the rest of the world. The result of this is a very active French-Chinese cooperation today in our discipline. The same also applies to other countries.

Marcel Arnould guided or accompanied the professional careers of many of us, encouraging us to use our energy for a professional cause of the highest interest. Engineering Geology is strongly anchored in the Earth sciences, and is also based on mechanical and hydrological sciences. He taught us that the corresponding expertise is chiefly constructed through an extensive and rational practice of geological terrains and by the back analysis of events, in particular those relating to works of a civil engineering type. Marcel Arnould also taught us the "Design with Nature" of Ian McHarg, not "To compromise with Nature", rather "To design in harmony with Nature". I, personally, understood this message from my first exchanges with him and these convictions have remained with me ever since.

How can we summarise the professional life of Marcel Arnould, such a full life? I would like first of all to recall some events relating to his career, which are numerous. Then I will mention some moments, in a more informal manner, which illustrate certain character traits of Marcel Arnould.

AN EXCEPTIONAL PROFESSIONAL LIFE

Marcel Arnould, a geologist, graduated from the section of Etudes Géologiques et Minières de l'Ecole des Mines de Paris (Paris School of Mines) in 1949. He was a "Géologue d'outre-mer" from 1949 to 1960. He got his doctorate of Science in 1961 following work on geological mapping in the Ivory Coast and Haute-Volta (today Burkina Faso) His thesis "Study of the migmatite massifs and Precambrian granites of

the North-East Ivory Coast and southern Haute-Volta" was published in French in the "Memoires du BRGM".

Marcel Arnould was a Chargé de Cours (a lecturer) and then Professor of Applied Geology at the Ecole des Mines de Paris from 1965 to 1996 and later an Honorary Professor. He was the director of the Section d'Etudes Géologiques et Minières de l'Ecole des Mines de Paris from 1971 to 1990.

Marcel Arnould was a Professor of Geology Applied to Public Works, at the Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (Civil Engineering) from 1961 to 1978 and later an Honorary Professor. He thus formed within the Civil Engineering School, a large number of students, even more than the Mining School, making them discover geology and engineering geology.

Marcel Arnould was a member of the Scientific Council of LCPC: Central Laboratory for Civil Engineering, from 1962 to 1993. A network of geologists was created in the regional laboratories of Civil Engineering, thus supplying valuable geological competence in all these regional laboratories.

Marcel Arnould founded the Research Centre for Engineering Geology of the Ecole des Mines de Paris of which he was in charge from 1970 to 1994, and he then became the Scientific Advisor of the Centre. This research centre became a common research centre for the Ecole des Mines de Paris and the Ecole Nationale des Ponts et Chaussées and then also a common research centre with the University Marne-la-Vallée in 2000. It became, in 2006, part of an even greater structure: the Centre de Géosciences of Mines ParisTech. Marcel Arnould was the founder of the Centre d'Etudes Supérieures pour l'Exploitation des Carrières et Mines à Ciel Ouvert (CESECO), a Centre for Studies for the Exploitation of Quarries and Opencast Mines in the staff of CESMAT: Centre for Studies of Raw Materials of the Ministry for Industry, and its director from 1985 to 1996, and then scientific advisor.

Marcel Arnould founded in 1964 in New Delhi, with other precursors, the IAEG: the International Association for Engineering Geology of which he was Secretary General from 1964 to 1972 and then President from 1972 to 1978. He became Honorary President in 1978 in recognition of his contribution to engineering geology and the development of this discipline academically. IAEG became, in 1997, the International Association for Engineering Geology and the Environment. Affiliated to the International Union of Geological Sciences, it regroups today more than 5000 active members distributed in some fifty national groups.

Marcel Arnould was the founder of the Bulletin of the International Association for Engineering Geology and first Editor-in-chief from 1970 to 1972, and then a member of the Editorial Board, the journal presently being edited at Springer.

He was the founder of the French National Group (CFGI: Comité Français de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement) of IAEG, vice president from 1968 to 1972 (Jean Goguel was then President) then President from 1972 to 1975 and Honorary President since 1979. He was President of the scientific Committees of the International Symposium Geoconfine: "Geology and confinement of toxic waste" and of the International Symposium Geoline: "Geology and linear infrastructures" organised by

CFGI in 1993 and 2005 respectively. He was President of the Jury for the Jean Goguel Award from 1997 to 2007, a prize awarded by CFGI.

Marcel Arnould was an advisory Professor at the Laboratory of Geomechanics of the Institute of Geology of the Academy of Sciences in Beijing. He was an advisor to the Geological Society of France from 1977 to 1979. From 1992 he was Editor-in-chief of the journal "Engineering Geology" at Elsevier.

Marcel Arnould received in 1980 the Hans Cloos medal of the International Association of Engineering Geology, in 1984 the Leopold Von Buch medal of the Geological Society of Germany, in 1989 the Jules Gosselet medal of the Geological Society of France. He became in 1982 Dr Honoris Causa of the Technical University of Prague and in 1993 Dr Honoris Causa of the Mining Institute of Saint-Petersburg. Marcel Arnould became a Chevalier de la légion d'honneur in 1994.

Marcel Arnould was the supervisor and then co-supervisor of about 130 theses for doctorates for the University Paris VI, l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris and the Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Marcel Arnould published, to our knowledge, about 160 papers, of interest for the applications of geology in domains related to civil engineering, mining engineering, materials, geotechnical mapping, natural hazards, waste management.

SOME RECOLLECTIONS ENGRAVED ON OUR MEMORIES

Let me recall some moments which I have been able to share with Marcel Arnould, as have other colleagues.

A first recollection, about 40 years ago, as engineering students at the Ecole Nationale des Ponts et Chausses (Civil engineering school), the whole class made that crossing of the Alps, guided by Professor Marcel Arnould and some of his loyal lecturers: geological excursion in the Alps of Savoie and Dauphiné. Today, I would say that it was a happy geological party! We stopped off at several places of geological interest: alpine geological structures, the Chambon and Mont Cenis dams, landslides and rockslides, etc. What remains in my mind is the incredible panoramic view from the Lautaret pass. There, sitting on the grass above the Hotel du Col, Professor Arnould unfolded that amazing landscape of thrust sheets before our eyes. This is my oldest and strongest memory of Marcel Arnould, facing the great alpine Nature. Next September, I will be returning there with a group of students from that same Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (today Ecole des Ponts ParisTech) with my lecturer colleagues, and no doubt our geological "excitement" will be particularly renewed.

Marcel Arnould had a quick eye (l'oeil américain). No doubt you will be familiar with this expression which stems from American-Indian cultures. Always attentive during geological routes, always the first on the outcrop. That was sometimes worrying! Thus while on a mission in China, some fifteen years ago, with some young Chinese colleagues on the site of an unstable slope, at the level of the reservoir of the future Three Gorges Dam, on the Yangtze river, we were inspecting the Jipazi landslide, and he suddenly said "Cojean, look at that section: those are loesses (for the non-specialists:

eolian silts) they weren't anticipated in the programme, those loesses, there they were. He continues: look, those are the loess dolls! There they were! The loess dolls, the same "dolls" that can be found among the loess of the Saclay plateau (in the Paris area). If any of those amongst us are unfamiliar with loess dolls, look up the good works of geology or pedology or consult the "Leonards": Foundations and the French translation of 1968 that is well known by those older amongst us: Chapter 1: an original chapter in French, not a translation. The title translated: "Origin, formation and distribution of soil in France and Western Europe" 51 pages. The author: Marcel Arnould. There loesses and loess "dolls" were discussed. That chapter is still so valid today.

Marcel Arnould was also an expert whose advice was always listened to, his keen judgement always arising from a detailed observation of a geological type, materials, structures, works-terrain interfaces. One of his well-known interventions concerns the Vierzy tunnel catastrophe in France, for which he drew up a geological report in 1973. Quite recently I was able to ask him to give us his experienced view of that catastrophe. Contact was then re-established by him with our colleagues of the SNCF (French National Railway Company) hopefully to completely recover the dossier. Once I got over my first surprise, I understood that he wanted to access to the archives so as to obtain knowledge of the elements which were not completely established at the time of his making the report. These are explained in the paper published in a special edition of the Revue Française de Géotechnique No. 131-132, 2010, a French Journal of Geotechnics and Engineering Geology. "The writing of the present article allows me to make a more complete point. Here are, today, my conclusions about the causes." He wanted, in this way, nearly 40 years after the catastrophe, to take up the dossier again and better support his judgement in accordance with new elements available. This, for me, is a sign of great humility before Nature and human works, humility which should inspire us all.

Marcel Arnould was also good at "stirring up ideas", playing his role well, I would not say stubbornly but with determination, an essential role effective for questions relating to sustainable development and geo-prospective. One of his most recent scientific battles concerned the storage conditions of radioactive waste in different geological formations and, in particular, in clayey formations. For those clayey formations, the importance of the fissuring of this material and its impact on the effective confinement of the formations on the long range, has been deeply queried by him. He readily undertook new geological research works that brought him to re-observe the blue clays of Leningrad (now blue clays of Saint-Petersburg) remobilizing scientific contacts still active amongst our friends in Russia.

Finally, Marcel Arnould was also an explorer! This is what his grandchildren told us at the funeral ceremony. As all explorers he would bring back trophies for them: coins for collectors, hotel soaps and little souvenirs. On this point, we are all like him, aren't we?

I would like to finish this tribute, recalling our recognition, our allegiance to this man and his teaching, and express our friendship and affection.

Let us please rise for a moment of recollection, a minute of silence.

Roger Cojean,

President (2007-2011) of CFGI, the French Group of IAEG.

MARCEL ARNOULD, THE MOST SINCERE FRIEND OF CHINESE PEOPLE

WANG SIJING
Former President of IAEG,
Academician of Chinese Academy of Engineering
WU FAQUAN
Secretary General of IAEG, Chairperson of China National Group

On January 13th, 2011, Professor Marcel Arnould left us, which also left eternal remembrance to this world. We affectionately mourn this great pioneer of international engineering geology field, we honor the distinguished contribution that he made for engineering geology cause all over the world, we also cherish the memory of his profound friendship for the Chinese people.

PROFESSOR ARNOULD IS A GREAT PIONEER OF INTERNATIONAL ENGINEERING GEOLOGY FIELD

Professor Arnould is an internationally renowned engineering geologist and engineering geological educationist. He graduated from Paris School of Mines in 1949. In 1961, he received a Ph D degree. He had served as a professor in the Paris School of Mines, the Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. He was the director of the Research Centre of Engineering geology. He had long been engaged in teaching and research work of engineering geology and environmental geology. He made outstanding achievements on the field of rock building material, sand concrete aggregate, water and hydroelectric, nuclear power project, the nuclear-waste disposal, highway and bridge and tunnel project, slope, landslide and geologic hazard. He published more than 160 papers and books. He trained a great deal of engineering geologists including 130 doctors. Due to the outstanding contributions that he made for engineering geology science, he won the Leopold Von Buch Plakette award of Germany in 1984, Legion honorary Award in 1994, Palmes Science Award in 1995.

Professor Arnould is one of the founders of International Association of Engineering Geology (IAEG) and the member of the executive committee. From 1972 to 1978, he served as the president of IAEG for six years, and became the lifetime honorary president of IAEG. In the initial period of IAEG, professor Arnould made fundamental contribution for building the Association and international academic communication platform, which made IAEG move toward maturity and powerful gradually. IAEG closely linked engineering geologists throughout the world together by the communication and cooperation, which made engineering geology win his own domain in the world's scientific palace. Thanks to his and other older generation of geological scientists' endeavor, science causes and academic communication of IAEG has been enjoying a boom.

Professor Arnould had been active in frontier of international geoscience during his life time. He served as the president of Geophysical and Geological Environment and International Commission on Lithosphere under the International Union of Geological Sciences (IUGS) from 1982 through 1986. In the long term, he served as a chief editor of Journal of Engineering Geology, honorary professor of Paris School of Mines and the the Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (Civil engineering College), science adviser of the Research Center for Engineering Geological at the School of Mines of Paris and senior experts of the European Minerals Council and The Nuclear Waste Storage Committee. He sponsored International Symposium GEOCONFINE in 1993 and served as the president of Scientific Committee of GEOLINE (Geology and linear infrastructures) in 2005. In awarding professor Arnould the honor of distinguished contribution that he made for international scientific career, IAEG bestowed him Lifetime Achievement Award - Hans Closs Award.

PROFESSOR ARNOULD IS THE MOST SINCERE FRIEND OF THE CHINESE PEOPLE

Professor Arnould has profound friendship to the Chinese engineering geologists, he is a well-respected old friend of Chinese people.

Since China's reform and opening to the world, professor Arnould visited China 7 times, which set up a bridge leads China to the outside world. He made deeply and extensive academic exchange in China and personally participated in geological research of the Three Gorges Project. He also gave enthusiasm guidance for the construction of the Three Gorges Dam and geology hazards prevention of the reservoir. He gave strong support and assistance for the International Symposium on Mountainous Engineering Geology held in China, he also published a special issue for major engineering geologic problems in China on the Journal of Engineering Geology that edited by him, which comprehensively introduced the development of geological theory and practice in large scale construction in China to the world. Under his recommendation and training, a group of Chinese scientists and technicians burgeoned into internationally renowned: professor Wang Sijing had served three terms as the vice president and president of IAEG, and he also won the highest honor of IAEG —Hans Cloos Medal; professor Wu Faquan and Huang Runqiu undertook the vice president and secretary general; professor Qin Siqing and Shang Yanjun won the Youth Award of IAEG - Richard Wolters, professor Huang Runqiu got the nomination of the Award.

Professor Arnould had been invited as the honorary professor of the Key Laboratory of Engineering Geomechanics, Chinese Academy of Sciences. He paid high attention and gave enthusiasm support to the construction and development of the laboratory. He worked on the research and exchanges kindly with laboratory researchers together and exchanges kindly with them. He discussed research experiences, guided laboratory's construction, encouraged young scientists in the laboratory to move bravely onto the international stage, and he had come to be the mentor of scientific and technical worker in laboratory forever. In the course of academic exchange with young scientists, he not only gave them academic instruction but also set up profound friendship with them like a loving father. He received researchers of the Key Laboratory in Paris many times, introduced new research achievements of international engineering geology, visited the

geological museum and recommended the history of France and Paris, all of these made Chinese scientists feel the sincere friendship from French people and a famous engineering geologist.

In May of 2006, professor Arnould made his farewell visit to China. From 12th to 17th of May, by invitation of academician Wang Sijing who was the chief leader of National Group of China and professor Yin Yueping who was the director of the department of hydrogeology-engineering geology-environmental geology, China Geological Survey, professor Arnould visited Beijing and investigated engineering geological problems related to loess landslides, ground fissure and land subsidence in Xi'an, west China. During the visit to Beijing, professor Arnould gave a report on nuclear waste and engineering geology, he also had the discussion and seminar with the members of National Group of China, IAEG and the colleagues of the China Geological Survey. Professor Faquan Wu, the Director of Key Laboratory of Engineering Geomechanics, the Chinese Academy of Sciences, Secretary General of China's nation group of IAEG, gave a special report on the work in recent years, he also introduced various efforts that China's nation group of IAEG made for bidding international engineering geological conference in 2010. Professor Arnould listened to the report carefully and put forward all kinds of problems in high spirits from time to time, he also gave enthusiastic encouragement to the work of China's nation group.



THE CHINESE PEOPLE WILL REMEMBER PROFESSOR ARNOULD FOREVER

The death of professor Arnould is not only a big loss of international engineering geology, but also, it makes the Chinese people lose a great friend.

When receiving the terrible news that professor Arnould passed away, the former president of IAEG, professor Wang Sijing and the Secretary General, leader of China's nation group of IAEG, professor Wu Faquan sent immediately a letter to France's national group of IAEG, which shows great sorrow of Chinese engineering geologists.

TRIBUTE FROM PROFESSOR WANG SIJING

Dear Roger

It was great sadness for me to know that Professor Marcel Arnould passed away on Thursday last week. Professor Arnould and his colleagues for long period led the development of Engineering Geology over the world and taught new generations of young engineering geologists. As one of my sincerest friends I never forget his teaching and encouraging to Chinese colleagues. I am sure that Sino-France collaboration will be continues and developed to bring new elements into the Engineering Geology. […]. A great man may leave us, his personality and moral will be with us for ever. I do wish a serene rest for Professor Marcel Arnould. Dear Roger, please take care of piece of flower for me to remind the deep grieves from long long away at the other corner of the World. […].

Wang Sijing, Academician Chinese Academy of Engineering, Past President of IAEG

TRIBUTE FROM PROFESSOR WU FAQUAN

Dear Roger and French colleagues,

We are in great sorrow on hearing that we have lost an outstanding engineering geologist, one of the precursor of IAEG, professor Marcel Arnould. On behalf of IAEG secretariat, IAEG China National Group, I would like to express our mourning and deep yearning to him and sympathy for his family and friends. […].. Professor Marcel Arnould had made great contribution for the development of the discipline of engineering geology and IAEG within his scientific career. He had been also a respecting superior and tutor and had made great effort for the growth of young geoscientists in France and all over the world. As one of the sincerest friends, professor Arnould had passionately promoted and encouraged the Chinese colleagues walking onto the international stage of engineering geology. He had been the honorary professor of the Key Laboratory of Engineering Geomechanics, Chinese Academy of Sciences, and had cheerful collaboration with his Chinese partners. All the members of IAEG and his Chinese colleagues will remember his Kind-heartedness, personality and moral forever.

Faquan Wu, Secretary General, IAEG, Chairperson, IAEG China National Group, Director of the Key Laboratory of Engineering Geomechanics, CAS

January15, 2011, Beijing, China

The Chinese people and Chinese engineering geologists will eternally honor the great achievements of professor Arnould, revere his rigorous scholarship and high morality, active enterprising, push international engineering geology cause forward.

NOTA:

This tribute, expressed by our Chinese colleagues and friends, and especially Professor Wang Sijing, a great friend of Professor Marcel Arnould, as well as Professor Wu Faquan, is published at the request of our Chinese friends. Through this personal tribute, the entire international community of Engineering Geology itself recognizes.

Roger Cojean, President (2007-2011) of CFGI, IAEG French National Group.

LE CENTRE DE GEOLOGIE DE L'INGENIEUR (1970 – 2005)

MICHEL DEVEUGHELE
Mines ParisTech – Centre de Géosciences, 35, rue Saint-Honoré, 77305 Fontainebleau, France

LA VOLONTE D'UN HOMME, L'ŒUVRE D'UNE EQUIPE

A l'Ecole des Mines de Paris, des recherches relatives aux applications de la géologie au génie civil se sont développées dans les années 1960 au sein du Laboratoire de géologie appliquée, à l'initiative de Marcel Arnould, professeur de géologie appliquée à l'Ecole des mines et à l'Ecole des ponts et chaussées. Dans le même temps, il œuvrait activement à la création de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur, en 1964, et de son groupe national français (le CFGI), institutions auxquelles le Centre de Géologie de l'Ingénieur (CGI) a apporté une contribution significative durant toute son existence.

Le CGI a été officiellement créé à l'Ecole des Mines de Paris en 1970 en tant que centre d'enseignement et de recherche. Dès son origine, l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées a été très liée aux activités du centre, qui est officiellement devenu commun aux deux Ecoles en 1979. Une étape importante pour le Centre est intervenue en 1985, lorsque le Centre d'études supérieures des matières premières (CESMAT) a confié au CGI le Centre d'études supérieures pour l'exploitation des carrières et des mines à ciel ouvert (CESECO) et l'organisation d'un cycle international de formation dans ce domaine. En 2000, le CGI est devenu également commun à l'Université de Marne-la-Vallée, où il a alors été localisé. Sa coopération avec le Laboratoire des Géomatériaux de cette université s'est concrétisée par une reconnaissance par le CNRS (FRE 2455 G_2I – Géomatériaux & Géologie de l'Ingénieur – 2002-2005). Le CGI a cessé d'exister en tant qu'unité de recherche indépendante le 1er janvier 2006, date à laquelle ses activités ont été intégrées au Centre des Géosciences de l'Ecole des Mines de Paris.

Marcel Arnould a dirigé le CGI de son origine à 1993 puis en a été le conseiller scientifique tandis que Michel Deveughèle était chargé de sa direction. L'activité du CGI s'est appuyée sur une équipe d'une quinzaine de permanents, dont une dizaine d'enseignants-chercheurs, et un grand nombre d'élèves chercheurs et de stagiaires.

Il n'est pas possible de rappeler ici tous ceux qui ont oeuvré au CGI, mais nous pouvons citer ceux qui, autour de Marcel Arnould, y ont passé de longues années et contribué au développement du CGI et à la promotion de ses objectifs : Martine Audiguier, Joël Billiotte, Roger Cojean, Michel Deveughèle, Jean-Alain Fleurisson, Caroline Grambin, Jean-Michel Le Cleac'h, Jean du Mouza, K. D. Phan, Roger Struillou, Isabelle Thénevin.

LA FORMATION

Les activités de formation ont toujours représenté une part importante de l'activité du CGI et ont mobilisé l'ensemble de son personnel permanent. Nous n'en évoquerons ici que quelques aspects majeurs. Le centre a activement participé, à l'EMP et à l'ENPC, à la formation initiale des élèves ingénieurs dans le domaine des sciences de la Terre et de leurs applications (Professeurs : Marcel Arnould, puis Roger Cojean). La promotion et

l'enseignement de la Géologie de l'ingénieur s'est faite au niveau DEA (puis Master 2) en association avec des partenaires universitaires (UPMC, Bordeaux I, Marne-la-Vallée, en particulier), sous la direction de Marcel Arnould, puis de Michel Deveughèle, secondé par Martine Audiguier. Une formation spécialisée a été organisée dans le cadre de la Section d'Etudes Géologiques et Minières de l'Ecole des mines (Directeurs : Marcel Arnould, puis Michel Deveughèle), relayée par une formation postgrade internationale en Géologie de l'ingénieur et de l'environnement avec l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, l'Université de Liège et l'Ecole polytechnique de Montréal (Responsable : Roger Cojean, secondé par Isabelle Thénevin). Dans le cadre du CESECO une formation spécialisée en « exploitations à ciel ouvert – mines et carrières » a été organisée à destination de jeunes professionnels originaires de grands pays miniers (Directeurs successifs : Marcel Arnould, Roger Cojean, Jean du Mouza, Jean-Alain Fleurisson). Enfin la formation par la recherche a été une préoccupation constante du CGI, avec 170 thèses soutenues entre 1973 et 2006.

LA RECHERCHE

L'approche développée par le CGI a été résolument pluridisciplinaire, associant la démarche naturaliste du géologue, homme de terrain ou expérimentateur et la démarche, plus modélisatrice, de l'ingénieur. Les recherches développées ont couvert une large gamme d'échelles d'espace et de temps, avec le défi des changements d'échelle à relever. L'expertise du centre s'est développée par l'approche expérimentale, avec la réalisation d'appareillages originaux pour l'observation, la mesure et la modélisation physique, par la modélisation mathématique des géométries et des comportements rhéologiques, ainsi que par l'analyse géologique et géomécanique des terrains. Les thèmes de recherche ont évolué, prenant en compte les préoccupations du monde industriel et socio-économique.

Initialement, dans les années 1970 et le début des années 1980, la recherche s'était concentrée autour de deux pôles :

- Les propriétés des sols et des roches :

  Les recherches ont porté sur les relations entre les caractéristiques pétrographiques des sols et des roches (minéralogie, microstructure, espace poreux) et leurs propriétés physiques et mécaniques, ceci en fonction de leur histoire géologique. Les premières études ont porté sur des formations géologiques particulières ou sur des synthèses géologiques et géotechniques à différentes échelles, locales et régionales, incluant des développements importants dans le domaine de la cartographie géotechnique.

- Les matériaux minéraux non métalliques, de construction et industriels :

  Les recherches se sont inspirées très largement des enseignements de la pétrologie expérimentale reproduisant en laboratoire les conditions de formation des minéraux naturels. Orientées au début vers les synthèses minérales, elles se sont développées dans le domaine des matériaux céramiques, du ciment, des granulats et du béton. Les problématiques des déchets et des sols pollués ont ensuite été abordées de même que celles de la valorisation de ces déchets et des sous-produits industriels.

  A partir du milieu des années 1980, l'orientation donnée aux recherches fait apparaître trois principaux domaines de rattachement : les industries extractives, les risques naturels et la pétrophysique.

ACTIVITES DE RECHERCHE ET D'EXPERTISE EN RAPPORT AVEC LES « INDUSTRIES EXTRACTIVES »

Les activités d'enseignement et de recherche en rapport avec les industries extractives ont pris un nouvel essor avec la création du CESECO, en 1985. En liaison avec la mission de formation, il s'agissait de construire progressivement une expertise sur des sujets techniques et scientifiques, prenant appui sur l'expérience antérieure du CGI et les capacités de développement du laboratoire. Deux champs de recherche ont été plus spécialement investigués à l'époque :

- L'analyse des processus de déformation et de rupture des grands talus de mines à ciel ouvert, avec le dimensionnement technico-économique de ces talus ;
- L'analyse de l'interaction entre énergie explosive et massif rocheux.

Des thèmes de recherche plus spécialisés ont été identifiés et développés : rôle des structures géologiques dans les processus de localisation des déformations et les processus de rupture affectant des versants ou des talus artificiels ; rôle des facteurs hydrauliques dans la déstabilisation des versants ; rôle des effets dynamiques (séismes, effets arrière de l'explosif) dans la rupture des versants ou des talus artificiels.

Plus de 20 thèses de doctorat ont été consacrées à ces sujets. Elles se sont appuyées sur divers sites miniers ou grandes carrières, en France et à l'étranger, dont les contextes géologiques et géomécaniques ont été analysés. Elles ont été à l'origine de l'élaboration de logiciels originaux de modélisation numérique (DEGRES, SIMBLOC, BRIG3D) utilisés parallèlement à des logiciels commerciaux, FLAC d'Itasca notamment. Plusieurs projets de recherche européens ont été réalisés sur les thématiques évoquées. Expertises et séminaires techniques ont été conduits tant en France qu'à l'international (Brésil, Thaïlande, Chine, Maroc, Tunisie, Iran).

L'expérience et la notoriété acquises ont fait que le CGI a été conduit à intervenir dans le cadre de l'après-mine en contribuant notamment à la finalisation ou à l'analyse critique de plusieurs « dossiers d'arrêt des travaux miniers », dont celui de la concession CDF de Decazeville-Firmi. De la même façon le CGI s'est impliqué dans de grands ouvrages de génie civil. Ainsi, pour le grand projet du barrage des Trois-Gorges, en Chine, il a été sollicité pour l'analyse et la modélisation du comportement mécanique des talus rocheux de l'écluse à bateaux ainsi que pour la stabilité des versants de la retenue du barrage.

ACTIVITES DE RECHERCHE ET D'EXPERTISE EN RAPPORT AVEC LES « RISQUES NATURELS »

Cette activité, emblématique de la géologie de l'ingénieur, s'est développée au CGI à partir de 1994, couvrant progressivement un large domaine d'aléas et de risques.

Dans le domaine des mouvements de versant d'abord, le CGI a abordé diverses problématiques portant sur les glissements et glissements-coulées, les laves torrentielles ou debris-flows, les éboulements rocheux, les mouvements de versant de grande ampleur. Les projets européens se sont régulièrement enchaînés (DEBRIS FLOW, LANDSLIDE, DEBRIS FLOW RISK, THARMIT). La profession des assureurs s'est intéressée aux travaux du CGI (Fondation MAIF, sur Risques Naturels et Montagne). Le CGI s'est

forgé des compétences et une expertise reconnue, au plan national, avec plusieurs chercheurs et travaux primés, ainsi qu'à l'international (évaluation de projets européens).

Les phénomènes de retrait - gonflement des argiles ont fait très tôt l'objet de recherche au CGI. Leur application à l'étude de l'aléa et du risque de « sécheresse géotechnique » s'est imposée dans la dernière décennie (Fondation MAIF, R2DS Ile-de-France, ANR ARGIC).

Les préoccupations de cartographie géotechnique à Paris et en Ile-de-France ont également débouché sur l'étude des risques en milieu urbanisé, à Paris notamment : risques de mouvements du sol (Ville de Paris – Inspection Générale des Carrières) ; impacts de mouvements des nappes phréatiques sur le bâti (ANR Hydrogeobat).

Ainsi, l'approche Engineering Geology du CGI lui a permis, dans le domaine des « risques naturels », de couvrir des sujets de recherche où une expertise en sciences de la Terre, sciences mécaniques et sciences hydrologiques est nécessaire. Aujourd'hui, les thèmes des mouvements de versant, des interactions ouvrages-terrain, des processus de retrait gonflement des sols argileux liés à la sécheresse, des phénomènes de subsidence continuent d'alimenter de nouveaux sujets de thèse.

ACTIVITES DE RECHERCHE ET D'EXPERTISE EN RAPPORT AVEC « PETROPHYSIQUE : MINERALOGIE, MILIEU POREUX ET MICROSTRUCTURES »

Dans ce domaine, l'activité du CGI est ancienne, depuis les travaux réalisés sur différents types de sols et de roches (loess, craie, grès, calcaires, etc.) ou sur des formations géologiques particulières (argiles à meulières de Beauce et de Brie, etc.) en raison de leurs propriétés géotechniques, sur des matériaux de construction et minéraux industriels en raison de leur importance dans l'industrie minérale. Elle s'est parallèlement développée sur des matériaux artificiels (billes de verre frittées, micro-réseaux gravés). A l'occasion de toutes ces recherches, le CGI a construit son expertise plus spécialement sur la caractérisation des microstructures et du milieu poreux, ainsi que sur l'étude des écoulements multiphasiques et alternés, avec en perspective la modélisation de ces milieux et celle des processus de transferts dont ils sont le siège. Cette expertise s'est développée dans le cadre de contrats de recherche avec l'industrie pétrolière en France (GDF, Elf/Total) et à l'étranger (Statoil).

Par ailleurs, le CGI a été très tôt concerné par les préoccupations liées au stockage des déchets radioactifs que ce soit en surface (problèmes liés aux transferts dans la couverture) ou en formation géologique profonde dans les matériaux retenus comme formations hôtes possibles (sel, puis granite, matériaux argileux ensuite). D'importants travaux expérimentaux ont alors été menés pour l'ANDRA et l'IPSN (puis l'IRSN), au laboratoire (mesure des faibles perméabilités, microcellule d'observation des déformations, mesure de la diffusion d'hélium, modèles physiques d'écoulement) et sur le terrain (planches d'essai).

En 2006, le Centre de géologie de l'ingénieur a cessé d'exister en tant que tel, intégrant une structure plus large, mais les hommes et les femmes sont restés et perpétuent les valeurs qui étaient celles du CGI et de son fondateur.

INDEX DES AUTEURS – AUTHOR INDEX

Antoine P.	185	Durville J.-L.	7, 185
Arnaud A.	349	Fleurisson J-A.	139, 277
Arnould M.	41, 77	Fortsakis P.	55
Audiguier M.	7, 335	Geremew Z.	335
Balasi E-M.	55	Guédon S.	95
Brino L.	25	Kaveh H. F.	349
Caï Y.	123	Koscielny M.	241
Cappa F.	293	Le Roux O.	201
Carreon Freyre D. C.	319	Marinos P.	55
Castanier G.	105	Marinos V.	55
Chatziangelou M.	169	Monin M.	25
Christaras B.	169	Oliveira R.	71
Cojean R.	7, 123, 139, 335, 367	Parriaux A.	85
Curtil S.	263	Pollet N.	221
Darmendrail X.	25	Proutzopoulos G.	55
Debelmas J.	185	Prunier-Leparmentier A-M.	77
Deffontaines B.	349	Rat M.	155
Delgado C.	11, 367	Wang S.	379
Deveughèle M.	7, 383	Wu F.	379
Duro J.	349		