

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

AVEC LA PARTICIPATION DES COMITÉS FRANÇAIS DE
MÉCANIQUE DES SOLS
MÉCANIQUE DES ROCHES
GÉOLOGIE DE L'INGÉNIEUR



76 €

2^e et 3^e TRIMESTRES 2010

Presses de l'école nationale des
ponts et chaussées

**REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE**
N° 131-132
2^e et 3^e trimestres
2010

« Retours
d'expériences
sur des événements
catastrophiques
à caractère
géologique
et géotechnique
en Europe. »

Sous la direction
de Pierre Bérest
et Roger Cojean

Sommaire



Avant-propos P. BEREST, R. COJEAN, T. YOU	3
Malpasset, la seule rupture totale d'un barrage-voûte P. DUFFAUT	5
La fissuration des gneiss de Malpasset P. HABIB	19
Avant-propos au rapport géologique Malpasset de J. Goguel B. GOGUEL	23
Rapport géologique Malpasset J. GOGUEL	25
Les leçons de Malpasset. Leur application aux projets de barrages d'aujourd'hui A. CARRIÈRE	37
Le glissement du Vajont, ses enseignements et ses retombées pour EDF et les exploitants de barrages G. CASTANIER	53
L'éboulement du mont Granier en novembre 1248 M. PANET	65
Aux origines de la réglementation française actuelle en matière de mouvements de versants : la coulée du plateau d'Assy en 1970 P. ANTOINE, J. DEBELMAS, J.-L. DURVILLE	71
L'effondrement en cours de construction du tunnel « METEOR » M. RAT	81
L'effondrement du tunnel de chemin de fer de Vierzy P. HABIB	89
Tunnel ferroviaire de Vierzy : vieillesse, altération des maçonneries calcaires. Causes de l'effondrement catastrophique du 16 juin 1972 M. ARNOULD	93
Maintenance des tunnels ferroviaires J.-C. DAUMARIE	101
L'effondrement de 1873 à la mine de Varangéville P. BÉREST, B. BROUARD, B. FEUGA, M. KARIMI-JAFARI	105
Analyse en retour d'expérience de deux effondrements miniers : cas des mines de charbon de Coalbrook (Afrique du Sud) et de Gardanne (France) C. DIDIER, N. VAN DER MERWE	119
Apport des retours d'expérience pour la mise en sécurité dans les mines de fer de Lorraine J.-P. JOSIEN, J.-P. PIGUET, G. VOUILLE	137

La *Revue française de géotechnique* est une publication scientifique trimestrielle parrainée par les Comités français de mécanique des sols, de mécanique des roches, et de géologie de l'ingénieur, qui publie des articles et des notes techniques relevant de ces domaines. Des discussions sur les travaux publiés dans la revue sont également les bienvenues.

La *Revue française de géotechnique* se consacre à l'étude pluridisciplinaire des interactions entre l'activité humaine et le terrain naturel. Elle est donc particulièrement concernée par tout ce qui se rapporte à l'intégration de l'homme dans son environnement, dans une perspective de développement durable, ce qui inclut la prise en compte des risques naturels et anthropiques, ainsi que la fiabilité, la sécurité et la durabilité des ouvrages. Le terrain naturel intervient dans de nombreuses constructions, soit parce qu'il les porte (fondations), les constitue (remblais routiers, barrages, barrières étanches de confinement de déchets, soutènements) ou les contient (ouvrages souterrains, tunnels) ; on y extrait également de nombreuses ressources pour la production d'énergie et de matériaux et on y stocke des déchets divers.

Les terrains naturels sont des milieux complexes, spécifiques et de caractéristiques variables dans l'espace et dans le temps, composés de solides et de fluides qui y circulent ou les imprègnent. L'identification de leurs propriétés, en termes de comportement mécanique et hydraulique, est coûteuse, et donc nécessairement incomplète et incertaine. Les problèmes posés sont variés, et leur résolution engage la responsabilité de l'ingénieur. On peut citer en particulier : la conception, la construction et la maintenance d'ouvrages bâtis sur, dans ou avec le terrain, dans des sites urbains ou extra-urbains ; la stabilité de sites naturels ou construits ; l'étude de la circulation et de la qualité de l'eau souterraine ; l'exploitation des ressources naturelles...

Les instructions aux auteurs sont publiées dans chaque numéro, disponibles sur demande, et accessibles sur le site Internet des trois comités (www.geotechnique.org).

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Directeur de publication : Bruno BIEDER

Rédacteur en chef : Philippe MESTAT (LCPC)

Co-rédacteurs en chef : Denis FABRE (CNAM), Frédéric PELLET (INSA, Lyon)

Comité de lecture : Gabriel AUVINET (UNAM, Mexico), Roger COJEAN (École des mines de Paris), Alain GUILLOUX (Terrasol), D. JONGMANS (Université Joseph-Fourier, Grenoble), R. KASTNER (INSA, Lyon), A. PARRIAUX (École polytechnique fédérale de Lausanne, Suisse), A. POUYA (LCPC, Paris), C. SCHROEDER (Université de Liège), J.-P. TISOT (ENSG, Nancy), Pierre VEZOLE (Eiffage), Gérard VOUILLE (École des mines de Paris)

Revue trimestrielle

Abonnement 2010 (numéros 130-133) franco : 140 €

Prix au numéro franco : 38 € (valable également pour les numéros anciens)

La revue est expédiée par avion dans les D.O.M.-T.O.M. et à l'étranger.

Sommaires des numéros anciens sur demande.

Presses de l'École nationale des ponts et chaussées

15, rue de la Fontaine-au-Roi, 75127 Paris Cedex 11 – Tél. : 01 44 58 27 40

presses.ponts@mail.enpc.fr

Impression : Corlet, Imprimeur, S.A. 14110 Condé-sur-Noireau.

N° d'imprimeur : 131107. Dépôt légal : novembre 2010

Avant-propos

Ce numéro double de la *Revue française de géotechnique* prend appui sur les communications présentées lors de la Journée technique commune CFMR-CFGI organisée le 22 octobre 2009, avec plus de cent participants. Il a été enrichi par une contribution sollicitée et un rapport d'expertise écrit à la suite de l'accident de Malpasset.

La genèse de cette journée technique mérite d'être rappelée, sur une initiative du CFMR soucieux de porter à la connaissance des plus jeunes les conditions de la rupture du barrage de Malpasset, cinquante ans après cet événement catastrophique. Cet événement a marqué durablement les spécialistes du génie civil, de la mécanique des roches et de la géologie de l'ingénieur et généré de nouvelles recherches dans les domaines cités avec le souci pour l'ingénieur d'appliquer au mieux les règles du *Design with Nature*. Le CFGI s'est associé rapidement à ce projet et deux représentants des comités concernés ont joué le rôle de co-rédacteurs pour le numéro spécial, rassemblant diverses contributions relatives à des catégories d'événements catastrophiques à caractère géologique et géotechnique en Europe. Les thèmes des barrages, des tunnels, des carrières et mines souterraines, des mouvements de versant sont ainsi illustrés.

Il n'était pas facile au départ de trouver les voies et moyens permettant de parler, entre scientifiques et techniciens, de plusieurs des catastrophes présentées quand des familles de victimes se souviennent encore de ces événements. Notre préoccupation a été de rassembler les témoignages de plusieurs de nos anciens qui ont pu intervenir comme experts sur certains des sujets traités, tout en donnant aussi la parole à des spécialistes des ouvrages du génie civil qui ont su tirer les leçons de ces catastrophes, suivant une démarche de « Retour d'expérience » (REX) ouvrant vers un futur professionnel mieux maîtrisé. Une place particulière a été faite au rapport d'expertise de Jean Goguel sur l'accident de Malpasset, écrit en 1960 et jamais publié, qui est présenté par un avant-propos de Bernard Goguel. Suivant une règle simple, les experts, tout comme les autres auteurs, ont présenté leur contribution sans censure particulière et sous leur propre responsabilité comme il se doit. Toutes les contributions ont évidemment été soumises aux règles de relecture de la *RFG* (2 relecteurs par article).

Ainsi ce numéro spécial, rassemblant la présentation d'événements exceptionnels et les enseignements qui en ont été tirés, constitue un document qui devrait être utile à la profession d'une façon générale, aux enseignants des domaines concernés et aux étudiants qui souhaitent s'engager dans nos métiers de l'ingénierie du génie civil ou la recherche y afférant. Les comités auront de plus assuré une partie de leur mission : promouvoir des études et recherches se rapportant à la mécanique des roches et à la géologie de l'ingénieur et en diffuser les résultats.

Ainsi, on trouvera les sujets suivants développés ou illustrés, dans l'ordre de présentation du sommaire de ce numéro spécial :

1. P. Duffaut : Malpasset, la seule rupture totale d'un barrage voûte.
2. P. Habib : La fissuration des gneiss de Malpasset.
3. B. Goguel : Avant-propos au Rapport géologique Malpasset de J. Goguel.
4. J. Goguel : Rapport géologique Malpasset.
5. A. Carrère : Les leçons de Malpasset. Leur application aux projets de barrages d'aujourd'hui.
6. G. Castanier : Le glissement du Vajont, ses enseignements et ses retombées pour EDF et les exploitants de barrages.
7. M. Panet : L'éboulement du Granier en novembre 1248.
8. P. Antoine, J. Debelmas, J.-L. Durville : Aux origines de la réglementation française actuelle en matière de mouvements de versants : la coulée du Plateau d'Assy en 1970.
9. M. Rat : L'effondrement en cours de construction du tunnel « METEOR ».
10. P. Habib : L'effondrement du tunnel de chemin de fer de Vierzy.
11. M. Arnould : Tunnel ferroviaire de Vierzy. Vieillesse. Altération des maçonneries calcaires. Causes de l'effondrement catastrophique du 16 juin 1972.
12. J.-C. Daumarie : Maintenance des tunnels ferroviaires.
13. P. Bérest, B. Brouard, B. Feuga, M. Karimi-Jafari : L'effondrement de 1873 à la mine de Varangéville.
14. N. Van der Merwe, C. Didier : Apport des retours d'expérience d'accidents miniers à la mécanique des roches. Cas des mines de charbon de Coalbrook (Afrique du Sud) et de Gardanne (France).

P. BÉREST

École polytechnique
ParisTech
Laboratoire
de Mécanique des Solides
91128 Palaiseau Cedex
berest@lms.polytechnique.fr

R. COJEAN

Président du CFGI
Mines ParisTech
Centre de Géosciences
35, rue Saint-Honoré
77305 Fontainebleau
roger.cojean@mines-
paristech.fr

T. YOU

Président du CFMR
Geostock
7, rue E. et A.-Peugeot
92563 Rueil-Malmaison
Cedex
tyo@geostock.fr

15. J.-P. Josien, J.-P. Piguet, G. Vouille : Apport des retours d'expérience pour la mise en sécurité dans les mines de fer de Lorraine.

REMERCIEMENTS

Remerciements aux auteurs qui ont construit ce numéro spécial et aux relecteurs qui ont réalisé les évaluations des manuscrits : Pierre Antoine, Pierre Bérest, Roger Cojean, Jean-Claude Daumarie, Pierre Duffaut, Jean-Louis Durville, Denis Fabre, Jean-Claude Fabre, Mehdi Ghoreychi, Alain Guilloux, Véronique Merrien-Soukatchoff, Aurèle Parriaux, Ahmad Pouya, Frédéric Pellet, Gérard Vouille, Thierry You.

Malpasset, la seule rupture totale d'un barrage-voûte

P. DUFFAUT

130, rue de Rennes
75006 Paris
pierre.duffaut@dbmail.com

Résumé

Pour régulariser l'alimentation en eau des communes du littoral, le département du Var s'est doté d'un barrage au lieu-dit Malpasset, un barrage-voûte construit en 1952-1954 sur le Reyran, dont le plein remplissage a été différé en raison des retards d'une expropriation. Lors de l'automne très pluvieux de 1959, l'ouvrage a été ruiné, et le flot libéré a causé plus de 400 morts et des dégâts considérables dans la basse vallée et la ville de Fréjus. Comme aucun barrage-voûte n'avait connu de rupture auparavant, et comme la rupture avait manifestement affecté le terrain de fondation, la catastrophe a suscité un ensemble exceptionnel de calculs et surtout d'essais pour remonter aux causes de la rupture, ce qui a ouvert des chapitres nouveaux dans la connaissance scientifique des massifs rocheux, et permis d'émettre des recommandations pour l'avenir. L'application de la mécanique des roches au génie civil a pris corps dans les années qui ont suivi.

Mots-clés : barrage, mécanique des roches, gneiss, faille, sous-pressure, essais sur site.

Malpasset, the only total failure of an arch dam

Abstract

In order to regulate the water supply for its coastal communities, the Var department equipped itself with a reservoir dam at Malpasset site. An arch dam was built in 1952-1954 on the Reyran river. The filling up was delayed due to an expropriation procedure. During the very rainy autumn 1959, the dam failed and the flow made more than 400 casualties and huge damages along the lower valley and in the Fréjus city. As no failure of arch dams had been reported before, and as the failure obviously took place within the foundation ground, the catastrophe aroused exceptional analyses and testing in order to get back to the causes of failure. So, new fields have opened in the scientific knowledge of rock masses and recommendations have been issued for the future. Within the years after, rock mechanics began to better apply to civil engineering.

Key words: dam, rock mechanics, gneiss, fault, uplift, *in situ* tests.

Introduction

Les besoins d'eau potable et d'irrigation de la côte varoise ont conduit le département du Var à projeter et construire un barrage au lieu-dit Malpasset, sur la vallée du Reyran, petit fleuve côtier qui traverse la basse ville de Fréjus. L'étroitesse de la vallée se prêtait à un barrage-voûte de 60 m de haut, appuyé sur un terrain cristallin (gneiss parcouru de filons de pegmatite). Il a été construit entre 1952 et 1954, mais son remplissage complet a été différé en raison d'une concession minière non expropriée à l'amont. La pluviosité exceptionnelle de l'automne 1959 a entraîné un remplissage rapide des derniers mètres sous le seuil du déversoir de crue, qui n'a pas été tout à fait atteint. L'exploitant¹ avait laissé dépasser la cote de retenue autorisée, afin de préserver le chantier du pont de l'autoroute en construction à l'aval. Le soir du 2 décembre 1959 la voûte a été emportée et la vallée dévastée jusqu'à la mer.

Après la description du barrage et le rappel des étapes de sa construction et de son exploitation, l'article présente les constatations sur le terrain : les éléments restés debout en rive droite et la crevasse au pied amont qui atteste leur déplacement ; le dièdre ouvert au sein du versant rive gauche à l'aval immédiat des parties de la voûte disparues (on comprendra plus tard que la partie basse de la voûte en rive gauche a été emportée la première, avant la ruine complète de l'ouvrage). La qualité du béton n'était pas en cause et au contraire les blocs transportés à l'aval montraient que la rupture s'était produite au sein du rocher de fondation. Ensuite sont détaillées les principales étapes des investigations et des recherches de mécanique des roches : les études de laboratoire, effectuées au Laboratoire de mécanique des solides de l'École polytechnique traitées dans l'article suivant (Habib, 2010, p. 19) mettent en évidence une fissuration matricielle très importante qui se traduit par une grande dispersion des résistances et un effet d'échelle considérable (Bernaix, 1967), ainsi que par une sensibilité extraordinaire de la perméabilité à la contrainte ; les mesures sur le terrain réalisées par une équipe d'Électricité de France montrent pour leur part une déformabilité plus grande que celles d'autres fondations de barrages français qui ont pu leur être comparées (Groupe de travail CFGB, 1967). La perméabilité naturellement faible de la roche est donc considérablement diminuée dans la zone où

⁽¹⁾ La direction départementale du Génie rural, agissant pour le compte du propriétaire, le conseil général du Var.

s'exerce la poussée de la voûte, alors que la déformabilité entraîne l'ouverture d'une crevasse au pied amont. Associée à une faille préexistante à l'aval, cette crevasse aurait individualisé le dièdre rive gauche, et fortement aggravé la poussée hydrostatique sur l'ensemble barrage et fondation.

L'ensemble des réflexions et travaux engagés en France et dans le monde entier après la ruine de ce barrage a donné un essor nouveau à la mécanique des roches, reconnue désormais comme une discipline à part entière.

Présentation du barrage et de sa rupture

Description sommaire du barrage dans son site

Le département du Var a fait construire le barrage de Malpasset afin d'assurer l'alimentation en eau de la zone côtière, à la fois pour les usages urbains de Fréjus, Saint-Raphaël, Sainte-Maxime et Saint-Tropez, dont la population était en forte augmentation, et pour l'irrigation des cultures dans la plaine alluviale de l'Argens. En effet, le climat local comporte d'importantes sécheresses estivales et des pluies d'automne parfois très abondantes. La vallée du Reyran pouvait constituer une assez vaste cuvette de retenue inhabitée à l'amont d'un défilé plus étroit, propre à stocker 55 millions de mètres cubes derrière un barrage relativement modeste. Le terrain cristallin du massif du Tanneron (appartenant à l'Estérel) qui constitue les deux versants de ce défilé a été jugé apte à supporter un barrage alors que la retenue baigne pour partie ces mêmes terrains ainsi qu'un synclinal sédimentaire d'âge carbonifère. Toutes ces roches sont considérées comme imperméables.

Le barrage (Figs. 1 et 2) était une voûte mince à double courbure, d'un modèle courant à l'époque en France² ; son couronnement était à la cote 102,55 NGF, le lit du Reyran à la cote 42, la « retenue normale » à 98,50 (le tableau I rassemble les principales mesures). L'arc supérieur était appuyé en rive gauche sur

⁽²⁾ Et dans le monde : l'ouvrage de Mary (1967) estime à 600 le nombre des barrages-voûtes alors en service.

TABLEAU I

Principales mesures du barrage de Malpasset et de sa retenue.
Main figures of Malpasset dam and reservoir.

Hauteur sur fondation	65 m	60 m sur le lit du ruisseau
Longueur en crête	223 m	plus 22 m de la culée rive gauche
Rayon amont en crête	105 m	angle au centre 135 g (121,5 degrés)
Épaisseur maximale	9 m environ	6,9 m au pied de la console centrale
Dimensions de la culée	L : 22 m, l : 6,5 m, h : 10 m	
Volume de béton	48 000 m ³	
Capacité de la retenue	55 000 000 m ³	47 hm ³ à la cote de retenue normale

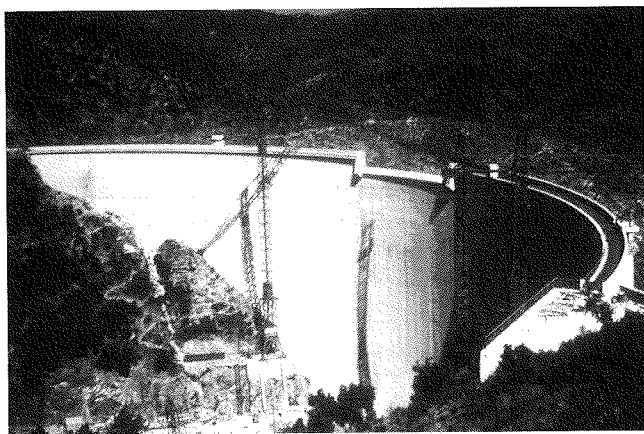


FIG. 1 Photographie du barrage en fin de construction, montrant la culée rive gauche et le seuil déversant ; les grues qui ont assuré le bétonnage sont encore en place, mais le tapis de réception du jet n'est pas encore construit (photo Coyne et Bellier).
Photo of the dam at end of construction, showing the left bank thrust block and the overflow sill ; the cranes used for pouring the concrete are yet standing, the apron receiving the overflow is not yet built (photo Coyne et Bellier).

une culée massive, assortie d'un « mur en aile » pour lui éviter de subir la poussée de l'eau. La coque a été construite en 16 plots verticaux indépendants, séparés par 15 joints radiaux (Fig. 3, lettres de A à O ; le joint P la sépare de la culée, partagée en deux par le joint Q).

Un seuil déversant (2)³ long de 29,7 m à la cote 100,40 échantrait le couronnement, et le terrain au pied aval était protégé de l'impact de la lame d'eau déversante par un tapis de béton (4) ancré et drainé. Le couronnement était muni d'éléments préfabriqués formant un passage entre deux garde-corps (passage limité sur chaque rive au seuil déversant). Une conduite de vidange munie d'une vanne papillon traversait le béton à la cote 46,25 (sur un socle épais de 20,45 m) et la prise d'eau était aménagée en rive gauche à la cote 79,5 suivie d'un organe de réglage du débit et d'une conduite en béton vers l'aval. Pendant la construction, un élargissement à la base du joint H a permis le passage du

⁽³⁾ Ces chiffres entre parenthèses renvoient à ceux de la figure 2.

débit du ruisseau, évitant le recours à une galerie de dérivation ; cet orifice a été fermé après la mise en service de la vidange de fond.

Le barrage a noyé le chemin qui suivait le fond de la vallée (rive droite), chemin hérité d'une voie ferrée d'intérêt local, abandonnée de longue date, ainsi que les restes de l'aqueduc romain de Fréjus, qu'on devine à mi-hauteur sur la figure 6.

2.2

Étapes du projet, de la construction, de l'exploitation

Le site avait été envisagé de longue date et après des études préliminaires, dès 1946, le choix d'un barrage-voûte a été arrêté, puis le marché de construction signé le 25 février 1952 ; les terrassements ont commencé en avril, les premiers bétons étant coulés en août. Le barrage est achevé en avril 1954, et le tapis de réception des déversés est bétonné en août et septembre. En quelques zones, et notamment sous la culée, l'état d'altération du rocher a conduit à approfondir les fouilles avant de couler le béton. La liaison béton-rocher a été traitée par injection de coulis de ciment ; un voile d'injection profond a été jugé inutile du fait de la très faible perméabilité du terrain.

On notera que la surveillance du comportement de l'ouvrage pendant les années de son premier remplissage était très sommaire : la déformation de la voûte est mesurée chaque été par une société de topographie (Figs. 3 et 4), et un gardien logé à proximité effectue des tournées d'inspection visuelle (il a ainsi signalé en novembre une venue d'eau dans le versant rive droite et l'apparition de fissures du tapis, également côté rive droite) ; il est chargé aussi du petit entretien et, à l'occasion, des manœuvres de vannes.

Le remplissage a débuté le 20 avril 1954, à la fermeture du joint élargi, et les pluies de l'automne ont fait monter le niveau jusqu'à la cote 80, ce qui assure l'usage de la conduite de distribution d'eau. Il est resté stabilisé en 1955 en raison du retard des procédures d'expropriation déjà citées, et des paliers successifs sont observés ensuite, aux environs des cotes 83-85 en 1956-1957, 87,5 en 1958, puis 93 pendant l'été 1959. Les pluies exception-

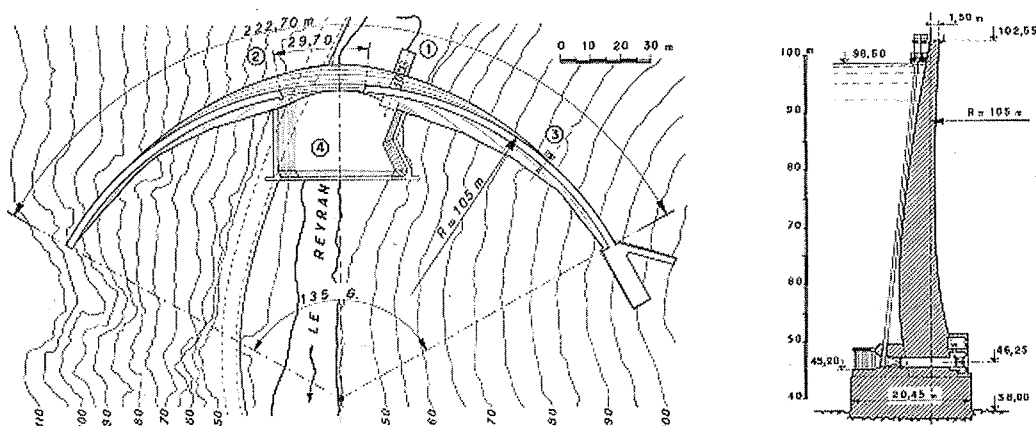


FIG. 2 Vue en plan et coupe verticale sur la vidange de fond ; le mur en aile évite la poussée de l'eau sur la culée ; l'axe de la voûte correspond au joint H (Fig. 3).
Plan view and vertical cross section across the bottom outlet ; the wing wall prevents any water thrust on the thrust block ; the joint H (Fig. 3) marks the axis of the arch.

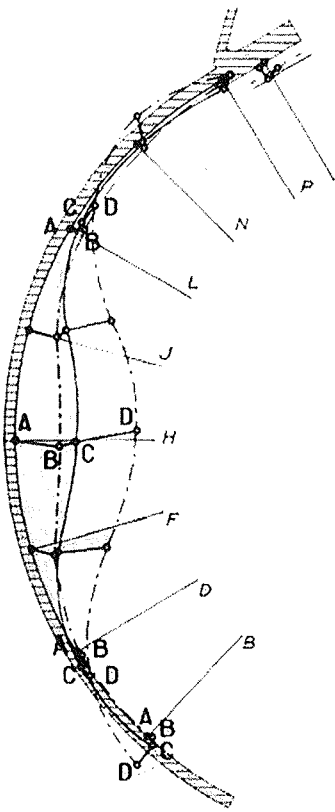


FIG. 3 Plan de l'arc de crête à la cote 98, portant les lettres B à P qui désignent les joints entre les plots de la voûte (un sur deux seulement), et les déformations mesurées aux dates A B C et D (voir Fig. 4) (Mary, 1968, Fig. 23).
Plan-view of the arch at el. 98, showing the letters B to P (names of the joints between monoliths, one of two only) and displacements measured at days A B C D (see Fig. 4) (Mary, 1968, Fig. 23).

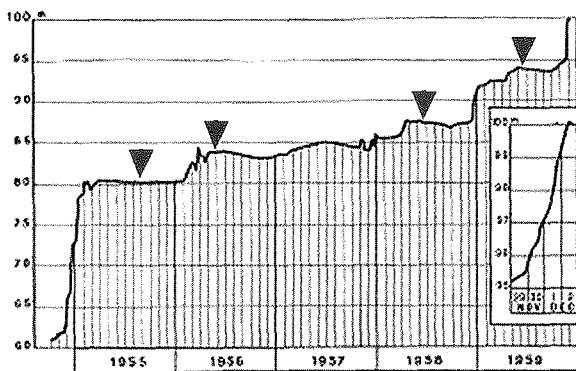


FIG. 4 Graphique de remplissage de 1952 à 1959, avec un agrandissement pour les derniers jours : 4,5 m en 3 jours (soit $1,7 \cdot 10^{-5}$ m/s en moyenne) ; les cinq petits crans négatifs signalent des baisses de niveau par ouverture de la vanne de vidange ; les quatre triangles situent les opérations d'auscultation topographique (dates A-B-C-D de la figure 3).
Graph of filling up from 1952 to 1959, with an enlargement for the last days : 4.5 m in 3 days (average $1.7 \cdot 10^{-5}$ m/s); five little indentations mark openings of the bottom outlet ; four triangles point the times of geodesic measurements (dates A-B-C-D on figure 3).

nelles de l'automne provoquent alors une montée très rapide du 30 novembre au 2 décembre, jusqu'à quelques centimètres sous le seuil déversant. En effet l'exploitant a laissé la vanne fermée afin de protéger le chantier du pont de l'autoroute en activité à moins d'un kilomètre à l'aval (contrairement à la consigne de ne pas dépasser la retenue normale). Après une réunion des autorités concernées sur le site du barrage dans l'après-midi du 2 décembre, la vanne est finalement ouverte à 18 h, mais le niveau n'a que légèrement baissé lorsque le barrage disparaît à 21 h 10.

2.3

Premières constatations

L'examen des lieux (Figs. 5 à 9⁴) montre qu'une partie du barrage subsiste en rive droite et en fond de vallée, presque jusqu'au joint K. Au pied aval, le bassin a disparu, laissant place à une large fosse à la cote 35 (d'après les coupes dans Mary, 1968), et en rive gauche un grand volume de terrain de fondation a été emporté avec l'ensemble des plots de béton (40 000 m³

⁴) Photos de Joseph Duffaut (J.D.), envoyé sur place par le ministre des Travaux publics dès le 3 décembre en qualité de chef du service technique de l'électricité et des grands barrages, qui a fait partie ensuite de la Commission d'enquête administrative dont la première visite a eu lieu le 20 décembre et de Pierre Duffaut (P.D.) qui a visité le site au printemps 1960, avant d'hériter des photos paternelles, et d'en prendre lui-même lors des nombreuses visites effectuées depuis.

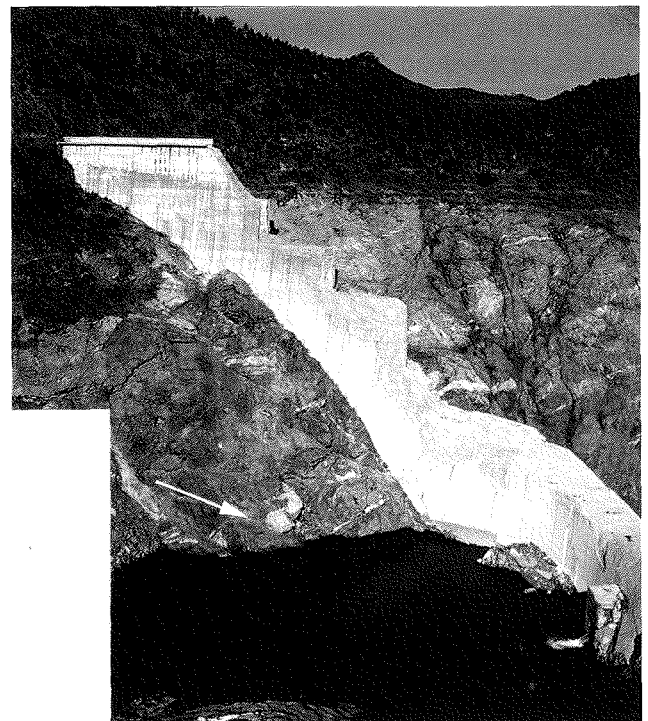


FIG. 5 La rive droite du barrage est découpée en escaliers suivant les joints de construction et les reprises de bétonnage ; la photo, P.D. du printemps 1960, montre le rocher nettoyé par le déplacement de l'eau ; la flèche indique la même faille que sur la figure 6.
The right bank remains of the dam are cut in stairs along construction joints and levels of pouring concrete ; photo by P.D. in spring 1960 showing the rock cleaned up by the flow of water ; the arrow shows the same fault as on figure 6.

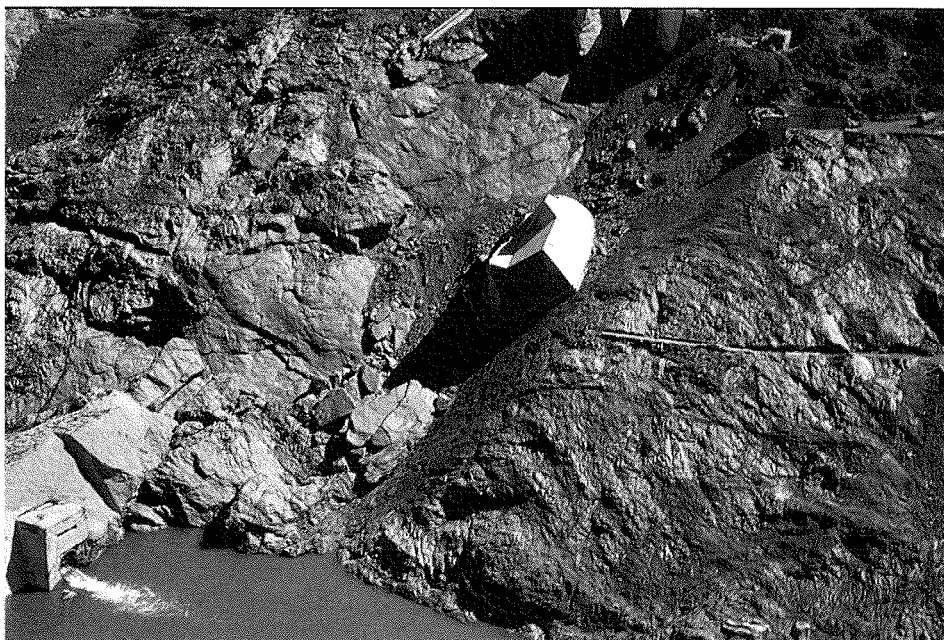


FIG. 6 Trait caractéristique de la rive gauche, le dièdre excavé au pied du barrage et le bloc de culée qui y est tombé ; à l'extrême droite s'ouvre la galerie creusée pour les essais au vérin (on voit aussi de part et d'autre la trace de l'aqueduc romain de Fréjus, à la cote 53) (photo P.D., printemps 1960).

Characteristic feature of the left bank, the dihedron excavated at the dam foot and the concrete block fallen inside from the thrust block ; at right opens the adit for jack tests (remains of the roman aqueduct keep visible upstream and downstream at el. 53) (photo P.D., spring 1960).

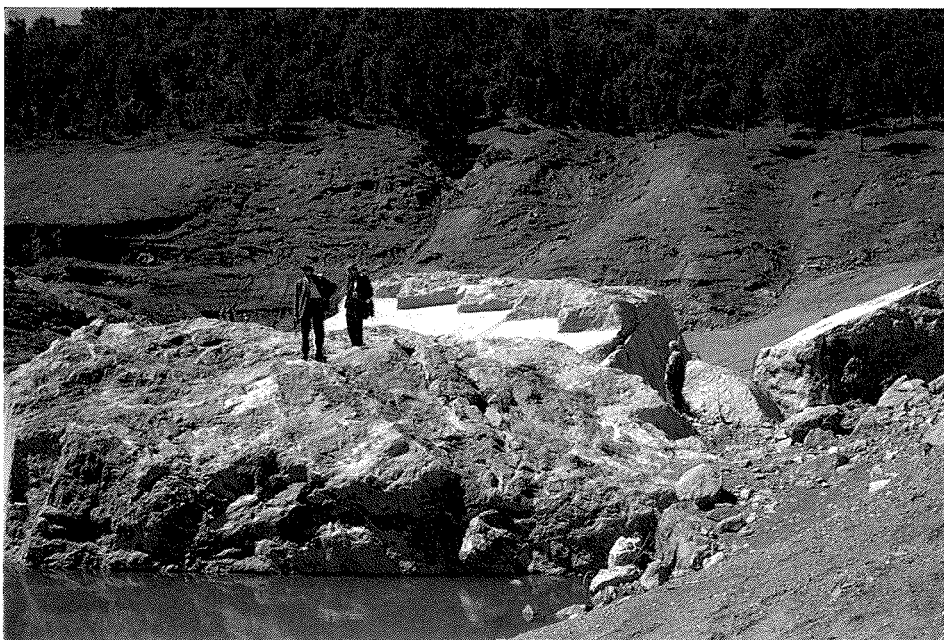


FIG. 7 Les deux principaux blocs de béton, transportés à plus de 500 m, montrant le rocher attachant au béton (photo J.D. du 20/12/59).

Two main concrete blocks, carried away more than 500 m, showing the rock sticking on their basal concrete surface (photo J.D. of 20/12/59).

environ). Ce volume manquant (Fig. 6) est décrit schématiquement comme un *dièdre*, dont la face aval est un plan de faille caractérisé, lisse et strié, la face amont un ensemble de déchirures suivant des surfaces de foliation irrégulières (plutôt que des failles comme il a pu être écrit). Le premier plot PQ de la culée est tombé au creux de ce dièdre en restant solidaire d'une petite partie du mur en aile.

La surface de la faille ainsi mise en évidence a une direction perpendiculaire à la vallée ; on la retrouve au pied de la rive droite (Figs. 5 et 8) ; son pendage de 40° environ la fait passer à 20 m de profondeur sous le barrage (comme il apparaît sur les figures 10 et 15).

La vallée à l'aval est parsemée d'énormes blocs de béton, accumulés à l'amont de chaque coude, dont les principaux ont pu être identifiés. Les bases de plots

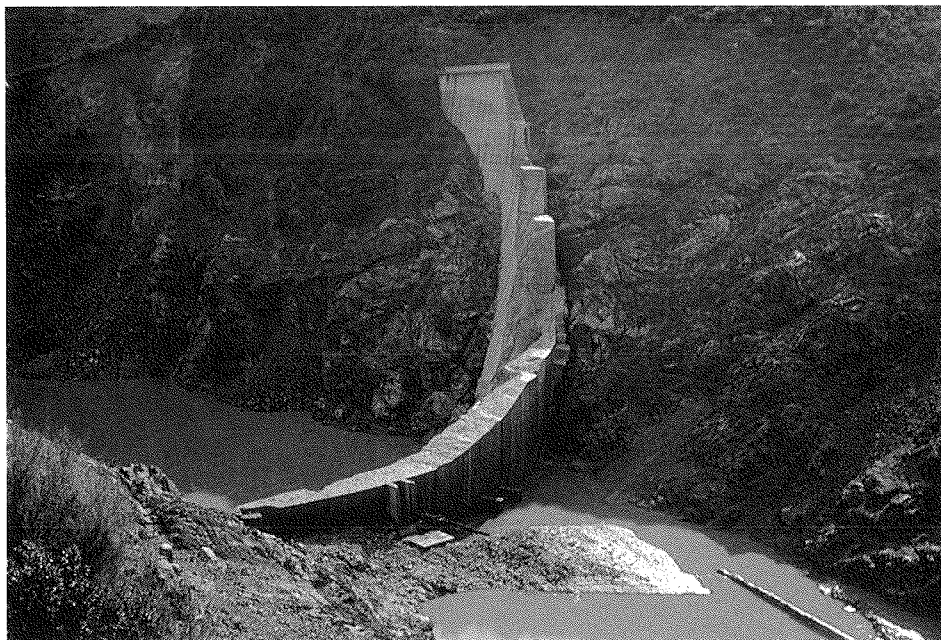


FIG. 8 Trait caractéristique de la rive droite, la crevasse large et continue qui suit le pied amont du béton (photo J.D. du 20/12/59) ; les reprises de bétonnage luisent au soleil ; le mur de soutènement de l'ancienne plateforme ferroviaire apparaît à droite.
Characteristic feature of the right bank, the wide crevice following the heel of the dam (photo J.D. of 20/12/59) ; concrete levels shine in the sun ; the retaining wall of the old railroad platform appears at right.

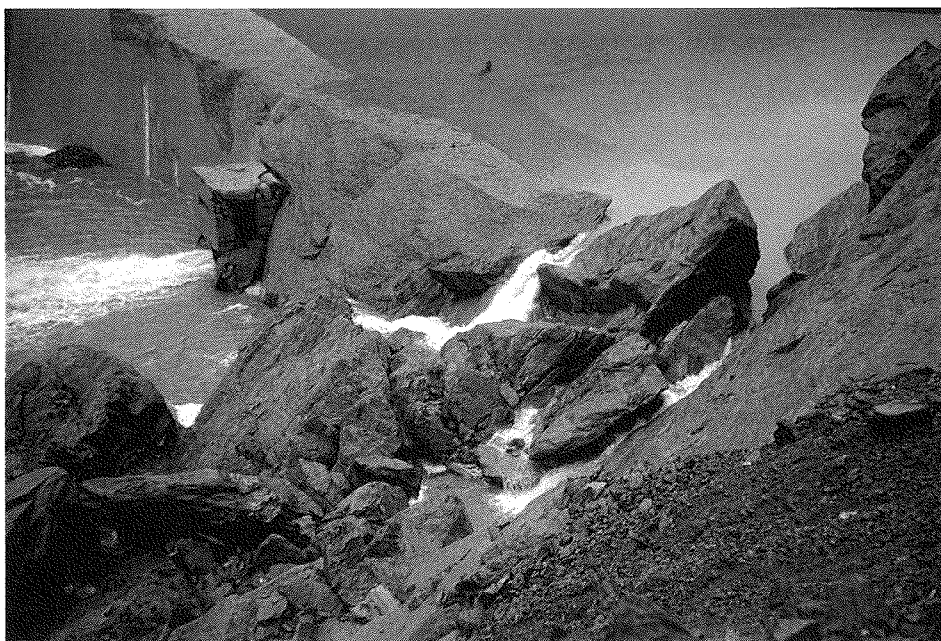


FIG. 9 Débordement par-dessus le béton au pied de la rive gauche (photo J.D. du 4/12/59) ; l'écume visible en haut à gauche signale l'eau qui passe sous le plot FG.
Overflow over the concrete at the foot of left bank (photo J.D. of 4/12/59) ; foam visible at left marks water crossing under monolith FG.

montrent une certaine épaisseur de rocher attendant au béton, attestant que la rupture s'est produite au sein du rocher (Fig. 7).

Sur la rive droite (Fig. 8), une crevasse large et profonde apparaît au pied amont des plots qui subsistent, témoignant d'un déplacement de la voûte vers l'aval, que le terrain situé à l'amont n'a pas suivi. Sur les deux rives le rocher a été déshabillé de toute végétation et

terre végétale par le passage du flot⁵ ; des éboulis postérieurs à la rupture frangent le pied de la rive droite (Fig. 5) et le haut du dièdre. Le béton qui subsiste en rive droite est découpé en marches d'escalier par les joints de construction C, D et E, par des surfaces de

⁽⁵⁾ « La catastrophe ayant enlevé tous les terrains superficiels, les conditions d'observation étaient infiniment supérieures aux conditions antérieures » (déposition de Jean Goguel au procès).

reprise de bétonnage sur toute la surface des plots IJ et JK et une partie des plots de BC à GH, et localement par des surfaces moins régulières.

Le béton au pied de la rive est parcouru de fractures nombreuses évoquant une torsion de la coque face au bajoyer rive droite du bassin de réception des crues (Fig. 11). Les arêtes aval des plots CD et DE sont fortement épaufrées. Les surfaces de rupture du béton montrent partout une excellente qualité apparente (que confirmeront les essais effectués au Laboratoire central des ponts et chaussées sur des carottes prélevées par forage).

Les 3 et 4 décembre, l'eau déborde encore par-dessus la limite du béton au pied de la rive gauche et sur le plot IJ (Fig. 9), puis le niveau amont baisse lentement, l'eau s'écoulant à la fois par la vidange de fond et par-dessous le barrage, notamment sous le plot FG, puis uniquement par-dessous le béton (des nappes d'eau subsisteront des deux côtés jusqu'à la sécheresse de 1962, empêchant l'examen des parties inférieures du barrage).

2.4

Étapes des études engagées après la rupture

Une commission d'enquête administrative est nommée le 5 décembre par le gouvernement, et deux commissions d'expertise seront nommées successivement par le tribunal de Draguignan, le 12 décembre 1959, puis le 7 mai 1962 (Tableau II). La commission administrative s'adjoindra aussitôt le géologue Jean Goguel, alors vice-président du Bureau de recherches géologiques et minières, qui procédera dès le 20 décembre à un examen approfondi du terrain.

Ces commissions font procéder d'abord à un lever topographique précis, ensuite à tous les essais disponibles, sur le terrain et en laboratoire, et elles font reprendre tous les calculs. De nombreux échantillons de roche sont prélevés et confiés à divers laboratoires (dont celui de l'École polytechnique), un petit puits et une galerie sont creusés rive gauche pour accueillir les essais de déformabilité. De leurs côtés, le bureau ACJB⁶ et son président André Coyne (qui avait fourni le projet de barrage), ainsi que EDF (intéressé au plus haut degré car ayant la responsabilité de très nombreux barrages, dont beaucoup de barrages-voûtes) vont mettre en route un certain nombre de calculs et d'essais en sus de ceux demandés par les commissions.

⁽⁶⁾ Le bureau d'études fondé par André Coyne a d'abord été nommé ACJB (André Coyne et Jean Bellier) puis est devenu plus tard COB (Coyne et Bellier).

Le lever topographique met immédiatement en évidence la *rotation d'ensemble* de ce qui reste du barrage, à partir d'un point fixe à l'extrémité rive droite : les déplacements augmentent en effet régulièrement jusqu'à 80 cm pour la portion qui subsiste, la culée ayant avancé de plus de 2 m, deux fois plus que ce qu'implique la rotation ci-dessus. Les mesures sismiques qui ont quadrillé le versant rive gauche montrent que la célérité longitudinale du terrain, excellente en profondeur, est fortement diminuée dans une épaisseur de dix à vingt mètres à partir de la surface.

EDF envoie sur place dès le printemps une équipe spécialisée dans les mesures de déformabilité des massifs rocheux, et aussitôt après engage l'exécution de mesures semblables sur tous les chantiers de barrages en cours aux fins de comparaison.

Désignés en raison de désaccords persistants entre les experts de la commission administrative et ceux de la première commission judiciaire, les contre-experts engagent des reconnaissances complémentaires, facilitées par la sécheresse de 1962 qui a permis pour la première fois l'accès au pied de la voûte et même sous le barrage : la réalité d'un passage sous le plot FG par une crevasse ouverte au sein du rocher est ainsi démontrée (Fig. 10) ; la disposition des dépôts de part et d'autre laisse penser qu'un débit important a transité sous ce plot après l'essentiel du déversement, comme le suggère le seuil en arc de cercle visible sur la figure 11.

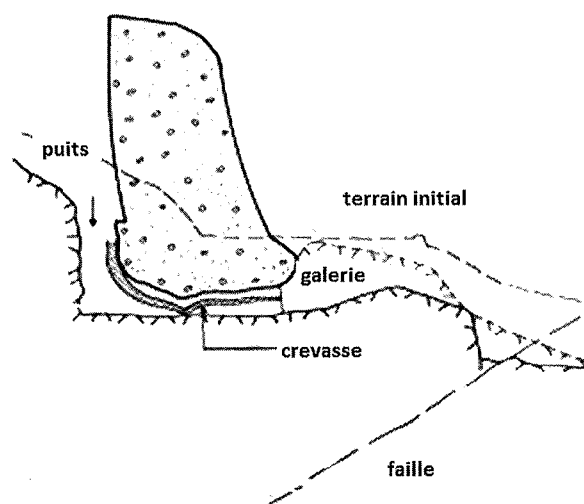


FIG. 10 Coupe sous le plot FG, où la crevasse dans le rocher de fondation a été mise en évidence le long d'une petite galerie creusée en 1962.

Cross-section under monolith FG, where the crevice through the foundation rock has been made obvious along a small gallery bored 1962.

TABEAU II

Composition des trois commissions d'enquête sur la rupture de Malpasset (IG, ingénieur ou inspecteur général ; EDF, Électricité de France ; TP, travaux publics ; CFGB, Comité français des grands barrages ; GTM, Grands travaux de Marseille ; PC, Ponts et Chaussées).

Experts nommés par le ministre	Experts nommés par le juge	Contre-experts nommés par le juge
Gosselin, IG Ponts et Chaussées	Casteras, prof. géologie	Caquot, membre de l'Institut
Olivier-Martin, directeur à EDF	Escande, dir. école d'Hydraulique	Pruvost, membre de l'Institut
Duffaut J., IG, ministère TP	Gridel, prof. Centrale	Mary, PC, ancien pt CFGB
Talureau, IG Génie rural	Haegelen, IG Ponts et Chaussées	Barbier, prof. géologie
Calvet IG Génie rural	Jacobson, prof. École centrale	Biarez, prof. École centrale
Disserens, ing. conseil, GTM	Roubault, dir. école de Géologie	Drouhin, PC, président CFGB

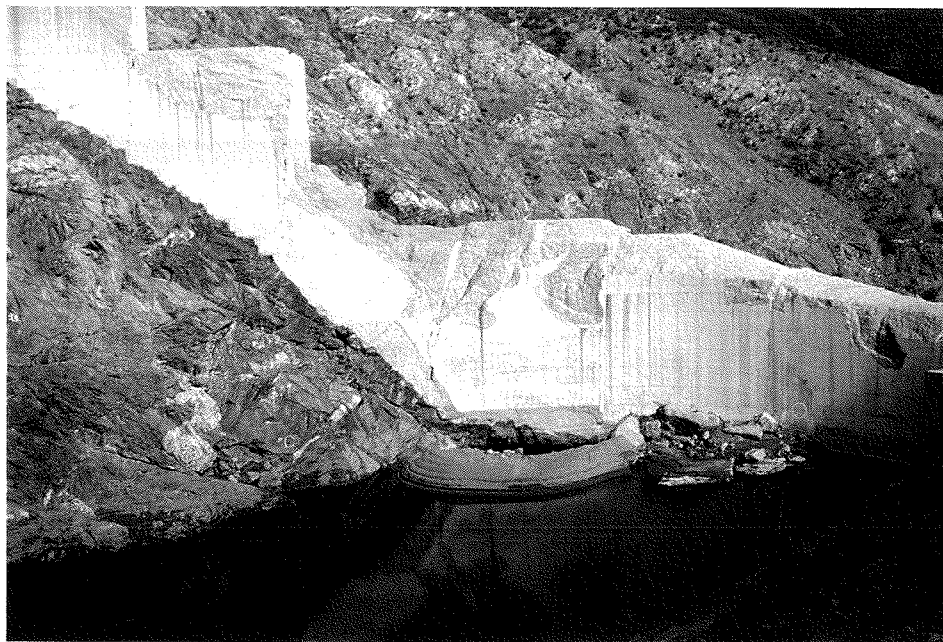


FIG. 11

Photo P.D., printemps 1960, montrant le seuil construit par le passage de l'eau dans la crevasse sous le plot FG.

Photo P.D., spring 1960, showing the sill built by the water flow through the crevice under monolith FG.

3

Études de mécanique des roches sur le terrain

3.1

La déformabilité du terrain *in situ*

La division génie civil du service Études et projets hydrauliques d'EDF (direction de l'équipement) a standardisé (Talobre, 1957) une méthode d'essai sur le terrain, à partir de l'essai de chargement « à la plaque » utilisé en mécanique des sols ; l'échelle des efforts nécessaires fait appel au chargement par un vérin hydraulique d'une plaque circulaire rigide (diamètre 28 cm, surface 615 cm²) avec la réaction fournie par la paroi opposée d'une excavation (galerie ou puits), d'où la dénomination classique d'essais « au vérin » (jack tests en anglais). La contrainte appliquée était alors le plus souvent limitée à 70 ou 80 kg/cm² (7 ou 8 MPa) mais elle a atteint ailleurs 4 fois plus. EDF entretient à l'époque une équipe qui dispose du matériel nécessaire et l'emploie régulièrement pour l'étude du terrain autour des conduites forcées souterraines. Pour le barrage de Tignes, fondé sur des quartzites très durs, EDF avait fait appel au CEBTP pour de tels essais (Habib, 1950), alors que les usages précédents en matière de fondations de barrages n'avaient porté que sur des roches nettement plus tendres en Algérie (Drouhin, 1936) et en Suisse, ou sur des ouvrages exceptionnels (Hoover dam, États-Unis, Grande Dixence, Suisse).

Deux galeries de petit diamètre ont été creusées spécialement dans le versant rive gauche (repères 1 et 2 sur figure 12), à la cote 53 ; la première, longue de 35 m, a accueilli 5 postes de mesure, la seconde, de 8 m seulement, un seul poste ; l'emplacement des postes a

été choisi après une étude microsismique le long de la première galerie ; 19 essais ont été exécutés, dont 11 en position verticale (6 en calotte et 5 en radier) et 8 en position horizontale.

Le graphique de la figure 13 rassemble les résultats obtenus à Malpasset et sur 16 autres sites de barrages (Tableau III) ; une première publication, au congrès des grands barrages d'Edimbourg en 1964 (Groupe de travail⁷), en comportait 8, alors en construction ou à l'étude en France pour EDF. EDF en a ajouté plus tard 8 autres (graphique cité au colloque de Purdue, Post et Bonazzi, 1987).

La comparaison est sans appel : Malpasset occupe de loin la dernière place ; et on peut noter que le site de Saint-Cassien, qui est très proche au nord-est de Malpasset, dans le même massif cristallin ancien, a des valeurs nettement supérieures (médiane multipliée par 3) ; c'est l'épaisseur de la zone d'altération superficielle qui a conduit à éliminer toute solution en béton sur ce site. Les projets initiaux de Saint-Cassien et de Roujanel étaient des voûtes : EDF a maintenu celui-ci, qui se classait pourtant avant-dernier des voûtes sur le Tableau, au prix du traitement d'une faille qui était bien visible sur le terrain (contrairement à celle de Malpasset) mais a préféré la solution enrochement pour Saint-Cassien comme pour Besserve.

Parmi les sites ajoutés plus tard, plusieurs concernent des barrages de plus grande hauteur (Tignes, Monteynard, Vouglans, Sainte-Croix). Entre Malpasset et Laparan, le graphique montre que les quinze autres se rangent en deux groupes intermédiaires, l'un avec une médiane de 6 à 10 000 MPa (Puylaurent et Laouzas sur du granite, Tignes sur des quartzites, Monteynard, Vouglans et Sainte-Croix sur des calcaires), l'autre dont la médiane est entre 1 000 et 2 500 MPa. On note que

⁽⁷⁾ Pierre Habib était co-président de ce groupe de travail et Pierre Duffaut assurait le secrétariat des quatre groupes.

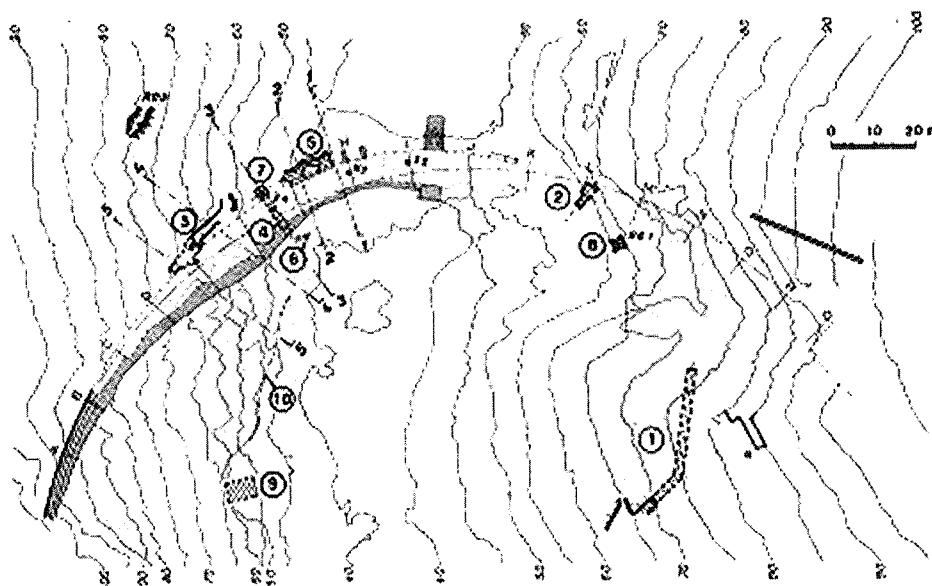


FIG. 12 Implantation des galeries et puits de reconnaissance.
Position of exploratory adits and pits.

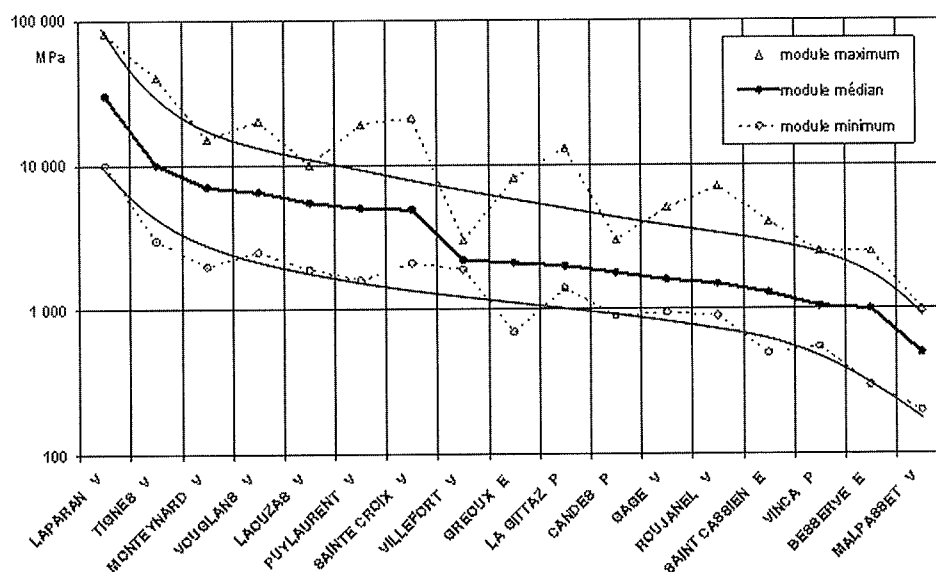


FIG. 13 Graphique des modules « de déformation » du terrain mesurés sur 17 sites de barrages (11 voûtes, 3 poids, 3 enrochements) ; l'échelle des modules, en MPa est logarithmique. Les sites sont rangés par modules médians décroissants (courbe centrale, entre valeurs extrêmes) (dessin de B. Goguel d'après Post et Bonazzi in Leonards, 1987).

Graph of deformation modules of the ground measured on 17 dam sites (11 arch dams, 3 gravity dams, 3 rock-fill dams) ; the MPa scale is logarithmic. Dam sites are sorted along decreasing median modules (bold curve, in between curves of extreme values) (drawing by B. Goguel after Post and Bonazzi in Leonards, 1987).

les voûtes constituent plus de la moitié de l'effectif, dont les huit sites les mieux classés et deux dans le groupe inférieur (sans compter Malpasset qui clôt la liste, comme dans le premier groupe étudié). On sait que le module lu sur les cycles de déformation est plus élevé que celui qui apparaît au premier chargement, au moins deux fois supérieur en général, ce qui était confirmé à Malpasset.

3.2

Conséquences d'une grande déformabilité

Pourquoi ce module est-il aussi critique ? A l'époque du projet, la mesure de la déformabilité des fondations de barrages était rare, réservée à des cas extrêmes de terrains jugés relativement mous, ou au contraire très rigides ; il était d'usage de « calculer » les voûtes en

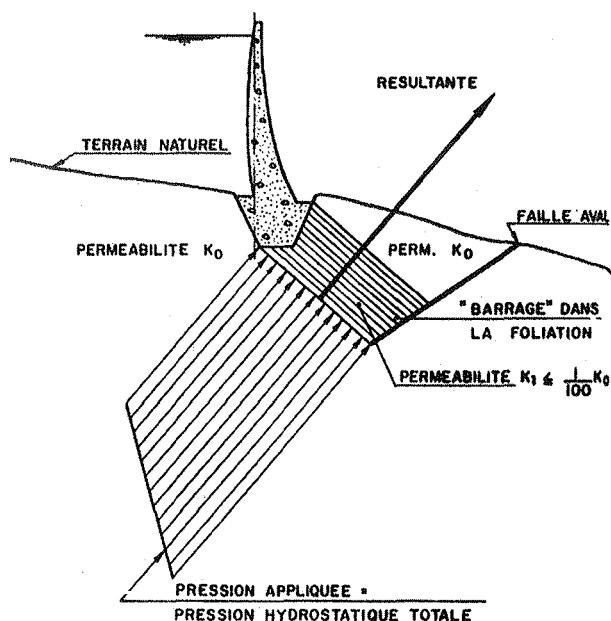


FIG. 14

Schéma du « barrage » supplémentaire provoqué au sein du terrain par la diminution de sa perméabilité sous l'effet de la poussée du barrage : la résultante de la pression dans la foliation est susceptible de chasser le dièdre le long de la faille (d'après Mary, 1968).

Diagram showing that the hydrostatic pressure inside the foliation against the extra « dam » built inside the ground by the decrease of its permeability induced by the dam thrust may push the dihedron along the fault (after Mary 1968).

prenant pour le rocher un module de l'ordre de la moitié de celui du béton. On s'accommodait de modules diminuant du pied des versants vers le haut, puisque la

rigidité des barrages diminuait aussi. Après la rupture du rocher de Malpasset, les ingénieurs se sont partagés en deux groupes suivant l'importance attribuée à la déformabilité du terrain : ce rocher était-il trop mou, comme quelques voix le dénonçaient ? Alors qu'une majorité penchait pour ne trouver aucun inconvénient à cette grande déformabilité. Mary (1968) écrit que la valeur déduite « du déplacement radial du pied de l'ouvrage sous l'action de l'effort tranchant des consoles se situerait aux environs de 10 000 bars (1 000 MPa) et peut-être moins » et conclut que « ce module est faible ». Cette valeur, déduite d'un calcul effectué par COB, est rappelée à Purdue par Post et Bonazzi (1987). D'après Bellier (1967) on avait pris un rapport dix pour le calcul de la voûte de Malpasset, et la réalité était probablement au-delà.

Cette déformabilité a d'ailleurs une conséquence qui ne met pas en cause la façon de travailler de la structure du barrage : sous la poussée de l'eau, tout barrage avance en comprimant sa fondation à l'aval, et avance d'autant plus (à hauteur d'eau égale) que le module du rocher est plus faible. Faute de résister à un allongement, le massif rocheux situé à l'amont immédiat ne suit pas le barrage, ce qui se traduit par l'ouverture d'une ou plusieurs fissures. Ce phénomène, qui passe inaperçu lorsque la fondation est rigide même pour de hauts barrages (des ouvertures millimétriques ont été mesurées à Vouglans grâce à une auscultation spécialement mise au point) et aussi sous les barrages poids, toujours épais, en béton ou davantage encore en remblais, prend de l'importance à Malpasset, où l'avancée du barrage a dépassé le centimètre en clé sous une charge encore partielle, et il peut expliquer l'ouverture finale de plusieurs décimètres de la crevasse découverte au pied amont des plots de rive droite, après la rotation en bloc du barrage. Comme la déformabilité était plus grande en rive gauche, une crevasse plus large encore a dû s'y ouvrir (favorisée par la direction des surfaces de foliation, et en accord avec la rotation d'ensemble)

TABEAU III

Données principales des barrages français de la figure 14, dans le même ordre.
Main data on French dams of figure 14, in the same order.

Nom	Année	Rivière	Département	Terrain	Type	Hauteur	Exploitant
Laparan	1985	Aston	Ariège	granite	voûte	106	EDF
Tignes	1952	Isère	Savoie	quartzite	voûte	180	EDF
Monteynard	1963	Drac	Isère	calcaire	voûte	155	EDF
Vouglans	1968	Ain	Ain	calcaire	voûte	130	EDF
Laouzas	1965	Vèbre	Tarn	granite	voûte	52	EDF
Puylaurent	1996	Chassezac	Lozère	granite	voûte	73	EDF
Sainte-Croix	1974	Verdon	Alpes-H.-Prov.	calcaire	voûte	95	EDF
Villefort	1965	Altier	Lozère	granite	voûte	75	EDF
Gréoux	1967	Verdon	Alpes-H.-Prov.	calcaire	enrochements	67	EDF
Gittaz (la)	1967	Gittaz	Savoie	gneiss	poids	67	EDF
Candes	1967	R. de Candes	Lot	granite	poids	54	EDF
Gage II (le)	1967	Gage	Ardèche	granite	voûte	42	EDF
Roujanel (le)	1965	Borne	Ardèche	gneiss	voûte	57	EDF
Saint-Cassien	1966	Biançon	Alpes-Mmes	gneiss	enrochements	66	EDF
Vinça	1977	Têt	Pyrénées-Or.	granite	poids	60	Pyr.-Or.
Besserve	1968	Sioule	Allier	gneiss	enrochements	68	EDF
Malpasset	1954	Reyran	Var	gneiss	voûte	60	Var

sans même nécessiter aucun début de glissement sur le plan de la faille formant la face aval du dièdre. Plus la crevasse amont s'ouvre en surface, plus elle s'étend en profondeur, donnant à l'eau de la retenue une action plus profonde comme si la hauteur du barrage avait augmenté (on sait que la force augmente alors comme le carré de la hauteur) (Fig. 15, Mary, 1968).

4

Composition des forces sur le terrain de fondation d'un barrage

4.1

Le schéma des contre-experts

C'est l'essentiel du schéma retenu par les contre-experts et résumé par Mary (1968, p. 77) en deux phases, suivant la figure 15 de Laginha Serafim (in Leonards, 1987, p. 356) :

Première phase, qui a probablement débuté longtemps avant la rupture sans attirer l'attention : « Sous l'action des poussées exercées par le barrage et des pressions interstitielles, le pied s'est légèrement déplacé, ... permettant à l'eau de pénétrer progressivement dans la crevasse... ; lorsque la pression de l'eau du lac a pu s'exercer dans toute l'étendue de cette crevasse et avec sa pleine valeur du fait de l'imperméabilisation de toute la zone intéressée par le jeu des forces de compression exercées par le barrage, le rocher situé à l'aval a été expulsé brutalement... ».

Conséquence (deuxième phase) : « la poussée de la voûte, privée de son appui sur une grande longueur, s'est concentrée sur la culée qui a dès lors été soumise à une force excessive, ... L'élément résistant du barrage était alors constitué par un arc oblique... prenant appui sur la culée... Cet arc, chargé d'une manière excessive a péri, peut-être par flambement ». En fait la déroba-

de la culée a annulé l'effet d'arc, supprimant tout risque de flambement, et les consoles ont péri surtout par flexion, comme il est écrit sur la figure 15.

4.2

Généralisation

Pierre Londe (1965) va généraliser ce type de schéma à trois dimensions pour pouvoir l'adapter à tout bloc individualisable au sein d'une rive rocheuse (les faces du bloc rocheux étant des joints, au sens anglais, c'est-à-dire aussi bien joints de stratification ou schistosité, que des fractures ou failles) : l'abaque qu'il publie dès 1965 va beaucoup plus loin car il permet de discuter la stabilité d'un bloc rocheux tétraédrique en fonction des forces exercées sur ses faces (poids propre, poussées, pressions et sous-pressions) et des coefficients de frottement (Figs. 16 et 17). Il permet donc d'estimer la nécessité d'un drainage localisé et d'en apprécier l'efficacité (analyse détaillée dans Carrère 2010).

5

Conclusion : vers une nouvelle mécanique des roches

5.1

Les suites judiciaires

Le concepteur, André Coyne, avait aussitôt revendiqué sa responsabilité : « je suis le seul coupable », à tort évidemment lorsqu'on considère les années d'exploitation sans surveillance pendant lesquelles le Bureau ACJB n'avait aucun contrat de suivi ; beaucoup de barrages sont modifiés au cours de leurs premières années (Tolla en Corse, Roselend en Savoie, Kölnbrein en Autriche, par exemple), et quelques-uns sont

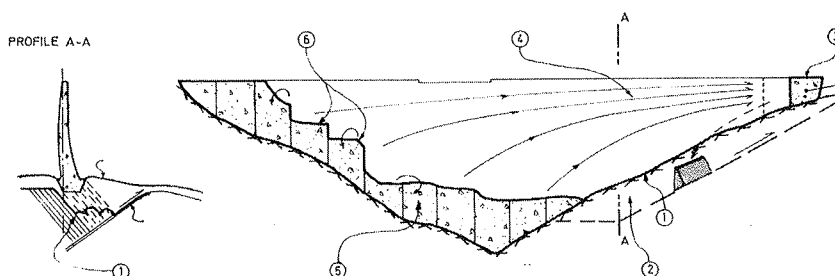


FIG. 15

A gauche coupe à mi-hauteur de la rive gauche : la poussée de l'eau étanche le terrain et ouvre la foliation, l'eau pénètre la crevasse (1) ; à droite le dièdre ayant commencé à glisser vers l'aval et vers le haut (2), la coque reporte sa poussée vers la culée (3), qui cède (4) ; l'arc inférieur fléchit horizontalement (5) ; privée d'appui en rive gauche, les plots rive droite fléchissent verticalement (6) et la coque explose (d'après Serafim, in Leonards, 1987).

Left, cross section of the dam at mid height of left bank : the thrust on the dam tightens the ground and opens it along foliation planes ; water enters the crevice (1) ; right when the dihedron has begun to slide towards downstream and upwards (2), the shell transfers its thrust onto the thrust block (3), which gives up (4) ; the lower arches bend horizontally (5) ; the monoliths on the right bank bend vertically (6) and the whole shell bursts (after Serafim, in Leonards, 1987).

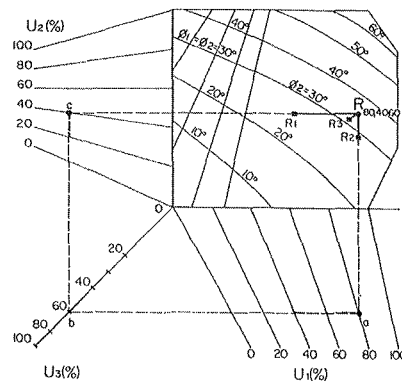
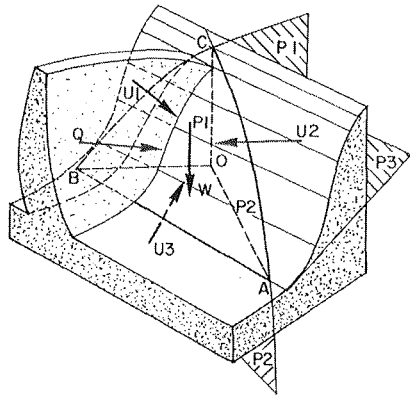


FIG. 16

A gauche, définition des forces agissant sur un bloc tétraédrique ABC : W poids, Q poussée de l'eau du réservoir, U1, U2, U3 sous-pressions sur les faces P1, P2, P3 ; à droite, abaque graduée en angle de frottement sur permettant de discuter les frottements et les sous-pressions sur chacune des trois faces internes (Londe, 1965).

Left, forces acting on a tetrahedral block ABC : W weight, Q thrust from reservoir water ; U1, U2, U3 uplift pressures on faces P1, P2, P3 ; right abacus graduated along friction angles permitting to discuss friction and uplift upon each of three faces (Londe, 1965).

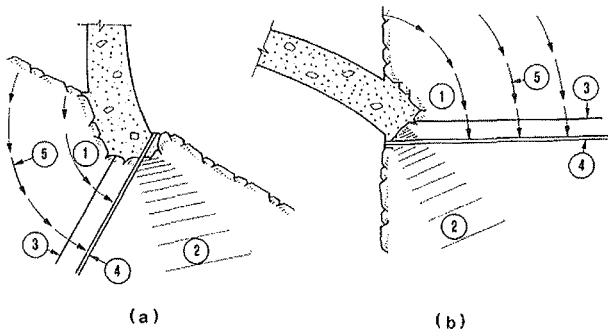


FIG. 17

Positions respectives recommandées du voile de drainage (4) et du voile d'injection (3), d'après Londe 1993, (a) en élévation et (b) en plan ; (1) désigne la zone en extension à l'amont immédiat de la fondation, (2) barrage interne créé par la compression, (5) les lignes de courant de l'écoulement/autour du barrage.

Respective positions recommended for drain curtain (4) and grout curtain (3), after Londe 1993, (a) vertical and (b) horizontal cross sections ; (1) designates the extension zone immediately upstream of dam foundation, (2) internal dam caused by compression, (5) flow lines around the dam foundation.

remplacés (le Gage, Ardèche), exploités à un niveau très bas (Beauregard, en Italie) ou abandonnés (Piney, Loire ; Bromme, Cantal). Avant de succomber à la maladie qui le minait, André Coyne a procédé à une révision de toutes les voûtes en construction et en projet, et il a laissé à Pierre Londe l'obligation de comprendre pourquoi, pour la première fois au monde, une voûte pas particulièrement audacieuse avait pu tromper la confiance de ses constructeurs. Sa disparition dans l'année 1960 a conduit le tribunal à inculper l'ingénieur du Génie rural du Var, et elle l'a relaxé cinq ans plus tard en admettant avec la grande majorité des 19 experts que les éléments qui ont conduit à la rupture étaient imprévisibles : la Nature avait tendu un double piège, sur les qualités d'une roche bien différente de celles des sites des autres régions de France, et sur la

structure des surfaces de discontinuités, un piège qui aurait très probablement trompé tous les spécialistes de l'époque ; la sauvegarde du chantier du pont de l'autoroute face à une pluviosité exceptionnelle avait faussé la prise de décision ; et l'organisation des services de l'État avait été défaillante du début à la fin puisque aucun contrôle sérieux ne s'exerçait alors sur les barrages non destinés à la production d'électricité.

La législation a été profondément modifiée à cet égard et un comité technique permanent est chargé depuis de contrôler tous les barrages de plus de 15 m, du projet à l'exploitation.

5.2

Les suites scientifiques

Les ingénieurs ont compris d'abord qu'il fallait apporter davantage d'attention aux surfaces de discontinuité des massifs rocheux et ils ont longuement discuté les avantages et inconvénients respectifs des dispositifs destinés à l'étanchéité et au drainage des massifs de fondation : le drainage n'était systématique qu'au pied des barrages poids ; il a été ajouté à maints barrages voûtes en service, souvent après des mesures qui montraient la réalité de sous-pressions dans le terrain à l'aval du barrage ; il convient de le placer le plus à l'amont possible, parfois à partir d'une galerie intérieure à la base d'une voûte (Fig. 17). Ce « voile » de drainage justifié par la stabilité de l'ouvrage a pris davantage d'importance que le voile d'étanchéité classique, destiné à limiter les fuites du réservoir. Pour l'exploitant il implique surveillance et entretien car l'évolution naturelle des drains est souvent le colmatage. Rappelons qu'il n'y avait à Malpasset, pas plus que sur les barrages-voûtes d'avant 1960, aucun drain ni piézomètre en fondation ; les concepts même de sous-pression et de voile de drainage n'étaient pas appliqués aux appuis des barrages-voûtes à cette époque.

C'est naturellement la communauté des ingénieurs en barrages qui a réagi la première au niveau international, la CIGB, Commission internationale des grands

barrages, dont le congrès de 1964 à Édimbourg apparaît comme un premier congrès de mécanique des roches hors des mines, en posant sa question 28, « Propriétés physiques et mécaniques du rocher *in situ* ; procédés permettant de déterminer ces propriétés et de les améliorer, sous l'angle particulier de l'établissement du projet et de la construction des grands barrages », question découlant évidemment de la rupture des fondations de Malpasset (les questions étant définies deux ans à l'avance, le congrès précédent en 1961 à Rome n'avait pas eu le recul nécessaire) : les comptes rendus de ce congrès permettent de constater que la mesure de la déformabilité s'est répandue largement dans le monde, surtout semble-t-il sur des ouvrages très importants (Kurobe IV au Japon, Dez en Iran, par exemple). Les essais au vérin, les mesures en forages, et les mesures sismiques sont abondamment cités et comparés.

Entre-temps l'écroulement du mont Toc dans la retenue du barrage italien de Vajont (9 octobre 1963) avait d'ailleurs ravivé l'urgence d'une approche à l'échelle du massif rocheux. En France, à l'initiative de D. Olivier Martin, directeur de l'Équipement à EDF (la branche qui construisait les grands équipements, dont les barrages), le Comité français des grands barrages a mis en place quatre groupes de travail chargés des rapports français 15 à 18 de la question 28, respectivement sur la déformabilité du massif rocheux, les mesures mécaniques en forages, les effets physico-chimiques de l'eau, et la contribution des injections aux qualités mécaniques des massifs rocheux. Les congrès suivants ont maintenu le thème des fondations parmi les questions posées, notamment ceux d'Istanbul en 1967 et Montréal en 1970. La CIGB a lancé une enquête mondiale sur les incidents et accidents de barrages, publiée en 1973, et a demandé à Pierre Londe de rédiger une synthèse sur la mécanique des roches et les barrages (publiée en 1973, puis augmentée et mise à jour en 1993).

Plus souples dans leur programmation, les colloques annuels de géomécanique de Salzbourg avaient mis les barrages à leur programme dès 1962, en posant les bases d'une Société internationale alors qu'en

France l'Association nationale pour la recherche technique, ANRT, réunissait, à partir de 1963, les ingénieurs de génie civil avec des mineurs et des pétroliers dans une Commission de mécanique des roches, qui préfigurait le Comité national français, enregistré à la fin de 1967 (un an donc après le premier congrès international à Lisbonne). Parallèlement, les géologues vont convaincre la Délégation à la recherche scientifique et technique de financer des opérations concertées entre laboratoires, qui apporteront une contribution décisive à la mécanique des roches (Collectif, 1969), et ils fondent à leur tour les associations nationales et internationales de Géologie de l'ingénieur. Partie de presque rien, la mécanique des roches hors des mines aura acquis une place de tout premier plan en une décennie, s'étendant des barrages aux ouvrages souterrains pérennes et à la stabilité des versants rocheux, stabilité toujours précaire.

Note sur les ruptures de barrages-voûtes

Plusieurs accidents ont frappé des barrages-voûtes, qui ne sont pas des ruptures totales de la voûte : on cite souvent Clearwater en Californie dont la voûte a survécu à une crue qui a emporté les ailes en remblais ajoutées lors d'une augmentation de hauteur ; on cite Vajont dans les Dolomites (Italie) qui n'a perdu que la route qui le couronnait alors qu'il a été surmonté par une vague de plus de 100 m lors de la chute d'un pan de montagne dans la retenue. Ces exemples, le second surtout, sont au contraire de remarquables témoignages de la capacité de résistance des structures en voûte, pourvu que les appuis supportent la poussée. On cite aussi des barrages modestes en Chine construits suivant un modèle qui a été rapidement abandonné. Ces cas ne mettent donc pas en défaut le titre de cet article.

REMERCIEMENTS

En sus de l'appui constant de Pierre Habib, qui présente séparément les essais de laboratoire sur les gneiss de Malpasset, l'auteur a bénéficié de l'expérience de Jean-Louis Bordes, historien des techniques en général et des techniques des barrages en particulier, et de celle de Bernard Goguel, spécialiste de la surveillance des barrages.

Références générales sur les barrages

Antoine P., Giraud A., Londe P. – *Apport de la géologie structurale à la caractérisation géotechnique des fondations des grands ouvrages*, in Les fondations des grands ouvrages, Coll. UNESCO, Mém. SGF 157, 1991, 112 p.

Carrère A. – Les leçons de Malpasset, leur application aux projets d'aujourd'hui. *Revue française de géotechnique*, n° 131-132, 2010.

Collectif – *Lessons from dam incidents*, bilingue, CIGB-ICOLD, Paris, 1973, 1 100 p.

Coyne A. – Cours de barrages. École nationale des ponts et chaussées, manuscrit polycopié, 1943-1959.

Leonards G.A. (sous la dir. de) – *Dam failures* (Coll. Purdue Univ., 1982), *Eng., Geol.*, 24, 1987, p. 1-4.

Mary M. – *Barrages-voûtes – Historique, accidents et incidents*. Dunod, Paris, 1968.

Références particulières sur le barrage de Malpasset

Bellier J. – Le barrage de Malpasset. *Travaux*, juillet 1967, 20 p.

Bernaix J. – Étude géotechnique de la roche de Malpasset. Dunod, Paris, 1967.

Commission d'enquête (administrative) – *Le Génie civil*, 1960, p. 255-257.

Commission judiciaire d'expertise – *Le Génie civil*, 1965, p. 239-246 et p. 277-283.

Commission judiciaire de contre-expertise – *Le Génie civil*, 1966, p. 14-20 et p. 99-108.

Dargeou J. – Le barrage de Malpasset. *Travaux*, 1955.

Duffaut P. – Cinquantenaire de la rupture du barrage de Malpasset. *Bulletin du Comité français d'histoire et de géologie*, 2010. Sous presse.

Goguel J. – Rapport géologique Malpasset. *Revue française de géotechnique*, n° 131-132, 2010.

Habib P. – La fissuration des gneiss de Malpasset. *Revue française de géotechnique*, n° 131-132, 2010.

Habib P. – *The Malpasset Dam Failure*, in Leonards G.A. Editor, Elsevier, 1987, p. 331-338.

Londe P. – *The Malpasset Dam Failure*, in Leonards G.A. Editor, Elsevier, 1987, p. 296-329.

Post G., Bonazzi – *Latest thoughts on the Malpasset accident*, in Leonards G.A. Edition, Elsevier, 1987, p. 339-353.

Principales études de mécanique des roches concernant des barrages

Collectif – *Catalogue des caractéristiques géologiques et mécaniques de quelques roches françaises* (DGRST), LCPC, Paris, 1969.

Drouhin G. – Essais géotechniques des terrains de fondation. 2^e Cong. intern. *Grands barrages*, CIGB, Paris, 1936.

Groupe de travail CFGB – La déformabilité des massifs rocheux, analyse et comparaison des résultats. 8^e Cong. intern. *Grands barrages*, Édinburgh, CIGB, Paris, 1964, I, p. 287-312.

Habib P. – Détermination des modules d'élasticité des roches en place. *Annales de l'ITBTP* 145, sept. 1950, p. 27-35.

Londe P. – Une méthode d'analyse à trois dimensions de la stabilité d'une rive rocheuse. *Annales des Ponts et Chaussées*, 135 (1), 1965, p. 37-60.

Londe P. – *La mécanique des roches et les fondations des grands barrages*, CIGB, Paris, 1973, mis à jour avec Le May Y., 1993, *Rock foundations for dams*, Bull. 88, CIGB, Paris.

Londe P., Sabarly F. – La distribution des perméabilités dans la fondation des barrages-voûtes en fonction du champ de contraintes. 1^{er} Cong. intern. *Mécanique des roches*, Lisbonne, 8-6 1966, p. 517-521.

Louis C. – Étude des écoulements d'eau dans les roches fissurées et de leur influence sur la stabilité des massifs rocheux. *Bull. DER (EDF) série A*, 3, 1968, p. 5-132.

Louis C. – Introduction à l'hydraulique des roches. *Bull. BRGM*, 2^e série 4, 1974, p. 283-356.

Maury V. – *Mécanique des milieux stratifiés*, Dunod, Paris.

Morlier P. – *Le fluage des roches*, Ann. ITBTP, 217, 1966, p. 91-111.

Rutqvist J., Stephansson O. – The Role of Hydromechanical Coupling in Fractured Rock Engineering. *Hydrogeology Journal*, 1st dec. 2002.

Sabarly F. – Les injections et les drainages des fondations de barrages. *Géotechnique*, 18, 1968, p. 229-249.

Schneider B. – Moyens nouveaux de reconnaissance des massifs rocheux. *Annales de l'ITBTP*, p. 235-236, p. 1055-1093.

Talobre J. – *La mécanique des roches*, Dunod, Paris, 1957 (2^e éd. mise à jour en 1966).

La fissuration des gneiss de Malpasset

P. HABIB

Ancien Président
du Comité français
de mécanique des roches
Conseiller scientifique
du LMS
(École polytechnique-
École des mines ParisTech)
LMS
École polytechnique
91128 Palaiseau Cedex

C'est en décembre 1959 que la catastrophe de Malpasset s'est produite. Très rapidement la qualité du béton a été mise hors de cause, ainsi que celle de la structure de la voûte du barrage elle-même. La recherche des causes s'est alors orientée vers les appuis rocheux, et en particulier vers celui de la rive gauche, c'est-à-dire vers les qualités mécaniques de ces matériaux.

Le livre de J. Talobre *La Mécanique des Roches* était paru deux ans avant cette date, en 1957. Il s'agissait de la première étude synthétique sur ce sujet. Lors de la reconnaissance d'un site de barrage les essais mécaniques décrits dans ce livre étaient loin d'être systématiques. La reconnaissance était basée sur des estimations qualitatives des appuis, sur la nature géologique des roches, sur l'observation de l'aspect, sur la sonorité du choc du marteau du Géologue, éventuellement sur quelques essais de résistance à la compression simple avec des échantillons prélevés sur le site et, peut-être, pour l'élasticité, avec des mesures *in situ* avec un vérin et des forces de l'ordre de la dizaine de tonnes, comme pour les fondations du barrage de Tignes, en 1949 ainsi que pour d'autres, en Algérie, par Drouhin, avant la guerre.

Après la catastrophe, des descriptions précises de la structure géologique du site et de la cicatrice, de la nature des discontinuités majeures observables, des études du gneiss observé en lame mince ont été faites mais, bien évidemment, énormément de matériaux avaient été arrachés par des millions de mètres cubes d'eau capables d'entraîner roches et bétons comme fétus de paille.

En 1961, un programme de recherche sur le fluage des roches, demandé par des mineurs, avait commencé au Laboratoire de mécanique de l'École polytechnique sur du charbon, de l'antracite, des minerais de fer, de la potasse et du calcaire pour cimenterie, donnant des résultats très différents selon les milieux. J'avais donc pris contact avec l'inspecteur général J. Duffaut, qui au ministère de l'Industrie était chef du Service technique de l'électricité et des grands barrages (STEEGB) et à ce titre avait suivi les travaux des commissions d'enquête sur la catastrophe de Malpasset, et je lui ai proposé d'étudier le fluage des gneiss de la fondation. Il m'avait paru assez sceptique, et effectivement l'expérience a montré qu'il n'y avait pratiquement pas de singularité particulière du fluage du gneiss de Malpasset.

Le bureau d'études Coyne et Bellier a alors demandé de faire une étude mécanique exhaustive en mettant en œuvre tous les essais qu'on pouvait faire sur la roche de Malpasset : densité, résistance à la compression simple et à la traction simple (sec et humide), essais triaxiaux et courbe intrinsèque, résistance au cisaillement, module de Young et coefficient de Poisson, anisotropie, perméabilité, vitesse de propagation du son... Presque tous ces essais étaient analysés en relation avec la fissuration de ces roches : la dispersion des résultats sur des matières paraissant homogènes, mais qui en fait ne l'étaient pas, provenait bien de la fissuration. L'effet d'échelle, c'est-à-dire le fait que les petits échantillons étaient plus résistants que les gros et que les résultats des petits étaient plus dispersés, pouvait s'interpréter par des défauts plus au moins grands dans les roches, la présence de gros défauts étant plus probable dans un grand volume que dans un petit¹. Et les défauts des roches, ce sont les fissures. D'ailleurs, dans un essai triaxial sous forte pression les fissures sont écrasées, leurs faces frottent davantage entre elles et la dispersion diminue ou même disparaît.

En comparant les résultats obtenus avec les gneiss de Malpasset et ceux obtenus pour d'autres roches, il n'y avait rien qui parut anormal : il y avait comme toujours une grande dispersion des résultats. Par exemple, avec le gneiss de la rive gauche, la résistance à la compression simple sur un peu plus de 150 essais variait de 1 à 10. Mais la valeur moyenne était de 36,5 MPa, c'est-à-dire du même ordre de grandeur que celle du béton du barrage. Comme pour d'autres matériaux rocheux, il y avait un effet d'échelle en compression simple sur des éprouvettes homothétiques cylindriques de diamètre 1 cm ; 3,5 cm ; 6 cm. Mais de là à extrapoler cette résistance pour évaluer celle d'une cicatrice de 10 000 m²... Il faut souligner aussi que la comparaison avec d'autres matériaux était difficile car à cette époque il n'y avait pas encore de normes, ni même de recommandations pour les

⁽¹⁾ La résistance d'une chaîne est celle de son maillon le plus faible ; donc, plus une chaîne est longue, moins elle est résistante.

essais sur les roches, cela ne devait exister que bien plus tard et sous l'égide de la Société internationale de mécanique des roches, puis de l'AFNOR en France.

Bien que les gneiss aient paru suffisamment étanches pour qu'une coupure imperméable sous le barrage ne paraisse pas utile, mais comme des infiltrations avaient certainement dû se produire sous la fondation du barrage, il fallait étudier la perméabilité, sans doute très petite, de cette roche. Pour les très faibles perméabilités en mécanique des sols une telle mesure est faite dans un œdomètre à travers des échantillons de faible épaisseur. Mais avec des roches, le problème des fuites latérales aurait rendu nécessaire de coller l'éprouvette aux parois de l'appareil, ce qui aurait été long et coûteux, surtout si l'on voulait faire un peu de statistique. En définitive, l'essai fut fait sur un cylindre de roche de 6 cm de diamètre et de 15 cm de longueur, placé dans une chambre cylindrique, assis sur une pierre poreuse, protégé par une gaine cylindrique de silastène, écrasée par la pression p qui régnait dans la chambre (Fig. 1) et le contact avec la roche aurait dû ainsi être étanche. En mesurant la quantité d'eau écoulée on pouvait calculer la perméabilité. Cet essai n'a pas été satisfaisant : le débit d'infiltration n'était pas réversible lors de la baisse de pression qui suivait la montée en pression ; et aussi l'essai n'était pas fidèle, probablement à cause de mauvais contacts entre la gaine et la roche.

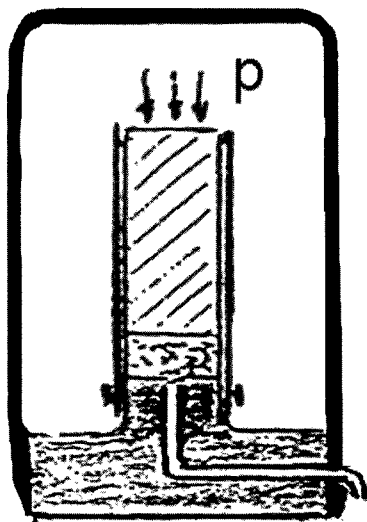


FIG. 1 Montage pour une mesure de la perméabilité.

Je proposais alors le montage de la figure 2, l'éprouvette étant toujours sous pression dans la chambre mais avec au milieu un trou axial borgne maintenu à pression nulle et un écoulement d'infiltration presque uniquement radial convergent, ce qui supprimait la gaine. Et, sans penser à mal, mais en pensant à l'économie du projet, j'ai dit : « Et si cela ne marche pas, on pourra toujours faire l'essai à l'envers, avec un écoulement divergent, la pression étant dans le trou borgne, avec le même matériel et la même formule pour le calcul de la perméabilité ».

Dès les premiers essais, les résultats furent transparents : le débit d'infiltration dépendait de la pression. Il décroissait en régime convergent lorsque la pression croissait et croissait en régime divergent. Il était évident qu'en régime convergent, la pression écrasait les fissures et qu'en régime divergent, elle les ouvrait (et

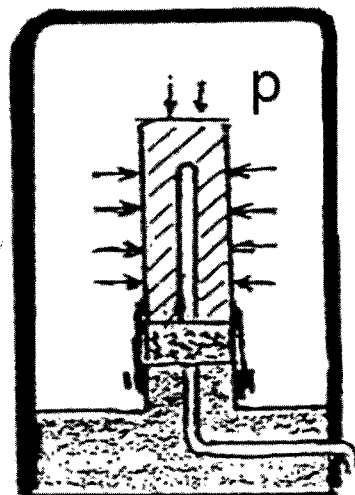


FIG. 2 Montage pour une mesure de la perméabilité sous un écoulement radial convergent.

même pouvait finir par faire éclater les éprouvettes !). Le coefficient de perméabilité k^2 , variait d'une éprouvette à l'autre (dispersion) ; mais avec la même éprouvette le coefficient k variait en fonction de la pression et du mode de filtration (Fig. 3). Pour définir une valeur exprimant l'effet de la fissuration, un coefficient S fut choisi arbitrairement comme le rapport des perméabilités k sous - 0,1 MPa en régime divergent et sous

$$5 \text{ MPa en régime convergent } S = \frac{k(-0,1 \text{ MPa})}{k(5 \text{ MPa})}$$

(2) Calculé par la formule $k = \frac{Q}{2\pi l p} \log \frac{R_2}{R_1}$ (en négligeant l'écoulement de l'eau à travers la partie supérieure de l'éprouvette) avec :

l longueur du trou borgne, p la différence de pression de l'eau entre l'extérieur et l'intérieur de l'éprouvette, Q le débit de l'écoulement de l'eau à travers l'éprouvette de rayons interne et externe R_1 et R_2 respectivement.

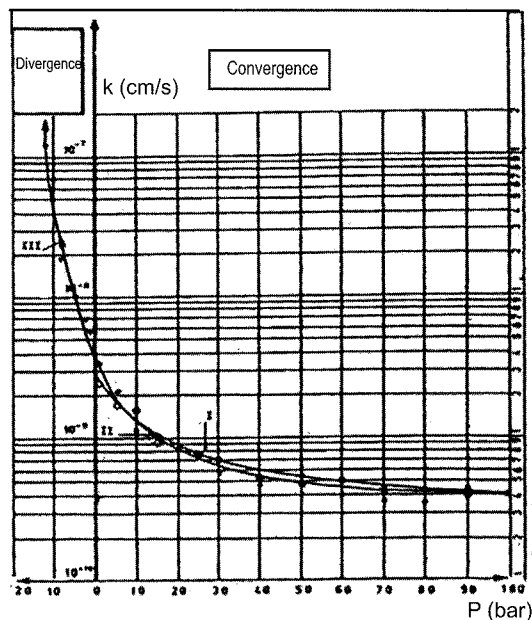


FIG. 3 Perméabilité en régime convergent et en régime divergent (d'après J. Bernaix, 1967).

Avec le gneiss de Malpasset la valeur de S pouvait atteindre 200 alors que dans tous les essais comparatifs effectués avec de nombreux autres matériaux (calcaire, granite, grès, quartzite, schiste) pour ceux qui étaient évidemment les plus fissurés, S était de l'ordre de 20, pour la plupart de l'ordre de 10 et évidemment égal à 1 pour des roches imperméables très compactes, sonnant clair au choc comme le calcaire de Saint-Vaast ou bien entendu aussi pour un métal fritte.

En définitive, le coefficient S paraît une excellente référence pour évaluer ou classer la fissuration d'une roche, voire d'un site. Cette méthode de classement paraît d'autant plus intéressante qu'elle est beaucoup moins onéreuse que les déterminations à partir de la résistance à la compression simple qui nécessite de très nombreux essais, donc de nombreuses éprouvettes dont la préparation exige une précision parfaite, que ce soit pour la statistique des résistances ou pour l'effet d'échelle.

Après ces essais EDF a confié au Laboratoire de Mécanique des Solides des échantillons de roches provenant de nombreux sites de barrages construits ou à construire. Les valeurs de S sont apparues normales (c'est-à-dire comprises entre 5 et 15) sauf pour un cas où des valeurs analogues à celles de Malpasset furent obtenues. Il s'agissait du site de Saint-Cassien où un barrage-voûte était prévu sur le même type de terrain que celui de Malpasset et qui, de ce fait, fut construit en enrochements.

Les essais de perméabilité en régime convergent puis en régime divergent sont apparus comme très adaptés à l'identification de la fissuration d'un massif rocheux *même en tenant compte de la dispersion des mesures de perméabilité*.

Mais de plus la sensibilité de la perméabilité aux contraintes de compression montre qu'une structure lourde, comme un barrage et son réservoir, peut apporter des contraintes importantes sous sa fondation et provoquer une diminution localisée de la perméabilité d'un massif très fissuré. Cela d'autant plus que la répartition des contraintes sous un appui contenant des discontinuités peut être très différente de celle qu'on connaît dans un solide continu.

La figure 4 obtenue à partir d'essais en modèles réduits et par photoélasticité sur un massif composé de strates horizontales, ainsi que la figure 5 analogue, mais pour un massif composé de morceaux assemblés comme les moellons d'une maçonnerie, et la figure 6 pour une autre configuration des moellons, montrent des concentrations de contrainte en profondeur tout à fait différentes de la répartition à 45° adoptée généralement pour le massif continu.

L'essai sur éprouvette tubulaire, au-delà de l'évaluation du niveau de fissuration de la roche dans un site, paraît donc particulièrement adapté pour suggérer des zones sous la fondation où la perméabilité peut se trouver réduite et former comme un rideau s'opposant aux infiltrations et, de ce fait, modifier la répartition des contraintes effectives sous la fondation d'un barrage.

Il est assez évident que ce qui s'est produit sur de petites éprouvettes, à savoir la diminution de la perméabilité sous l'effet d'une contrainte mécanique effective, est aussi valable à grande échelle dans un site rocheux présentant une fissuration naturelle d'une autre dimension que celle des essais en laboratoire.

Dans le cas du barrage de Malpasset, les contraintes dans le sol apportées par le poids propre de la

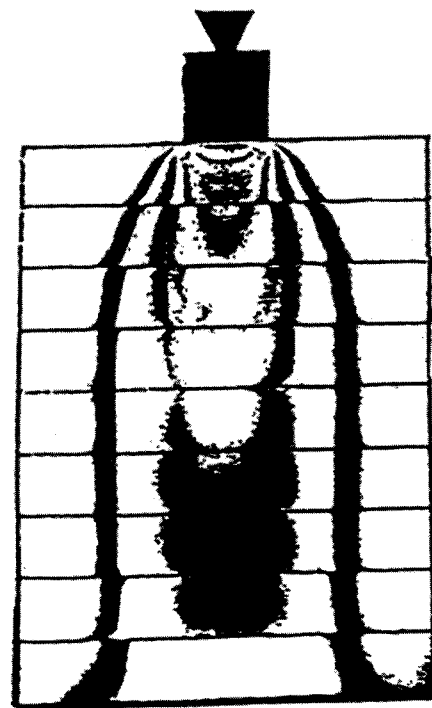


FIG. 4 Photoélasticité d'un milieu chargé en surface et composé de strates horizontales (d'après V. Maury, 1970).

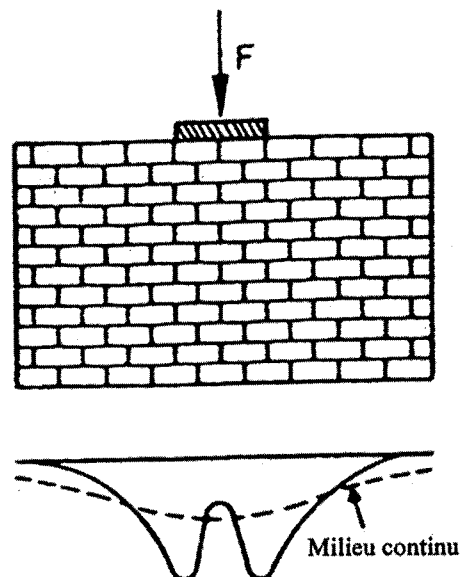


FIG. 5 Poinçonnement d'un modèle bidimensionnel discontinu (maçonnerie) (d'après J. Bernaïx, 1967).

structure en béton et la poussée horizontale de l'eau sur le barrage étaient capables de créer à l'aval du site une diminution de la perméabilité du massif de gneiss inclinée vers l'aval, c'est-à-dire un véritable écran dans une zone particulièrement sensible. Un calcul a été fait par Jean Bernaïx, sous la direction de Pierre Londe, qui a montré qu'avec des paramètres raisonnables de la résistance des roches, une rupture de la fondation pouvait se produire en tenant compte de la structure du massif et de l'appui de la culée en rive gauche. L'augmentation des pressions à l'aval dans le massif

Avant-propos au rapport géologique Malpasset de Jean Goguel (1960)

B. GOGUEL

Coyne et Bellier
9, allée des Barbaniers
92632 Gennevilliers Cedex
bgl@coyne-et-bellier.fr

Trois jours après la rupture catastrophique, le 2 décembre 1959, du barrage de Malpasset, le ministre de l'Agriculture créait une commission¹ chargée d'enquêter sur les causes de la rupture. Cette Commission « s'est assuré le concours de M. Jean Goguel, ingénieur général des Mines », dont le rapport géologique daté du 17 avril 1960, Annexe 38 à son rapport, n'a eu qu'une diffusion restreinte. La *Revue française de géotechnique* a souhaité y remédier.

Ce document doit être situé dans le contexte : il est antérieur aux conclusions des travaux et confrontations des deux collèges d'experts² et contre-experts³ désignés par le juge d'instruction de Draguignan, qui ont déposé leurs rapports le 10 février 1961 (avec un complément le 10 janvier 1962) et le 7 août 1963, avant de s'en expliquer lors des audiences d'octobre 1964 et d'octobre 1965 du tribunal de grande instance de Draguignan.

La revue *Le Génie Civil* a publié le rapport provisoire de la commission administrative le 1^{er} juin 1960, puis l'essentiel des rapports des experts judiciaires (1^{er} et 15 juin 1965 pour celui du premier collège, 1^{er} janvier et mars 1966 pour celui des contre-experts).

Jean Goguel (1908-1987) était à l'époque directeur du service de la Carte géologique de la France, et directeur adjoint du Bureau de recherches géologiques et géophysiques (BRGG), ancêtre du BRGM qui a fusionné les deux organismes en 1968. Professeur à l'École des mines de Paris de 1933 à 1983, de géologie appliquée à l'École des ponts et chaussées de 1941 à 1955 et à l'École du génie rural de 1951 à 1958, il publiait un livre résumant son expérience à cet égard : *Application de la géologie aux travaux de l'ingénieur* (Masson 1959, 357 p., 2^e éd. 1967, 370 p.). Il fut le premier président du Comité français de géologie de l'ingénieur.

Dans un texte de 1981⁴, Jean Goguel évoque ainsi sa participation à la commission d'enquête administrative : « Après l'accident de Malpasset, il était évident qu'une grande faille à remplissage argileux avait permis le glissement du coin rocheux sur lequel reposaient les fondations. La seule question qui se posait était : aurait-il été possible d'identifier ce risque à l'avance et pourquoi cela n'avait-il pas été fait ? Lorsque le président du tribunal de Draguignan, après avoir entendu les 18 experts, en a fait ranger un certain nombre à droite, et d'autres à gauche⁵, je me suis retrouvé seul au milieu et, invité à préciser ma position, j'ai dit "les études géologiques ont été insuffisantes, mais je ne suis pas sûr qu'elles auraient permis de reconnaître cette faille". Il est trop facile, après coup, d'affirmer une suffisance technologique, qui n'est pas toujours fondée.

« Par la suite, dans un texte publié par *Le Monde*⁶, j'ai mis en évidence une autre responsabilité. L'avant-projet du barrage de Malpasset avait été étudié par l'administration responsable sur ses crédits de fonctionnement, donc très sommairement. Et la loi de budget [...] a ouvert la totalité du crédit de construction, pour ce site, spécifié. Cela ne permettait pas, en une époque où la monnaie perdait 10 % de sa valeur chaque année, de consacrer aux études les années qui auraient été nécessaires. Alors que l'EDF a de nombreux dossiers en cours d'étude, et peut choisir ceux qu'elle fait passer dans chaque tranche d'investissement, à Malpasset les études devaient être poussées trop vite, et leur conclusion ne pouvait être que

(1) Commission administrative : MM. Gosselin, Ollivier Martin, Calvet, Disserens, Duffaut, Talureau.

(2) Premier collège d'experts judiciaires : MM. Casteras, Escande, Gridel, Haegelen, Jacobson, Roubaud.

(3) Contre-experts judiciaires : MM. Barbier, Biarez, Caquot, Drouhin, Mary, Pruvost.

(4) Notice Jean Goguel, Travaux dans le domaine de la géologie appliquée, septembre 1981.

(5) Confrontation des experts, au matin du samedi 24 octobre 1964 (sténo VII-31), auxquels le président demande de se ranger en partisans de l'imprévisibilité, et partisans de la prévisibilité (qui restent, mineurs, au nombre de 4).

(6) « La lumière et la justice », journal *Le Monde*, 13 mars 1965, page 14. Il avait déjà formulé cette idée à l'audience (22/10/1964, sténo III-14).

le passage à la construction, ou l'aveu (qui n'aurait pas été justifié) d'une impossibilité. Mais une telle responsabilité ne peut être mise en cause. »

Dans le même texte « la lumière et la justice », Jean Goguel déplore que la mort d'André Coyne (survenue le 21 juillet 1960, des suites d'un cancer) ait empêché son inculpation, et donc l'examen détaillé des conditions dans lesquelles il avait travaillé et les facteurs l'ayant induit en erreur. Il souligne que les experts entendus par le tribunal appartenaient à trois commissions qui ont travaillé d'une manière très indépendante, et écrit :

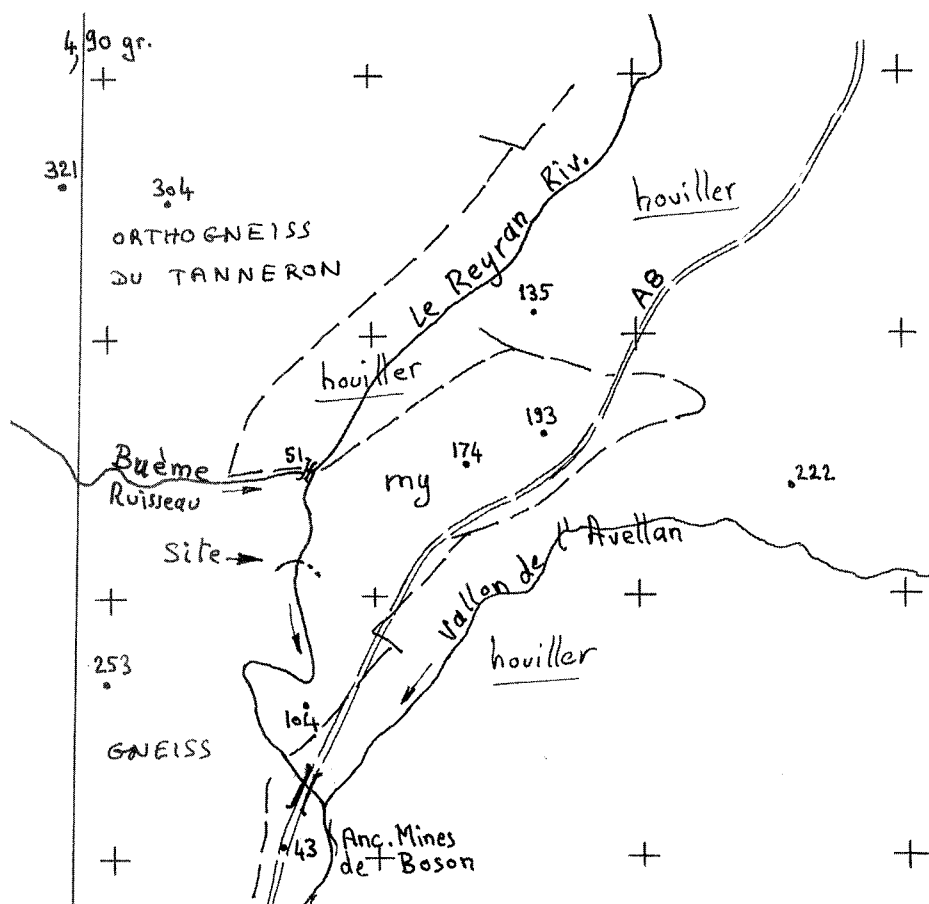
« Si les spécialistes d'une même discipline, appartenant aux différentes commissions, avaient pu discuter ensemble, un accord se serait sans doute réalisé sur beaucoup plus de points qu'il n'est apparu lors de leur confrontation. En particulier, l'avis de la deuxième commission judiciaire concluant au caractère imprévisible de la catastrophe avec les connaissances de l'époque [...] est fondé sur une théorie nouvelle – celle des sous-pressions agissant à grande profondeur – qui a été conçue [...] après que la commission administrative et la première commission judiciaire eurent terminé leurs travaux. Ces commissions n'ont donc pas pu l'examiner, et leurs membres ont dû se faire individuellement leur opinion sur ce point essentiel, le plus souvent sans bien connaître les discussions auxquelles cette théorie pouvait donner lieu. Une discussion approfondie, contradictoire et critique, par l'ensemble

des experts, aurait été nécessaire ; elle était impossible au palais de justice de Draguignan, où nous ne pouvions apporter que des conclusions débarrassées de leur appareil technique. »

L'analyse de la rupture et sa discussion technique ont été développées par la suite comme en rendent compte d'autres contributions à ce même numéro de la Revue (P. Duffaut et P. Habib, A. Carrère).

Pour mémoire et info du comité de rédaction de la *Revue Française de géotechnique*, voici ce qu'il avait déclaré alors :

« Malheureusement, lorsque la décision de construction a été prise et que les crédits nécessaires ont été attribués par le ministère de l'Agriculture au département, la subvention a été accordée pour la construction. Il ne faut pas oublier qu'on était dans une période où le franc perdait 10 % de sa valeur chaque année. Par conséquent, le maître de l'œuvre avait le souci d'aller aussi vite que possible pour pousser sa construction lorsque les crédits lui permettaient encore de la faire. Il n'est pas douteux que s'il avait agi autrement, on aurait pu l'accuser d'impéritie. Il est très regrettable que les crédits n'aient pas été accordés en deux phases : d'abord des crédits d'études larges, permettant l'établissement d'un avant-projet détaillé et comportant tout ce qu'il fallait savoir pour l'édification de ce barrage et, des années plus tard, les crédits pour la construction proprement dite de l'ouvrage. »



Cadre géologique du site de Malpasset

Carroyage kilométrique UTM-WGS84 et points cotés selon carte IGN TOP25 n° 3544 ET.

Limite Gneiss / Houiller en tiretés selon carte géologique de la France à 1/50 000, feuille Fréjus-Cannes, 2^e édition, 1994.

my : gneiss mylonitiques œillés.

(Document préparé par Bernard Goguel, sous l'amicale pression de Pierre Duffaut).

Rapport géologique

La mission qui m'a été confiée par la Commission d'enquête du barrage de Malpasset a été définie de la manière suivante par lettre du 15 décembre 1959 de son président :

J. GOGUEL

1) d'examiner l'ensemble des études géologiques et minéralogiques qui ont été exécutées avant la réception provisoire du barrage intervenue le 9 février 1955 pour les travaux prévus au marché initial et le 17 juillet 1956 pour les travaux supplémentaires prévus à l'avenant n° 2. Cet examen devra s'étendre notamment à tous les sondages, tranchées et fouilles qui ont été exécutés avant et pendant les travaux ; il portera essentiellement sur les fondations et les appuis du barrage et accessoirement sur l'ensemble de la cuvette du barrage ;

2) d'examiner l'état actuel des terrains dans la zone du barrage, du point de vue géologique et minéralogique et de comparer cet état actuel avec l'état antérieur à la rupture de l'ouvrage ;

3) de rechercher quels ont été les mouvements des sols de fondations et d'appui du barrage qui se sont produits au moment de la rupture, quels sont ceux qui auraient pu précéder la rupture et ceux qui en seraient au contraire la conséquence ;

4) de rechercher, dans le cas où certains mouvements auraient précédé la rupture, si ces mouvements étaient imprévisibles ou si certaines études et investigations auraient pu, avant ou pendant la construction du barrage en faire apparaître la possibilité ;

5) de dire quels seraient la nature, le programme et les méthodes de réalisation des études et investigations relatives à l'étanchéité et à la stabilité des fondations et des appuis d'un barrage-voûte qui permettraient d'obtenir toutes les garanties possibles de stabilité et d'étanchéité de ces fondations et appuis.

J'ai visité les lieux le 30 décembre 1959, du 18 au 21 février, et les 4 et 5 avril, et participé aux travaux de la Commission.

Le présent rapport rend compte des résultats des études qui m'ont été confiées.

Situation géologique

La structure générale de la région est classique ; elle est indiquée par les cartes géologiques, feuilles Antibes au 1/80 000 et Fréjus-Cannes au 1/50 000 actuellement sous presse (par Pierre Bordet) et, sans parler des travaux plus anciens, décrite par Pierre Bordet dans son mémoire « Étude géologique et pétrographique de l'Estérel », Paris 1951 (Mém. Carte). Les points essentiels en ont été contrôlés et repris par G. Corroy dans ses rapports en vue de l'étude du projet de Malpasset, et dans une publication qui reprend leur substance « L'alimentation en eau de la région orientale du département du Var et le barrage de Malpasset, près de Fréjus » (Trav. Lab. Géol. Marseille, E.V. 1956).

Je rappellerai simplement que, au milieu des gneiss du Tanneron, on trouve un synclinal nord-sud de dépôts carbonifères, qui donne lieu à une dépression morphologique très nette, partiellement occupée par la vallée du Reyran, et qu'utilise le tracé de l'autoroute. Mais, entre le pont du Buème et le pont de l'autoroute, par suite d'un rétrécissement du synclinal, qui est décroché par une faille, le Reyran se trouve traverser directement par les gneiss du Tanneron, d'où un resserrement de la vallée, qui ne pouvait manquer d'attirer l'attention lors de la recherche d'un emplacement de barrage.

Il n'y a aucune raison de mettre en doute l'imperméabilité de la retenue, qui occupait une vallée creusée, partie dans le gneiss, partie dans le Carbonifère ; un seul point demandait une vérification : le synclinal houiller, coupé par la faille qui va du pont du Buème à la cote 138,5 ne se prolongeait-il pas en direction du bas vallon de l'Avellan et des mines de Boson, dans des conditions qui auraient permis des infiltrations à travers les grès carbonifères ? J'ai vérifié que l'étranglement du synclinal au sud de la faille est à peu près total, et qu'une communication par les grès ne pourrait se faire qu'au-dessus de la cote de la retenue. Au surplus, si les grès carbonifères sont assurément moins imperméables que le gneiss, ils alternent avec des lits schisteux, imperméables, et ne peuvent donner lieu à la circulation d'un débit appréciable sur une distance notable.

La conclusion favorable du rapport de M. Corroy, quant à l'imperméabilité de la retenue, peut donc être adoptée.

Le site de Malpasset

En ce qui concerne l'emplacement même du barrage, une remarque préliminaire s'impose : à la suite de la catastrophe, le terrain s'est trouvé décapé sur une cinquantaine de mètres de hauteur, tant en amont, jusqu'au pont du Buème, qu'en aval jusqu'au pont de l'autoroute : toute la terre végétale, la partie décomposée du rocher, ont été enlevées, et la roche saine affleure complètement. Par contre le fond de la vallée est encombré d'alluvions transportées lors de la catastrophe, ou par le lac qu'elles ont déterminé, à une cote supérieure à celle de la vallée ancienne, dont le fond ne peut plus guère être étudié. Les tranchées de l'autoroute, qui fournissent d'excellentes coupes géologiques, n'existaient pas au moment de la construction du barrage, ni des études géologiques préliminaires. Il convient donc tout en profitant des conditions d'observation très favorables dont on dispose actuellement, de se souvenir de ce qu'étaient les conditions d'observation des affleurements au moment des études. On peut s'en rendre compte en observant le haut des pentes, où subsiste la végétation, et par analogie avec les autres ravins du Tanneron. La tranchée de la route, un peu en amont du barrage, fournissait un affleurement, et il semble, d'après le rapport de M. Corroy, qu'il en existait d'autres, assez étendus, sur les rives du Reyran, à l'entrée des gorges.

Les alluvions

Sur un point seulement, les conditions d'observation étaient plus favorables lors des études, qu'aujourd'hui : M. Corroy indique que la roche était visible par place au milieu d'un mince placage d'alluvions, dans le lit même du Reyran, ce que l'on ne peut plus vérifier, la région étant noyée, et sans doute recouverte d'alluvions. M. Corroy avait affirmé que les alluvions seraient d'épaisseur insignifiante à l'emplacement envisagé primitivement ; lorsque l'implantation définitive a été choisie, il a indiqué que les alluvions y seraient un peu plus épaisses, et a avancé pour leur épaisseur le chiffre de 5 m, qui a été remarquablement confirmé lors des fouilles, bien qu'il n'ait été établi qu'à partir des observations en surface, et n'ait donc constitué qu'une estimation¹.

Sur cette question des alluvions récentes, dont l'observation est devenue impossible, les déductions tirées par M. Corroy de ses observations ont donc été confirmées.

Versants de la vallée

Revenons aux flancs de la vallée : les quelques bons affleurements de l'entrée de la gorge, les escarpements rocheux visibles en haut des pentes, et certainement de multiples petits affleurements médiocres ou des blocs

⁽¹⁾ Par contre, le sondage n° 2, exécuté en janvier 1962 par l'entreprise Gaillard, indiquait une épaisseur d'alluvions plus forte, qui n'a pas été confirmée lors des fouilles, ce qui montre combien peut être délicate l'interprétation d'un sondage mécanique.

détachés au milieu des broussailles, suffisaient, sans autres travaux, pour affirmer la nature entièrement gneissique de la roche, du pont du Buème au pont de l'autoroute, et cette conclusion se trouve confirmée, aujourd'hui où une observation continue est possible.

La détermination de l'épaisseur exacte de terre, éboulis et schistes altérés, existant au-dessus du rocher sain, constituait l'une des préoccupations du géologue et des ingénieurs, au moment des études préliminaires. La comparaison des cartes stéréotopographiques avant et après la catastrophe, montre que cette épaisseur était régulière et modérée, comme les fouilles l'avaient déjà montré.

Cependant, il apparaît maintenant que cette couverture comportait par place des lambeaux d'alluvions anciennes, avec de gros galets à la base, qui majoraient d'autant son épaisseur. Il est possible de préciser aujourd'hui, que l'emplacement du barrage est un des seuls où n'existe aucun placage d'alluvions anciennes sur les rives. A l'emplacement primitivement envisagé, au-dessus de la tranchée de la route, il existe quelques lambeaux sur la rive droite, épais de 1 à 2 m au maximum, mais avec quelques gros galets. Il est douteux qu'ils aient affleuré, et la morphologie permettait difficilement de les deviner. Un autre lambeau existe, sur la rive gauche, à 100 m en aval du barrage, qui devait également être difficile à deviner. Ces lambeaux, très minces, devaient être plus ou moins cachés par les éboulis de pente ; ils auraient été mis en évidence, le cas échéant, par les fouilles prévues pour reconnaître la profondeur du rocher sain, et n'auraient eu sur celles-ci qu'une incidence insignifiante. Plus en aval, sur la rive droite, les alluvions anciennes sont plus développées, et leur présence avait été notée par M. Bordet.

Les rochers qui affleurent en haut des pentes, tant sur la rive droite que sur la rive gauche (cote 144,0), sont particulièrement escarpés, par rapport à ce que montrent les autres ravins de la région, dans des formations analogues. Ils devaient donner, à première vue, l'impression d'un gneiss particulièrement résistant. L'observation de la tranchée de la route ne pouvait que confirmer cette impression favorable.

Les reconnaissances préliminaires

On ne pouvait donc manquer, sur la vu des informations dont on disposait à la suite des études préliminaires, de donner un avis favorable à la construction d'un barrage. Il convient de noter que cet avis a été donné par M. Corroy sans préciser de quel type de barrage il s'agissait, mais nous savons que, au moment des reconnaissances auxquelles il a participé, on avait envisagé un barrage-poids évidé.

Dans sa première étude, M. Corroy avait d'ailleurs, dans son rapport du 15 novembre 1946, indiqué « que la série des gneiss du Reyran est loin d'être homogène et que les assises d'un futur barrage en ce lieu doivent être préparées par de sérieux travaux de recherche ». Le contexte de son rapport montre qu'il était préoccupé, en particulier, par l'aval pendage des gneiss, et par l'existence de filons de pegmatite.

Dès son intervention, le Bureau Coyne et Bellier envisageait de déplacer vers l'aval l'implantation initiale, et posait le 2 octobre 1950 certaines questions à ce sujet à M. Corroy (dont une question sur le choix de l'agrégat pour le béton, sur laquelle nous n'avons pas à revenir). Le déplacement envisagé répondait à

une double préoccupation : il s'agissait, d'une part, de se donner la possibilité de relever éventuellement la cote de la retenue, et, d'autre part, d'améliorer les conditions d'appui des extrémités du barrage. Pensant à un barrage-poids, il était naturel, lors des premières reconnaissances, que l'on s'attache aux épaulements à la base des versants, qui pouvaient faire gagner un volume notable. Au contraire, dans l'optique d'un barrage-voûte mince, ces épaulements perdaient de leur intérêt, tandis que les conditions d'appui des extrémités du barrage prenaient plus d'importance. Mais, si le changement d'implantation nous apparaît, *a posteriori*, comme une conséquence normale du changement dans le type de barrage envisagé, ce n'est pas sous cette forme que (au moins par écrit), la question a été posée au géologue.

Sur la possibilité de relever le niveau de la retenue, il a été indiqué une limite qui résulte essentiellement des points bas de la topographie (environ 128, d'après le plan directeur), avec une marge de sécurité, d'ailleurs sans justification précise, soit 110 m. On sait qu'il n'est pas apparu utile d'aller jusque-là.

Quant au déplacement de l'ouvrage, le géologue ne pouvait qu'indiquer que les conditions géologiques resteraient sensiblement les mêmes. On a vu plus haut qu'il a précisé l'augmentation d'épaisseur des alluvions. Quant au rocher, il s'est surtout attaché à en analyser les formes topographiques, abruptes à l'appui rive droite.

Si l'on s'était préoccupé de la qualité mécanique du rocher, on aurait pu être conduit à penser que les escarpements contre lesquels se fait l'appui rive droite indiquaient un rocher particulièrement résistant. Quant à la rive gauche, on sait qu'elle présentait une pente plus douce, dont la forme avait conduit à une culée, protégée du contact de l'eau par un mur en aile. Mais, dans l'axe de cette culée apparaissent des affleurements rocheux escarpés, qui occupent tout le haut de la pente. Les formes topographiques ne conduisaient donc pas à suspecter la présence d'un rocher localement moins résistant.

Le gneiss

La roche dans laquelle est creusée la vallée avait été définie par M. Corroy comme des embranchites (c'est-à-dire des gneiss injectés) tantôt massives, et même localement œillées, tantôt riches en éléments phylliteux, pauvres en feldspaths et à texture schisteuse. Cet ensemble, écrit-il, est « écrasé et haché de multiples failles... ». La roche est injectée d'une pegmatite à feldspaths roses...

Il n'y a rien à reprendre à cette définition, mais nous allons essayer de préciser maintenant la description de ces roches, et leurs variations locales.

Les pegmatites

L'abondance des pegmatites à gros feldspaths roses et mica blanc, injectées au milieu des gneiss, à l'aval du barrage, a frappé tous les observateurs qui ont vu les surfaces décapées.

A remplacement même du barrage, on trouve quelques-unes de ces grosses lentilles, mais il en existe de très petites, quelques décimètres seulement, dont la présence est beaucoup moins frappante, soit isolées,

soit au voisinage des corps de quelques mètres ou décimètres.

A première vue, ces pegmatites apparaissent comme des masses intrusives ; un examen plus approfondi montre qu'elles sont très souvent concordantes avec le gneiss, et que les lits micacés de celui-ci peuvent se poursuivre dans la pegmatite. La mise en place de celle-ci correspond donc plus à une imprégnation qu'à une injection, bien que ses contours soient en général très tranchés. Les bandes de pegmatites apparaissent comme très discontinues, en partie parce que l'injection même a été irrégulière, mais également parce que elles ont été interrompues et décalées par des failles, espacées de quelques mètres à quelques décimètres, et dont les rejets, lorsqu'on peut les apprécier, sont de quelques décimètres à quelques mètres, les rejets plus importants ne peuvent être estimés, faute de repères. Mais il semble bien que la formation de la pegmatite se soit poursuivie après le jeu de certaines au moins de ces failles. M. Corroy a signalé, dans la pegmatite, des recrystallisations de quartz, consolidant des cassures de feldspaths par déformation tectonique.

La pegmatite prélevée dans le puits, au voisinage de la culée rive gauche, s'est montrée au microscope (P 2) très brisée, avec des zones finement broyées dans le quartz, des fissures remplies de calcite dans les feldspaths, et de la séricite dans les zones de broyage du quartz, et associée à la calcite dans certaines fissures. La présence de séricite était visible à l'œil nu, alors que les autres pegmatites paraissent ne pas en contenir. Cet échantillon a certainement subi, au cours de son histoire géologique, des dislocations mécaniques plus prononcées que la plupart des autres pegmatites.

Débarrassées de la terre végétale, et des produits d'altération (au sein desquels leur existence se manifeste par les grandes paillettes de mica blanc), les pegmatites nous apparaissent aujourd'hui comme généralement saines et résistantes. La crainte exprimée dans le rapport de M. Corroy que, en tant que roches à gros grain, elles se révèlent particulièrement altérables, ne se trouve donc pas confirmée.

Pétrographie du gneiss

Le gneiss, au milieu duquel ces pegmatites sont injectées, présente une série de caractères constants, mais en même temps certaines variations locales. Le fait que nous soyons amenés à insister sur ces dernières, ne doit pas faire sous-estimer les premiers.

Par sa composition, essentiellement : quartz, feldspath potassique assez frais, plagioclase généralement altéré, mica blanc et mica noir, orientés suivant la direction qui détermine la schistosité, cette roche appartient à un type très banal ; les minéraux accessoires (rutil, apatite, grenat rare, etc.) sont également d'un type courant. A l'œil nu, le gneiss présente tantôt un aspect œillé, avec des amygdales claires, quartzofeldspathiques, qui restent d'ailleurs de petites dimensions (15 mm x 4 mm pour fixer les idées), s'isolant au milieu de la masse micacée plus sombre, tantôt de simples lits minces quartzofeldspathiques, tantôt une répartition à peu près uniforme. On admet souvent que le faciès œillé indique l'apport d'un matériel étranger, au moment de la recrystallisation de toute la masse qui a produit le gneiss ; cette notion ne se serait pas imposée ici. Ces différents types ne sont d'ailleurs pas tranchés, ils passent progressivement de l'un à l'autre, et il

est impossible d'en tracer les limites. Les faciès œillés sont assez constants dans les zones à injection de pegmatites, mais ils sont trop fréquents en l'absence de toute injection visible pour qu'on puisse affirmer une relation génétique. En bas de la rive gauche, immédiatement en amont du barrage, on trouve des gneiss œillés, alors qu'au contact, la roche sur laquelle était fondé le barrage était schisteuse. Les gneiss œillés, ou même simplement injectés lits par lits, sont ceux qui présentent, microscopiquement, l'apparence la plus saine. En l'absence d'injection visible, la roche présente un aspect plus schisteux et friable, qui explique que certains Ingénieurs aient pu parler de micaschiste. Mais, pétrographiquement, il s'agit incontestablement d'un gneiss².

On sait que la recrystallisation qui a engendré le gneiss a dû se produire dans un régime de contrainte non isotrope. On ne s'expliquerait pas, autrement, l'orientation systématique des micas, qui se traduit par la schistosité. Mais le régime mécanique qui se traduit par cette contrainte n'a pas cessé avec la fin de la recrystallisation. Il s'est souvent traduit par des ruptures, ou des déformations, des cristaux antérieurement formés. Et d'autre part, les possibilités de recrystallisation des minéraux qui devaient tenir à la température, la pression, et peut-être à la composition chimique du fluide imprégnant la roche n'avaient pas disparu ; mais

elles pouvaient s'être modifiées, et conduire à la cristallisation de minéraux différents de ceux de la première phase. Même en l'absence de déformation mécanique, du fait du changement survenu dans des conditions physico-chimiques, il peut y avoir recrystallisation de la substance de certains minéraux, en d'autres espèces minéralogiques. Cette recrystallisation que l'on désigne souvent comme une altération est parfois incomplète et laisse reconnaître le minéral primitif (par exemple, les feldspaths plagioclases sont, ici, remplis de minuscules cristaux de séricite, et parfois de calcite et d'hydromicas).

Cette évolution du gneiss, postérieurement à sa cristallisation primitive, est un phénomène si banal, qu'il serait sans doute difficile de trouver des spécimens qui n'en montrent aucune trace, du moins à un examen attentif. Elle joue un rôle important ici, parce qu'elle a largement contribué à produire des différences locales, qui peuvent avoir eu une influence notable sur la résistance mécanique de la roche.

Tous les échantillons examinés, sans exception, montrent des traces de déformations ; mais parfois, la recrystallisation qui les a réparées est très analogue à la cristallisation primitive : les cassures peuvent être réparées par du quartz bourgeonnant engrené (I) ; les cassures des plagioclases, par un feldspath potassique (adulaire) (B).

La cristallisation dans les fentes des plagioclases, d'adulaire et calcite (C, D) ou de quartz et calcite dans les fissures (B, D) indique déjà des conditions un peu différentes.

Fréquemment et surtout, semble-t-il, sur la rive gauche, à l'aval les fissures sont cimentées essentiellement par de la calcite (AGR, où l'on peut constater qu'il n'y a pas eu de déplacement le long d'une fissure de calcite, et qui par ailleurs est un peu broyé : 1GR, GAL1, GAL3).

La transformation de la biotite en chlorite est un phénomène assez général, qui détermine la teinte habituelle verdâtre de la roche. Cependant, cette transformation est liée à la déformation subie par le mica ; la chlorite peut même manquer pour certains des échantillons les moins déformés (I), ou être peu abondante.

⁽²⁾ La distinction des « gneiss » et « micaschistes » est très ancienne, bien antérieure à toute étude pétrographique précise, et il est certain que le sens de ces termes a dû évoluer, à mesure que progressait la connaissance des roches auxquelles on les applique. Néanmoins, leur emploi ne soulève pas d'hésitation pour un Pétrographe exercé, la présence d'un matériel quartzo-feldspathique abondant qui différencie le gneiss ne pouvant échapper, ni à l'œil nu ni au microscope ; l'expérience montre que le passage est généralement bien tranché. Il n'y a de divergence entre le diagnostic approché, à l'œil nu, et la définition pétrographique précise, au microscope, que lorsque le matériel feldspathique est essentiellement albitique ; on constate en effet dans le métamorphisme alpin, par exemple, que la cristallisation d'albite, qui détermine le faciès de la roche, peut se faire pour un degré de métamorphisme moindre que pour les autres feldspaths, et lorsqu'on se préoccupe avant tout de repérer les zones de métamorphisme (que l'on caractérise par le type de roche normalement formé), on convient parfois de ne pas tenir compte de l'albite dans la définition du gneiss. Mais cette difficulté n'existe pas ici.

TABEAU Échantillons examinés au microscope.

Coord.	X	Y	Z	Observations
A	918	1 333	70	rive droite
B	894	1 291	80	rive droite, gneiss œillé
C	938	1 320	52	rive droite
D	993	1 285	53	fond du dièdre, près de l'extrémité du béton conservé
E	<i>id.</i>	<i>id.</i>	<i>id.</i>	<i>id.</i>
F	1 007	1 206	70	rive gauche aval, près du canal romain
G	905	1 287	72	mylonite
I	905,5	1 289	73	gneiss œillé au voisinage d'une lentille de pegmatite
J	1 093	1 166	102	route d'accès, gneiss œillé
K	960	1 270	44	fond du dièdre, bloc aval
AGR	929	1 295	—	prélèvement pour essai mécanique, rive droite
BGR	992	1 292	—	prélèvement pour essai mécanique, rive gauche, sous dernier béton conservé
GGR	1 052	1 235	—	prélèvement pour essai mécanique sous la culée rive gauche
1GR	956	1 215	—	prélèvement pour essai mécanique, fait sous l'eau, en aval rive gauche
GAL1	—	—	—	dans la galerie pour essais au vérin, schiste
GAL3	—	—	—	<i>id.</i>
P1	—	—	—	puits d'exploration, 5 m, schiste
P2	—	—	—	puits d'exploration, pegmatite

A côté de la chlorite qui prend la place de la biotite déformée, on trouve parfois une chlorite vermiculaire, dans les plagioclases (E), ou dans certaines fissures (BGR). La chlorite s'associe parfois à la calcite, dans le remplissage des fentes de broyage (1GR, P1).

Même en l'absence de déformation, les plagioclases altérés contiennent de la séricite, et parfois des hydro-micas, en petites paillettes dispersées dans leur masse, et parfois de la calcite, en larges taches. Il est peu vraisemblable que cette séricite, qui reste incluse dans les cristaux de plagioclase, ait beaucoup d'influence sur la résistance mécanique de la roche.

Il n'en est pas de même de la séricite qui apparaît parfois, liée aux déformations : soit dans les cassures, voire les fentes du quartz (K, BGR), ou le long des limites des cristaux. Un échantillon (K) montre une fente remplie de séricite parallèle, transversale, mais ses paillettes tapissent le plus souvent les cassures de la roche (E, 1GR, P2). Il est difficile de préciser le ou les minéraux aux dépens desquels s'est produite cette séricite, diffuse dans la roche, et qui nous apparaît beaucoup plus liée aux cassures, qu'à un minéral déterminé. Une préparation (K), montre de la sillimanite abondante, formée aux dépens de la biotite, et dont l'altération peut avoir contribué à la production de séricite.

Un échantillon (F) montre des microfissures qui, à l'inverse des précédentes qui ont été en somme réparées par la cristallisation de séricite, conservent l'aspect d'une ligne de broyage des minéraux, quartz et feldspaths étant un peu brisés suivant ces lignes, les micas disloqués et la biotite chloritisée. Seuls des dépôts ferrugineux soulignent leur tracé. Des fissures analogues, moins nettes, peuvent se deviner dans d'autres préparations.

La préparation BGR (prélevée au voisinage immédiat de la rupture de la roche de fondation) montre sur une partie de sa surface un broyage extrêmement poussé, avec une purée de grains de quartz noyés dans une pâte à séricite. Si un tel broyage, au lieu de n'affecter que les quelques millimètres où nous l'observons, au milieu d'une roche restée normalement schisteuse, s'était étendu sur des centimètres ou des décimètres, on classerait la roche comme mylonite.

Des ruptures ou des dislocations qui seraient plus tardives, et n'auraient pas été réparées par la recristallisation des minéraux, se traduiraient par une décohérence mécanique, déterminant la rupture des échantillons prélevés, ce qui empêche de les observer au microscope. Mais nous verrons que de tels accidents sont fréquemment visibles sur le terrain. Certaines des diaclases, selon lesquelles se divise la roche, sont cependant tapissées de calcite, et il y a donc un passage continu aux fissures cimentées par la calcite, que l'on observe au microscope.

On peut évidemment se demander à quoi tiennent les différences, dans la manière dont la recristallisation de la roche a réparé les dislocations qu'elle avait subies. S'agit-il, pour des déformations sensiblement contemporaines, de différences locales dans les conditions physico-chimiques ? L'extrême irrégularité des injections de pegmatite (lesquelles sont évidemment postérieures au gneiss, et témoignent de conditions physico-chimiques autorisant les plus larges recristallisations) permet d'envisager cette hypothèse. Mais il est également possible que les déformations se soient succédées dans le temps, pendant que se modifiaient les

conditions physico-chimiques ; l'étude des failles montre que ces déformations se sont poursuivies, alors que les recristallisations étaient devenues impossibles.

La répartition dans l'espace des différents modes de recristallisations qui ont été décrites ne permet que peu de conclusions nettes : les échantillons les moins déformés, ou les mieux recristallisés (B, I), proviennent du voisinage immédiat d'une lentille de pegmatite. Mais des recristallisations presque aussi parfaites (quartz, adulaire, avec un peu de calcite) s'observent en des points très différents.

La seule chose frappante est la localisation de la séricite dispersée (c'est-à-dire non incluse dans les plagioclases altérés), dans les échantillons D, E, K, BGR, P1, P2, dans la partie profonde du dièdre évidé de la rive gauche ; encore faut-il noter une différence sensible entre les échantillons D et E, prélevés à côté l'un de l'autre. Cette séricite dispersée explique d'ailleurs l'aspect microscopique des roches de cette région, avec des cassures finement lustrées, au toucher doux. Il n'est d'ailleurs pas question de tracer, sur le terrain, des limites tranchées entre les variétés que nous avons tenté de distinguer, et ceci pour plusieurs raisons : il y a vraisemblablement passage progressif d'un type à l'autre (les caractères analysés ne sont en effet pas exclusifs l'un de l'autre). La répartition originelle a été bouleversée par les nombreuses failles que nous décrivons plus loin. Et enfin, dans le fond du dièdre nous observons des roches relativement profondes (quelques mètres à dix mètres sous la limite d'altération) dont l'aspect diffère systématiquement de celles qui affleurent ailleurs, où elles ont été simplement débarrassées de la couverture altérée. On verra plus loin à propos des diaclases un exemple de cette différence systématique.

Néanmoins, le fait que l'étude pétrographique indique la présence de séricite diffuse dans la région du vide évidé de la rive gauche, et là seulement, a certainement une importante signification pratique.

On peut noter aussi le rôle que joue la calcite dans la réparation des fissures, essentiellement sur la rive gauche aval : les indications du microscope sont là facilement confirmées par l'essai à l'acide.

En reprenant les comptes rendus des sondages dits de reconnaissance, mais qui ont été exécutés en fait alors que le bétonnage était déjà commencé, avec comme objet essentiel de déterminer le degré d'imperméabilité de la roche, pour décider s'il y avait lieu d'exécuter le voile d'injections d'imperméabilisation qui avait été envisagé, on note, pour les quatre sondages dans la fondation du socle, ce commentaire : « Le micaschiste apparaît en général assez friable dans ce fond de vallée » (lettre Sondages, Injections, Forages, Entreprise Bachy, du 22 janvier 1954), qui s'oppose au commentaire relatif aux sondages exécutés sur rives : « Ils avaient pour but d'étudier la qualité et la perméabilité du rocher des rives, ces caractères pouvant notablement différer entre le rocher de fond de la vallée et celui des versants d'air. Ils ont montré que le micaschiste était notablement plus dur, sur les rives, et contenaient une plus forte proportion de rognons et filonets de quartz ».

Indépendamment des résultats relatifs à l'imperméabilité du rocher, qui a conduit à ne pas exécuter de voile d'injection, on peut se demander, *a posteriori*, s'il n'y avait pas là une indication sur la localisation des gneiss à séricite dispersée ; mais il n'y a pas lieu de retenir d'opposition suggérée entre roche du fond de la vallée, et des versants ; il n'y aurait aucune raison

pour qu'un type de roche obéisse à une telle localisation. Si l'on se reporte aux coupes de sondages, on constate que le pourcentage de carottes a été très faible dans tous les cas, vraisemblablement parce que l'objet même des sondages n'exigeait pas que l'on s'attache à en recueillir le maximum, et les indications pétrographiques sont beaucoup trop sommaires pour être utilisables. On ne peut donc pas dire si, en exploitant les résultats de ces sondages, il aurait été possible de préciser l'indication que l'on croit reconnaître dans les citations ci-dessus, et d'établir la localisation du gneiss à sérécite.

Conséquences pour la résistance mécanique

Les cristaux du gneiss normal, quartz et feldspaths, sont directement en contact, souvent suivant des lignes très sinueuses (on parle de cristaux engrenés) ; on a l'impression qu'une rupture devrait traverser les cristaux eux-mêmes. Sans doute, les contacts avec les micas sont beaucoup plus simples, et ceux-ci doivent fournir des lignes de moindre résistance, mais ils sont parfois dispersés au milieu des autres minéraux, et de toute façon, les cristaux sont sains et massifs. On peut donc s'attendre à une résistance élevée à la rupture.

Il en est tout autrement lorsque la roche contient de la sérécite dispersée, qui tapisse souvent les joints entre minéraux de ses fines paillettes soyeuses : on conçoit que le glissement de ces paillettes les unes sur les autres doit être relativement facile, ce qui doit abaisser beaucoup la limite de rupture.

Pour le gneiss normal, dont la résistance tient à la manière dont s'engrènent les minéraux, la présence ou l'absence d'eau dans les pores, d'ailleurs très peu abondants, ne doit pas changer grand-chose à la résistance mécanique.

Il n'en est peut-être pas tout à fait de même pour le gneiss à sérécite dispersée. On sait que, si les pores sont partiellement remplis d'eau, il se produit des tensions capillaires, qui peuvent jouer un rôle notable dans la cohésion de la roche. Tel doit être le cas lorsque le gneiss a été partiellement desséché, sur les versants de la vallée, même sous une couverture altérée. Au contraire, pour la roche profonde, entièrement imprégnée d'eau, donc sans ménisques capillaires, cet effet ne doit pas se produire. Cependant, une rupture par séparation ou glissement des cristaux entraîne nécessairement une augmentation considérable du volume des pores, qui se traduirait pour l'eau qui les remplit par une pression négative, qui doit s'opposer à une rupture instantanée. Mais, si la contrainte est maintenue suffisamment longtemps, la pénétration de l'eau dans les pores, très lente, vu l'imperméabilité de la roche, doit permettre à la longue cette séparation des cristaux, qui se traduira finalement par une rupture³.

³ L'expérience suivante a été effectuée, après l'accident, par le Bureau Coyne et Bellier : un échantillon du gneiss à sérécite, sec, a été plongé dans l'eau, et soumis à une pression de 17 kg/cm² pendant huit jours. Il est apparu comme relativement mou, et lorsqu'on le brisait, la fente apparaissait pleine d'eau. Je pense que, l'air qui occupait les pores ayant été comprimé et refoulé par l'eau vers le cœur de l'échantillon, s'y trouvait sous pression, et déterminait un fort gradient de pression de l'eau dans les pores, qui devait altérer profondément la cohésion. Une fissure nouvelle, atteignant une zone où l'eau se trouvait encore sous pression, celle-ci devait s'écouler très rapidement vers le vide ainsi créé, qui apparaissait comme humide. Après dessiccation, l'échantillon a d'ailleurs repris son aspect initial.

Il est à peine besoin de souligner le caractère hypothétique des considérations qui précèdent, fondées sur une interprétation théorique de la résistance mécanique du solide, et qui gagneraient à être confirmées par des expériences directes. On peut cependant retenir qu'il peut y avoir une relation entre les limites de rupture, immédiates ou différées, et la présence de sérécite dispersée, compte tenu du régime de l'eau d'imprégnation.

Certains des blocs de gneiss à sérécite, soit restés dans le fond du dièdre, soit transportés plus en aval, présentent des cassures, que l'on pouvait s'expliquer en admettant qu'ils avaient été abandonnés par le flot, reposant sur des points d'appui tels qu'ils subissaient des contraintes importantes. Mais, lors de ma dernière visite, on pouvait constater que les cassures s'étaient multipliées dans certains blocs ; certaines de ces cassures ne correspondent qu'à des contraintes faibles, les fragments détachés pouvant rester posés sur place. Il y a donc eu, en quatre mois d'exposition à l'air, une évolution sensible, sans doute appelée à se poursuivre. Il ne semble pas qu'une altération chimique des minéraux puisse en être responsable : la pyrite, qui existe par place, se retrouve non oxydée dans certaines des cassures spontanées. Mais la roche a dû perdre une partie de son eau d'imprégnation, et subir des variations thermiques susceptibles d'engendrer des contraintes superficielles notables. Ce sont là, pensons-nous, les facteurs essentiels de cette fissuration spontanée, qui peut prendre l'allure d'un effritement de la surface.

Les vitesses sismiques, mesurées sur le terrain après la catastrophe, sont apparues comme élevées, aussi bien pour le gneiss à sérécite dispersée, que pour le gneiss normal.

On admet que l'on obtient pour les caractéristiques élastiques moyennes d'une roche massive, d'où dépend la vitesse du son, une approximation acceptable, en prenant la moyenne pondérée des caractéristiques élastiques des minéraux constitutifs. Or, la sérécite dispersée ne représente, en volume, qu'une très faible proportion de la roche, quelques pour cent seulement ; on conçoit donc qu'elle modifie peu la vitesse du son dans la roche, du moment que celle-ci est compacte.

Par contre, la vitesse se trouve réduite, sur quelques mètres, au voisinage de la surface : ceci doit tenir surtout à ce que les fissures sont ouvertes, et à ce que fissures et pores sont peut-être incomplètement remplis d'eau.

Schistosité du gneiss

A l'œil nu, le caractère le plus frappant du gneiss est sa schistosité, et on constate que celle-ci comporte une linéation très marquée, si bien qu'en tout point, le gneiss comporte trois directions d'anisotropie. En gros, il y a une nette prédominance de pendages relativement faibles, en direction du S-W, la linéation ayant une direction W-S-W, qui paraît plus constante que le pendage. Celui-ci varie en effet beaucoup, soit par zones relativement vastes, oscillant d'une valeur un peu plus forte vers le Sud, à une valeur moindre vers l'Est, comme si, très grossièrement, la direction de la schistosité pivotait autour de la linéation. On observe aussi des plissements de la schistosité beaucoup plus serrés, visibles sur quelques mètres, mais ils sont relativement rares, leur axe peut être dirigé N-S.

Dans l'ensemble, et malgré la qualité exceptionnelle des affleurements, il ne m'a pas paru possible de dégager des règles générales, auxquelles obéiraient les fluctuations du pendage.

Les diaclasses

La schistosité n'est pas la seule division mécanique de la roche, et celle-ci présente des diaclasses, très développées dans certaines zones, où elles se succèdent à un intervalle de l'ordre du décimètre, très planes et parallèles, approximativement perpendiculaires à la linéation (par exemple, vers le bas de la pente, rive droite, en amont du barrage). Les affleurements sont alors littéralement hachés par les plans de ce système, mais la tenue générale du versant donne l'impression que la division ne doit pas être aussi marquée en profondeur, où ces plans de division doivent rester virtuels ; l'altération superficielle, à la base des éboulis ou de la terre végétale, a dû contribuer à manifester ces diaclasses, qui ont limité les parties enlevées par le flot.

En beaucoup d'autres points, la roche massive, se divise en très gros blocs. Mais, un examen attentif permet parfois de reconnaître l'existence de diaclasses virtuelles, le long desquelles la roche n'a pas perdu sa cohésion, mais qui peuvent faciliter la localisation d'une cassure. Cependant, nombre de cassures suivent des directions différentes, et ces diaclasses virtuelles peuvent très bien ne pas jouer lors d'une rupture. En particulier, sur les gros blocs de gneiss à sérécite qui ont été plus ou moins déplacés au fond du dièdre, un examen attentif permet de reconnaître la trace de plans parallèles, le long desquels la teinte de la roche a viré du violet au vert, et qui doivent être l'équivalent des diaclasses qui se manifestent au contact de la zone d'altération ; cependant, les blocs sont restés massifs, et les cassures ne tendent pas à suivre ces lignes.

Dans la galerie exécutée sur la rive gauche, aval, en vue d'essais mécaniques par l'EDF, la roche était si diaclassée qu'il a été impossible d'y recueillir de gros blocs ; beaucoup des diaclasses étaient d'ailleurs cimentées par de la calcite.

Je serais donc porté à penser que les plans de diaclasses, parallèles et relativement serrés, existent à l'état virtuel à peu près partout, mais ne s'expriment sous forme de discontinuités mécaniques, c'est-à-dire de véritables diaclasses, qu'en certains points des zones d'affleurement, c'est-à-dire à l'approche de la zone d'altération, enlevée par le flot. En tout cas, l'aspect des cassures du rocher dans la zone critique du dièdre, et celui des blocs qui ont été transportés plus ou moins loin, montre bien que les diaclasses n'ont joué aucun rôle dans la rupture.

Les failles

Il ne faut pas confondre avec les diaclasses, régulières, serrées, et dont les flancs n'ont pas subi de déplacement relatif, les « multiples failles » dont la présence avait été signalée par M. Corroy et dont les pegmatites, lorsqu'il y en a, permettent d'estimer le rejet. On peut rarement faire plus de 5 m sans rencontrer une faille, dont le rejet peut être de l'ordre du mètre, et souvent plus. A des intervalles de quelques dizaines de mètres, se trouvent des failles beaucoup plus continues, et dont le rejet doit être plus grand, sans qu'on puisse l'estimer.

Le site de Malpasset paraît exceptionnel par l'abondance de ces failles, sans qu'on puisse dire s'il s'agit d'une particularité locale, ou si tout le gneiss du Tanneuron présenterait le même caractère, puisque l'état des affleurements ne permettrait pas de les reconnaître. En tout cas, les tranchées voisines de l'autoroute montrent la même particularité. Les gneiss des Maures sont nettement moins faillés, à l'est, et pratiquement dépourvus de failles, à l'ouest.

J'ai essayé de relever le réseau des failles existant au voisinage du barrage, et le même travail a été exécuté par le Service géologique de l'EDF, mais cette tâche s'avère décevante : il est impossible de reconnaître aucun plan systématique, aucune direction privilégiée. D'après le caractère plus ou moins accentué de leur tracé, et leur continuité, on est tenté de distinguer des failles majeures, et d'autres secondaires, mais il est impossible de les séparer d'une manière précise. Pour les failles secondaires, on peut hésiter à les distinguer de simples fissures, en l'absence de preuve de rejet. Néanmoins, lorsqu'il est possible d'en juger (par une injection de pegmatite, par exemple), on constate, en général, la réalité du rejet. Il existe des méthodes statistiques, qui mettent en évidence les directions privilégiées, lorsqu'il en existe. Nous n'avons pas voulu les appliquer, les incertitudes (poids à donner aux failles importantes, influence des conditions d'observation sur la probabilité d'observation d'une faille de direction donnée, etc.) nous paraissant de nature à ôter toute signification à un résultat éventuel.

Beaucoup de ces failles buttent les unes contre les autres, ou se ramifient d'une manière complexe, si bien qu'elles n'ont souvent qu'une longueur limitée. Mais quelques-unes sont au contraire très continues, et traversent toute la zone d'observation.

Certaines failles se traduisent par une simple discontinuité, interrompant d'une manière à peine perceptible la schistosité du gneiss. D'autres ont déterminé une certaine altération, ou un broyage, et après érosion, elles apparaissent comme une fente ouverte, parfois comme un faisceau serré de fentes séparant des esquilles rocheuses.

Certaines failles, et ce sont celles qui paraissent être les plus importantes, sont jalonnées par une mylonite, c'est-à-dire une purée de débris de roche, allant jusqu'à quelques centimètres, mais descendant aussi à l'échelle microscopique (éch. G), noyées dans une pâte, qui peut être relativement dure (certaines mylonites restent en relief après érosion) ou de nature franchement argileuse. Dans la galerie EDF, des mylonites se sont révélées très dures lors de la perforation, mais les blocs qui en étaient extraits se délayaient dans l'eau et perdaient par la suite toute cohésion. En général, les limites de la mylonite et du gneiss intact sont franches ; d'un côté, elles peuvent être marquées par une surface de discontinuité, comme si la lèvre gneissique avait glissé contre la mylonite. Parfois, la schistosité est froissée, sur une des lèvres, au contact d'une faille.

On peut naturellement se demander si toutes les failles sont du même âge, ou si elles ont joué au cours de plusieurs périodes distinctes. On peut mettre à part certaines failles qui paraissent contemporaines des injections de pegmatite ; les failles à mylonite sont évidemment plus récentes, mais il est difficile de dire si elles sont contemporaines des failles à lèvres franches.

Le cadre géologique général fournit quelques indications : on sait qu'un certain nombre de failles affectent

tent le Permien, au sein duquel les coulées volcaniques fournissent d'excellents repères. Ces failles, grossièrement N-S et E-W d'après les levés de P. Bordet, n'atteignent jamais la densité que nous constatons à Malpasset.

D'autres failles, antérieures au Permien, affectent le Houiller. Nous avons déjà cité celle du pont de Buème, qui décroche largement le synclinal, mais passe trop loin du site pour y avoir eu une influence quelconque. La continuité des bancs du Houiller, là où on peut l'observer dans de bonnes conditions (par exemple, tranchée de l'autoroute, au nord de la faille du pont du Buème), montre que les failles y sont certainement moins nombreuses que dans le gneiss. Cependant P. Bordet a été amené à en tracer un assez grand nombre, aux limites d'affleurement du synclinal ; on peut admettre que, lors du plissement qui a déterminé le synclinal, alors que les couches stratifiées du Houiller se plissaient d'une manière assez régulière, le gneiss, plus massif, réalisait la même déformation d'ensemble par une multitude de petites cassures de détail, dont beaucoup affectent l'extrême base du Houiller. Néanmoins, en comparant le degré de dislocation du gneiss et celui du Houiller, j'ai l'impression que la grande majorité des failles du gneiss doivent être antérieures au dépôt du Houiller, sans que rien permette une estimation d'âge plus précise.

On ne peut non plus dire si ce degré de broyage du gneiss correspond au passage d'une zone privilégiée, qui aurait pu préparer l'emplacement du synclinal houiller du Reyran, ou si c'est la trace d'un phénomène plus général, ayant affecté tout ou partie des gneiss du Tanneron (mais non les gneiss analogues des Maures).

La reconnaissance des failles

Si, aujourd'hui, il est impossible d'analyser clairement le réseau des failles qui apparaissent sur les flancs de la vallée du Reyran, il en était de même, *a fortiori*, avant la construction du barrage. Dans les conditions naturelles d'affleurement, il était impossible de les discerner. Des sondages n'auraient été d'aucun secours pour les repérer, les ruptures de carottes auxquelles elles auraient donné lieu étant ininterprétables. Sans des précautions extrêmes, que l'on n'a pas l'habitude de prendre pour des sondages dans le gneiss, il était impossible de carotter une mylonite (dont l'aspect aurait certainement paru alarmant). Dans les fouilles, certaines failles ont attiré l'attention (encore que les comptes rendus de visites soient difficiles à interpréter), mais on ne pouvait leur accorder qu'une signification locale, et elles ont été traitées en conséquence. Il apparaît, d'après la localisation de celles-ci, que l'on n'a pas dû y recouper de mylonites.

Il est vraisemblable que, si on avait étudié le rocher par un réseau étendu de galeries, on se serait rendu compte que les failles rencontrées n'étaient pas de simples fissures, comme en comporte toute masse rocheuse, mais des failles à rejet plus ou moins important, et ce fait (d'ailleurs déjà signalé lors de l'étude géologique préliminaire), aurait pu conduire à développer les travaux de reconnaissance, si on en avait eu le temps et les moyens.

Rôle des failles

On sait que l'une des conséquences les plus frappantes de la catastrophe a été l'enlèvement du terrain

sur la rive gauche, à l'intérieur d'un dièdre, dont les faces, planes, sont constituées par certaines des failles dont il vient d'être question. On ne peut donc manquer de leur assigner un certain rôle dans la catastrophe. Mais pour préciser celui-ci, il importe de rechercher ce qu'étaient ces failles, qui nous apparaissent aujourd'hui avec tant d'évidence.

Une distinction s'impose entre les deux faces du dièdre. Celle d'aval est constituée par un plan très continu, incliné de 40° vers N 10 à 15 W, qui comportait un revêtement de mylonite argileuse à débris, que l'on est un peu surpris de retrouver en place, malgré la violence de l'érosion. Ce plan se trouve dégagé sur une dénivelée atteignant, par places, 15 m, et sur près de 70 m de long. Il convient de noter, que, avant la catastrophe, il affleurait à plus de 30 m en aval de l'ouvrage. Cet accident se prolonge sur la rive droite, où on l'observe facilement ; il passe à quelques mètres au sud du PC 91, et s'élève obliquement, jusqu'au-dessus du premier éboulis. L'épaisseur de mylonite est de 20 à 30 cm. Rien n'indique qu'il ait subi le moindre déplacement au moment de l'accident.

Dans son voisinage, il existe vers le bas de la rive droite d'autres accidents analogues, avec mylonite, l'un en dessous, plus incliné, et qui le rejoint à la limite de l'éboulis (qu'il contribue à déterminer), l'autre en dessus, plus plat, vers la cote 55.

On peut rapprocher de ce grand accident, d'autres failles analogues, de même direction, telle que celle qui coupe le canal romain à 30 m en amont du barrage, et qui apparaît sur toute la hauteur de la rive gauche. D'autres failles de même direction existent plus au nord.

L'autre face du dièdre n'est pas constituée par une faille unique, mais, pour une large part, par deux failles parallèles, inclinées d'environ 45° vers W 15° S.

Nous appellerons « faille amont supérieure » celle qui affleure le plus haut (entre 67 et 90), et va passer sous l'extrémité du mur en aile. Vers le haut (entre le mur en aile et l'escalier), elle n'atteint pas la surface conservée, mais se trouve coupée par une faille de direction N 30° W, plongeant fortement vers l'est ; au-delà de cette faille, la « faille amont supérieure », sans doute antérieure, ne se prolonge pas. On la voit également s'interrompre contre une autre faille, à une dizaine de mètres au N-W de l'extrémité de l'escalier. Au sud et S-W, elle est cachée sous les terres éboulées, sous la culée, ou des éboulis. On voit plonger sa surface entre les cotes 65 et 75, au nord, sous une masse rocheuse, dont toutes les fissures sont d'ailleurs ouvertes, et qui a donc subi un commencement de déplacement. On est là, très sensiblement, sous le parement amont, à peu de distance sous le fond de fouille.

Le plan de la « faille amont inférieure » est dégagé essentiellement entre les cotes 50 et 63. Son prolongement passerait à 4 ou 5 m au-dessus de la « faille amont supérieure ». Elle n'est pas non plus très continue, et son plan subit des décrochements de l'ordre du mètre au passage de deux accidents subverticaux, vers le passage du canal romain. Sa lèvre supérieure étant entièrement enlevée, nous n'observons pas son prolongement en pleine masse rocheuse ; mais l'observation est possible pour la faille supérieure, qui apparaît alors comme pas plus importante que les autres failles qui sillonnent le rocher en tous sens. On n'observe pas, sur ce prolongement, les mylonites, dont on relève cependant des traces en certains points de la surface.

J'estime que ces deux failles amont n'étaient pas plus importantes que celles qui sillonnent à chaque pas la masse rocheuse. L'une était certainement peu continue, au point que l'on peut se demander si elle affleurait (bien entendu sous le manteau de terre et d'altération qui l'aurait cachée de toutes façons). Des failles d'importance comparable existent partout, avec les directions les plus variables. Ce qui a fait jouer à celles-ci le rôle que l'on sait, c'est qu'elles se sont trouvées à l'endroit, et avec la direction, qui pouvait limiter la rupture de la masse rocheuse.

Nous ignorons, bien entendu, si dans l'intérieur du dièdre rocheux aujourd'hui enlevé, il n'existait pas d'autres failles qui auraient pu jouer un rôle lors de la catastrophe.

On a vu qu'il était impossible d'envisager aujourd'hui, et *a fortiori*, alors que la surface n'était pas dégagée, une statistique des directions, susceptible de mettre en évidence celles qui auraient pu être dangereuses. On ne pouvait songer, d'autre part, à un repérage individuel de toutes les cassures, à plusieurs mètres sous les fondations, alors que ces failles auraient été presque impossibles à mettre en évidence par sondages. C'est plutôt sur un plan statistique qu'il y a lieu de tenir compte, dans l'appréciation de la résistance du rocher à la compression, de la possibilité qu'il y existe des failles de direction à peu près quelconque pouvant être continues sur quelques mètres ou dizaines de mètres.

Modifications consécutives à la rupture

Sur la rive droite, immédiatement à l'amont du barrage, on observe une crevasse béante, dont les flancs se correspondent, et indiquent un déplacement d'environ 45 centimètres vers la cote 55. Le fond de la fissure est caché par des matériaux éboulés. On a l'impression que le barrage serait descendu de quelques centimètres par rapport à l'amont.

Cette crevasse se poursuit, avec une largeur progressivement décroissante, jusqu'aux environs du joint D ; au-delà, quelques cassures du rocher se sont ouvertes de 2 à 3 cm.

Les premiers joints (A, B), sont très légèrement ouverts, un peu plus à l'amont qu'à l'aval, ce qui semble amorcer la rotation de l'ouvrage autour de son extrémité rive droite, que paraît indiquer la crevasse amont.

A l'aval sur la rive droite, on observe des fissures dans le rocher, à partir des environs du joint C. Ce sont des fissures franches, légèrement ouvertes, affectant une roche massive, sans qu'il y ait eu à leur emplacement d'amorce préalable. On observe parfois des joints anciens avec ciment injecté, mais les cassures dont il s'agit n'en montrent pas trace, ce qui prouve bien qu'elles sont postérieures à la construction. Ces fissures se raccordent avec les joints de construction du barrage qui sont ouverts, à la base du parement aval, de 7 mm pour C, 11 mm pour D, 4 mm pour E. Elles sont souvent multiples, anastomosées, avec un tracé très sinueux dans l'ensemble. Certains points de bifurcation, par exemple à la cote 57, sont fortement disloqués. Dans l'ensemble, elles ne s'écartent guère à plus de 5 m du pied du parement ; mais, étant donné la forte pente du versant, il est vraisemblable qu'on est là à la hauteur, si ce n'est en dessous, du fond des fouilles.

Étant donné les traces d'un déplacement vers l'aval que l'on observe de l'autre côté du barrage, on pouvait s'attendre à observer ici des traces de compression. Mais l'interprétation des cassures est loin d'être aussi claire : elles sont ouvertes, de quelques millimètres à quelques centimètres, et la composante longitudinale du mouvement qu'elles ont permis est très faible. L'analyse cinématique des cassures ne permet donc pas de retrouver le déplacement de 45 cm établi de l'autre côté du barrage.

Je me demande si les cassures béantes ne représentent pas surtout une réaction secondaire, consécutive à la disparition de la pression amont, alors que le déplacement du barrage s'était fait par cisaillement sur des surfaces plus profondes, peut-être sur des failles existantes, et serait peu visible en surface.

On sait que, pour la partie centrale du barrage, des déplacements de 60 cm (joint H), et 63 cm (PC 75, joint I) vers S 35° E, ont été mis en évidence par les mesures topographiques.

Au pied de la rive gauche, le contact du béton sur le rocher s'est trouvé dégagé, tant à l'amont qu'à l'aval, et on vérifie que le collage est parfait. Mais la masse de rocher ainsi solidaire du béton forme un bec, un bloc le sépare de la faille inférieure, dont on peut s'assurer qu'il est séparé de celle-ci par une fente, occupée par des matériaux rapportés, de même qu'il est séparé du bec portant le barrage par un vide analogue. On retrouve donc bien ici la trace du déplacement de la partie centrale du barrage, ce déplacement faisant d'ailleurs un angle faible avec la direction de la faille inférieure.

A l'aval, le fond du dièdre est occupé par un certain nombre de gros blocs, dont on peut affirmer qu'ils sont sensiblement en place, car ils se raccordent les uns aux autres, mais ils sont séparés par des vides béants (environ 45 cm au nord du bloc aval, cote 49,87) qui sont obliques, les blocs se soulevant en direction de l'aval. Pour que la masse constituée par ces blocs ait pu encaisser le mouvement du barrage vers l'aval, il faut qu'ils aient été plus ou moins soulevés, avant de retomber à leur place actuelle. D'ailleurs, le vide qui s'étend au pied du barrage à 8 m à l'E de l'angle de la chambre de commande des vannes, sur une hauteur inconnue, puisqu'on n'a pas sondé le lac, s'est produit par arrachement d'une masse rocheuse lors de la catastrophe.

Il importe peu de savoir, des derniers blocs qui occupent le fond du dièdre vers l'est, lesquels sont quasi en place, et lesquels sont tombés de plus haut.

Le dernier béton conservé était peu éloigné du joint K. La partie inférieure des deux plots KL et LM a pu être identifiée, au-delà du coude du Reyran, et on constate qu'ils sont restés d'un seul tenant, sur toute leur largeur et près de 10 m de hauteur au-dessus des fondations, celles-ci sont pratiquement intactes, avec le gneiss collé au béton coulé dans les fouilles. La partie manquante de la fondation du plot JK a été trouvée également très loin, au-delà du pont de l'autoroute. La roche restée collée aux fondations est très analogue à celle que l'on peut observer à l'intérieur du dièdre.

Ce n'est donc certainement pas une rupture du béton de la base du barrage qui est à l'origine de la catastrophe, et il semble permis de conclure que la base de ces plots n'a pas été soumise à une concentration exceptionnelle d'efforts.

Des morceaux importants des fondations des plots suivants (MN, NO, OP) ont été reconnus plus en amont,

avant le coude du Reyran, tous avec le rocher sain, parfaitement collé au béton de fondation.

Enfin, on sait que la culée, à partir du joint Q, est restée en place, mais avec un déplacement de 2 m environ, en direction S 10° E, et que le mur en aile, brisé en plein béton à son raccordement avec la culée, n'a subi qu'un déplacement beaucoup plus faible.

Le bloc PQ (culée et son raccord avec le mur en aile) est tombé au fond du dièdre, vraisemblablement vers la fin de la catastrophe, car on n'y relève aucune trace de l'action de la crue.

L'échantillon CGR, prélevé sous la culée, c'est-à-dire sous le prolongement de la faille supérieure, montre un gneiss œillé, relativement peu déformé.

La Danaïde, tranchée par le flanc aval du dièdre comportait un mur en béton armé, dirigé vers le haut, suivant la pente, qui a été tordu dans le sens inverse des aiguilles d'une montre, et rabattu vers le bas : ce n'est donc certainement pas sous l'action des eaux, mais de l'éboulement du remplissage de la partie haute du dièdre, éboulement provoqué d'abord par l'érosion du contenu de la base du dièdre, mais également par la poussée des terres refoulées dans le mouvement de la culée. L'examen de photos prises au lendemain de la catastrophe montre que des éboulements de terre, dans le prolongement du dièdre, ont encore eu lieu par la suite.

Déroulement de la rupture

Ce n'est qu'à titre d'hypothèse, en l'absence de toute information directe, que l'on peut essayer de reconstituer la succession des phases de la catastrophe.

Les différents déplacements constatés sur la rive droite et la partie centrale, d'une part, la culée de l'autre, ne sont pas rigoureusement ceux d'un solide invariable, mais ils sont cependant à peu près compatibles. L'écart peut s'interpréter par une légère ouverture de l'arc au cours du déplacement, ou en supposant que le déplacement de la partie centrale a été supérieur à ce qu'on observe aujourd'hui, mais qu'après disparition de la pression amont, il s'est produit un certain retour en arrière.

Ceci conduirait à penser qu'il y a eu, dans une première phase, déplacement d'ensemble du barrage. Il est certain qu'un tel mouvement n'a pu se produire que par cisaillement du rocher, au-dessous des fondations. On peut se demander si ce mouvement n'avait pas commencé à s'ébaucher un peu avant le 2 décembre. Les sources apparues sur la rive droite pourraient avoir été dues à des fissures passant sous les fondations, et qui devaient donc déboucher au jour à une certaine distance du parement. L'absence de source analogue sur la rive gauche, où le mouvement devait être plus ample, pouvait tenir à ce que le rocher, moins résistant, sans pegmatites, s'écrasait plus complètement, sans fissures restées béantes. La fissure signalée au parement rive droite du bassin de réception peut, après coup, être considérée comme témoignant aussi de ce mouvement préliminaire.

Mais l'amplitude de celui-ci ne pouvait être qu'une très petite partie du déplacement total constaté. Lorsque celui-ci s'est produit, les phases ultérieures devaient se succéder en quelques secondes.

Le cisaillement d'une grande masse rocheuse se fait, partie par rupture de la roche massive, partie par jeu le

long des fissures qui préexistent toujours, et dont on a vu qu'elles étaient ici très nombreuses et de directions variées. Les deux failles amont, en particulier, étaient placées de manière telle qu'elles devaient nécessairement jouer. Le déplacement se faisait sensiblement suivant leur direction, c'est-à-dire par un glissement horizontal, comme on peut s'en rendre compte pour la culée.

Cependant, dans un mouvement d'une telle amplitude, les fissures qui s'ouvraient, parce que obliques sur la direction du mouvement, ou par défaut de plasticité, ne pouvaient manquer d'offrir un passage à l'infiltration de l'eau, qui allait soulever, puis raviner et entraîner la masse rocheuse qui se trouvait en avant du barrage. Une partie des fondations, entre les joints K et, peut-être N, O ou P, allait se trouver dépourvue d'appui. La base des plots, avec les fondations, devait alors se détacher et être entraînée par le flot, en blocs de très grandes dimensions. Le reste de l'ouvrage suivait immédiatement.

Les récits des témoins établissent que, à deux ou trois kilomètres en aval, la montée de l'eau s'est produite en deux vagues successives, à quelques secondes d'intervalle. S'il ne s'agit pas seulement d'un effet hydrodynamique, dû au double coude du Reyran, ces deux vagues pourraient correspondre au départ des plots de fondation, puis à la ruine du reste de l'ouvrage.

Ce n'est qu'un peu plus tard que le contenu de la partie supérieure du dièdre, non soumis à une érosion directe (ce qui laisse supposer que les plots NO et OP ne sont pas partis les premiers), s'est éboulé par sapement de sa base, et plus tard encore que le plot PQ s'est effondré.

Le schéma que je propose comporte, évidemment, une sérieuse part d'hypothèse, et on pourrait lui apporter de nombreuses variantes. Le point essentiel est l'idée que le déplacement d'ensemble a précédé la rupture.

Envisageons l'hypothèse inverse : à la suite de la rupture de la rive gauche, la partie centrale et de droite de la voûte, privée d'appui, et encore soumise à une partie de la pression de l'eau, se serait déplacée. On serait alors conduit à chercher la cause de la rupture sur la rive gauche et, étant donné le relativement bon état des blocs de fondation qui ont été retrouvés, on incriminera nécessairement la culée dont le déplacement spectaculaire frappe immédiatement tous les observateurs. Soumise à la pression des arcs supérieurs, la culée, en cédant, devait entraîner leur rupture dans son voisinage, c'est-à-dire entre N et P pour fixer les idées. Le ravinement aurait alors commencé par la partie haute du dièdre, et le reste de l'ouvrage aurait été détruit progressivement, par érosion de haut en bas, ou par sous-cavage du parement aval. Il semble que, dans une telle hypothèse, les traces ne seraient pas celles qu'on relève actuellement. Le bloc PQ se serait écroulé l'un des premiers, et aurait été entraîné au loin, et les blocs inférieurs, KL, LM, et l'extrémité de JK, partis en dernier, auraient franchi la plus faible distance : or, KL et LM ont dépassé le tournant du Reyran, et l'extrémité de JK se trouve devant la mine de Boson, à près de 2 km.

Il me semble donc que la première hypothèse est, de loin, la plus vraisemblable, et ce sont ses différents aspects que j'envisagerai ci-après.

Rôle de certains facteurs

Une question se pose immédiatement : quel a été le rôle exact de la faille aval du dièdre ? bien que son prolongement ait passé à 15 m sous les fondations, a-t-elle contribué au glissement en masse de l'ouvrage et de ses fondations ? Pour la rive droite nous pouvons répondre formellement par la négative, et il paraît vraisemblable que, sur la rive gauche, le déplacement en masse a pu se faire en n'intéressant qu'un volume rocheux bien moindre. Le rôle de la faille aval me paraît être d'avoir limité l'érosion du dièdre, les blocs qu'elle délimitait ayant pu être arrachés par le flot, qui mordait difficilement sur sa surface lisse.

Quel a été le rôle des sous-pressions ? On a vu qu'il n'a pas été signalé de source sur la rive gauche, dans les jours qui ont précédé la catastrophe. Si, comme on peut le penser, les mouvements préparatoires étaient aussi amples, au moins, que sur l'autre rive, cela peut être interprété comme indiquant que le rocher s'écrasait sous l'effort de manière à rester étanche. Mais, étant donné le couple exercé par le barrage à l'encastrement, cet écrasement devait être plus marqué sous le parement aval, que plus à l'amont, et ceci permet de craindre que la pression interstitielle de l'eau, sous le barrage, ait été plus proche de la pression amont que de la pression aval. Ou du moins, dans la mesure où la déformation de la roche impliquait une augmentation du volume des pores, la pression de l'eau tendait, à la longue, à s'y établir à une telle valeur.

L'importance du rôle de la sous-pression tient peut-être surtout au délai qu'elle a ainsi entraîné, entre l'établissement des contraintes, et la déformation du terrain, restée lente dans une phase préparatoire. C'est ce facteur, en particulier, qui explique que la rupture se soit produite à un moment où la charge n'augmentait plus, mais tendait à diminuer, à vrai dire très lentement et depuis peu de temps.

Pour un barrage aussi mince, les efforts totaux résultant de la sous-pression sont relativement petits, par rapport aux efforts produits par la poussée directe. Néanmoins, il n'est pas tout à fait exclu que, en leur absence, la résistance du rocher aurait été suffisante pour que la rupture ne se produise pas. En d'autres termes, s'il avait existé un voile d'étanchéité par injections, convenablement disposé, et si le rocher situé à l'aval de ce voile, sous les fondations avait été convenablement drainé, les efforts supportés par le rocher seraient peut-être restés inférieurs à sa résistance, mais de peu. Il n'y aurait peut-être pas eu de catastrophe, mais le coefficient de sécurité serait resté trop voisin de l'unité.

Si la sous-pression joue un rôle, à vrai dire limité, on peut se demander si l'imprégnation du terrain par les pluies exceptionnellement fortes de fin novembre ne peut pas également être incriminée. Il faut, me semble-t-il, distinguer dans cette question deux aspects : la terre végétale, au pied du parement aval, étant gorgée d'eau, la pression hydrostatique sur les fissures du rocher sous-jacent se trouvait accrue de quelques mètres au plus ; par rapport à la différence de pression entre la retenue et l'aval, différence responsable des circulations le long desquelles se produisaient les sous-pressions, cette différence est négligeable.

Et, d'autre part, les pluies tombées sur les collines, au-dessus du niveau de la retenue, peuvent théoriquement gonfler la nappe profonde, éventuellement por-

ter sa pression hydrostatique au-dessus de celle de la retenue, et modifier les circulations profondes. Mais ce facteur n'a pu jouer dans le cas présent, parce que le gneiss est très imperméable, et sans doute dépourvu de toute circulation profonde, et parce que la surface de colline située au-dessus du niveau de la retenue est dérisoire, surtout sur la rive gauche.

Pour comparer la résistance du rocher, qui s'est révélée insuffisante, aux efforts qui s'exerçaient sur lui, on voudrait connaître la valeur exacte de ceux-ci. Mais une difficulté se présente : les procédés classiques de calcul des réactions des appuis et des contraintes intérieures, supposent le terrain élastiquement homogène. Lorsque le terrain commence à se déformer localement, cette hypothèse n'est plus valable, et on a l'impression que la manière dont les efforts sont transmis au terrain par le barrage doit être notablement modifiée. Je souhaiterais que l'étude des calculs de barrages, à laquelle les machines électroniques ouvrent des possibilités nouvelles, ne néglige pas le problème, de déterminer ce que deviennent les contraintes transmises au terrain, lorsque certaines parties de celui-ci subissent de petits déplacements.

Conclusion

On a vu que la masse gneissique dans laquelle est creusée la vallée du Reyran présentait selon les points certaines variations dans sa nature, variations relativement secondaires du point de vue géologique, et dont toute autre série métamorphique permettrait sans doute d'observer l'équivalent. Mais ces variations paraissent avoir eu une incidence notable sur la résistance mécanique spécifique.

Il est impossible de dégager des lois auxquelles obéirait la localisation de ces variations, parce que nous ne savons pas comment se localisaient les fluctuations dans les conditions de recristallisation d'où elles résultent, et parce que la disposition primitive des diverses variétés de gneiss a dû être bouleversée par le jeu des failles. Ces variations ne peuvent être traitées que comme un phénomène aléatoire.

Par ailleurs, et le fait avait été signalé lors de l'étude préliminaire, le gneiss est haché par un nombre exceptionnellement élevé de failles, de directions extrêmement variées. Toutefois, il est assez fréquent qu'une roche massive soit sillonnée de fissures et de diaclases, à vrai dire, de directions souvent plus régulières, qui compromettent la continuité mécanique du rocher, et l'existence de ces failles ne créait pas des circonstances radicalement anormales.

Je pense, que, plus qu'aux discontinuités mécaniques de la roche résultant des failles, la rupture survenue dans le terrain est due à la faible résistance mécanique que présentait localement, en une zone où les sollicitations exercées par le barrage étaient particulièrement élevées, un gneiss qui se trouvait contenir de la sérécite dispersée.

Aucune règle géologique ne permettait de prévoir la localisation de cette particularité, qui ne peut, cependant, être considérée comme ayant un caractère exceptionnel.

Le mot « gneiss », en effet, s'il correspond à certains caractères généraux de la composition pétrographique, tenant à une phase à vrai dire essentielle de l'histoire de la roche, peut désigner des roches très

différentes, soit par suite des variations de composition des roches soumises à un même métamorphisme (cela ne paraît pas être le cas ici), soit par suite des modalités des phases successives du métamorphisme et des déformations tectoniques. Si les Géologues l'emploient, c'est faute de pouvoir, le plus souvent, dégager les lois auxquelles obéissent ces variations (encore qu'ils s'efforcent de le faire, lorsque les circonstances le leur permettent). Mais, pour n'être pas (ou du moins, pas encore) justiciables de lois qui permettraient de prévoir leur répartition, ces variations n'en existent pas moins ; il convient, pour éviter le renouvellement de semblable catastrophe de s'en préoccuper, et de chercher, à défaut de pouvoir prévoir leur répartition, à les déterminer empiriquement, par des prélèvements systématiques d'échantillons et par leur étude méthodique, tant pétrographique que mécanique.

Un point essentiel est d'éviter que le mode de prélèvement n'exerce une première sélection, et ne fournisse que les échantillons les plus résistants, alors que ce sont évidemment les moins résistants qui importent. Des méthodes de sondage appropriées permettent, actuellement, de carotter à près de 100 % des formations tendres, comme les couches de charbon dans le Houiller. Elles fourniraient, *a fortiori*, un résultat analo-

gue dans les séries métamorphiques. Des techniques commencent à se développer à l'étranger, qui permettent d'examiner les parois du sondage : elles permettraient de se faire une idée sur ce qui a pu échapper au carottage, et en particulier, de déterminer la direction des fissures.

Mais les sondages, même exécutés dans les meilleures conditions, ne dispenseront pas toujours de l'observation directe du terrain, en galerie. Ceci peut permettre l'exécution d'essais mécaniques sur le terrain non dérangé, essais dont la technique doit pouvoir être encore perfectionnée.

L'application systématique des techniques dont on dispose actuellement doit permettre, dans chaque cas particulier, d'arriver à une connaissance du terrain, et de son comportement mécanique, qui, sans être aussi complète que la connaissance que l'on possède des matériaux mis en œuvre artificiellement, tels que le béton, permette au moins de savoir avec quelle marge de sécurité les roches peuvent supporter les sollicitations mécaniques auxquelles elles sont soumises. C'est en tout cas l'objectif vers lequel doivent tendre les efforts des géologues et des ingénieurs.

Le 17 avril 1960

Les leçons de Malpasset

Leur application aux projets de barrages d'aujourd'hui

A. CARRÈRE

Expert, Coyne et Bellier
Bureau
d'ingénieurs conseils
Président du Comité
des méthodes de calcul
de la CIGB
Coyne et Bellier
9, allée des Barbaniers
92632 Gennevilliers
Cedex

Résumé

Comme toutes les catastrophes, l'accident de Malpasset a permis de progresser considérablement dans le domaine de la mécanique des roches, et plus particulièrement dans ses applications à l'ingénierie des barrages. Les projeteurs d'aujourd'hui ont acquis grâce à leurs aînés les connaissances fondamentales en hydraulique souterraine et en mécanique des géomatériaux qui n'étaient qu'imparfaitement perçues auparavant. L'article tente de mettre en lumière les aspects considérés aujourd'hui les plus importants, dans la compréhension des phénomènes, dans les méthodes utilisées pour les quantifier et dans la conception du traitement des fondations. Enfin, les procédures de surveillance des barrages désormais en vigueur, notamment lors de leur première mise en eau, permettent de remédier aux éventuelles déficiences et par conséquent d'assurer leur ultime sécurité.

Mots-clés : barrage, mécanique des roches, faille, sous-pression, traitement des fondations, drainage.

Learnings from Malpasset

Application to today's projects

Abstract

Like all catastrophes, the Malpasset accident initiated considerable progress in the field of rock mechanics, and more specifically its application to dam engineering. Today's dam designers have acquired, thanks to their elders, fundamental knowledge in underground hydraulics and mechanics of geomaterials, which were only partially understood before. The paper tries to clarify aspects which are considered today as the most important in the understanding of mechanisms, in methods used now to quantify them, and in the design of foundation treatment. Finally, surveillance procedures for dams which are now applicable, especially during their first impounding, allow the mitigation to possible defects and consequently guarantee their ultimate safety.

Key words: dam, rock mechanics, fault, uplift, foundation treatment, drainage.

Introduction – Historique

La catastrophe de Malpasset (2 décembre 1959) est à l'origine d'un tournant dans la gestion des projets de barrages, d'abord en Europe, puis dans le monde entier où les leçons ont été rapidement diffusées, grâce à l'action de la CIGB¹, que ce soit au niveau de leur conception, de leur mise en eau ou de leur surveillance. A l'heure actuelle, les pratiques en matière de conception de barrages-voûtes, à des échelles qui dépassent de très loin celle de Malpasset puisque plusieurs ouvrages d'une hauteur de plus de 300 mètres sont en projet ou en construction, se sont progressivement unifiées, même si le cadre réglementaire reste encore très variable d'un pays à l'autre. Ce cadre est particulièrement développé et exemplaire en France.

Avant la catastrophe, la conception des voûtes repose encore principalement sur des critères purement mécaniques. On cherche des appuis sains, c'est-à-dire aptes à recevoir les forces qui résultent de l'action en arc, à la manière et en héritage de l'art des ponts et des cathédrales : c'est ainsi que dans son cours à l'École nationale des ponts et chaussées, A. Coyne exprime sa vision de l'équilibre des barrages voûtes, en opposition aux barrages poids, par cette phrase : « Pas de glissade, pas de culbute possible, à condition que les appuis tiennent bon » (Coyne, 1943). On prête assez peu d'attention aux déformations, mais on se préoccupe du niveau de sollicitations en contraintes des matériaux, et du béton au premier chef. Rappelons-nous que la justification des formes de voûtes reposait alors notamment sur des maquettes en plâtre, qui étaient équipées de « jauges de contraintes » (en fait, des jauges de déformation) ; la modélisation numérique était encore balbutiante avec la méthode des ajustements de clé ou la *trial load*², alors que la méthode des éléments finis n'est entrée dans la pratique qu'à la fin des années 60. Ce que l'ingénieur barragiste attendait du géologue, c'était une appréciation de la capacité de la fondation à résister à un ensemble de forces bien déterminées le long de la surface d'appui (mais le géologue le renseignait d'ailleurs plutôt sur l'étanchéité des terrains...).

La notion de sous-pression avait très péniblement pénétré le monde des barrages-poids après l'accident du barrage de Bouzey à la fin du XIX^e siècle, avec notamment l'analyse de Maurice Lévy (Lévy, 1895). Sa description dans le cours de Coyne (Coyne, 1943) est complète mais la discussion laborieuse qui suit montre que cette notion n'était pas réellement entrée dans la logique des « mécaniciens » qu'étaient encore les concepteurs de barrages en béton. Le terme de « sous-pression » était d'ailleurs entendu de la plupart d'une façon plutôt restrictive, comme une pression d'eau s'exerçant immédiatement sous le barrage. Si la masse de la fondation rocheuse était comprise comme poreuse donc susceptible d'être le siège de fortes pressions d'eau, on se préoccupait surtout des forces ascendantes qui pouvaient en résulter et déstabiliser le barrage (Fig. 1a). Pour les voûtes, cette force

de sous-pression sous le barrage était alors considérée, d'une façon qui sera d'ailleurs très discutée par la suite, comme négligeable en raison de la faible épaisseur du barrage donc de la surface d'application (Fig. 1b).

Il n'est fait mention nulle part, dans les documents techniques antérieurs à 1960, des forces internes qui engendrent une poussée d'amont en aval au sein de la fondation, et qu'on peut aujourd'hui exprimer de façon simplifiée mais très imagée par le terme de « barrage souterrain » (Fig. 2b). Par conséquent, on injectait la fondation des voûtes pour étancher, on ne jugeait pas utile de drainer.

La génération qui a suivi, à laquelle appartient l'auteur de ces lignes, a été baignée par les leçons de Malpasset au fur et à mesure qu'elles étaient découvertes et discutées par les experts, qui étaient aussi nos professeurs, comme Jean Biarez, Jean Goguel, Pierre Habib, Pierre Londe... Des efforts considérables ont été entrepris par la communauté des chercheurs et des ingénieurs praticiens lesquels, travaillant ensemble, ont étudié et expliqué les différents phénomènes qui entrèrent en jeu dans l'enchaînement des événements, tenté de hiérarchiser leur importance relative, et abouti à l'élaboration du scénario le plus vraisemblable (Bellier, 1967 ; Mary, 1968). Ces conclusions n'ont pas fait l'objet d'un accord unanime et plusieurs explications alternatives ou complémentaires ont été proposées ultérieurement (Wittke et Leonards, 1986 ; Ru Naihua, 1994). Quoi qu'il en soit, l'ensemble des études consécutives à la catastrophe a conduit à la constitution d'un corpus de critères de projet aujourd'hui appliqué dans le monde entier. Les sections qui suivent tentent de mettre en lumière les aspects considérés aujourd'hui les plus importants dans la compréhension des phénomènes, dans les méthodes utilisées pour les quantifier, et enfin dans la conception du traitement des fondations.

2

Les rôles des discontinuités dans l'équilibre des appuis rocheux

2.1

Les discontinuités et le régime hydraulique

Les discontinuités, quelles que soient leurs origines, leurs natures et leurs dimensions, sont généralement conductrices d'eau et constituent la voie principale de la pénétration et de la circulation de l'eau dans les massifs rocheux. Lorsqu'elles sont assez nombreuses, le concept de milieu polyphasique (solide/liquide/vide ou air), qui gouverne la mécanique des sols est dès lors applicable, dans une mesure inconnue, de même que celui de pression interstitielle. C'est ce qu'exprime de façon simplifiée la figure 2c, où l'on voit l'eau provenant du réservoir pénétrer les solides qu'elle baigne, c'est-à-dire la masse rocheuse de la fondation mais aussi le béton de l'ouvrage.

Selon le nombre de familles de discontinuités cette image est plus ou moins exagérée et il serait plus juste d'écrire l'équilibre sur une surface donnée comme :

$$\sigma = \sigma' + \alpha \times u \quad (1)$$

où α est compris entre 0 et 1.

⁽¹⁾ Commission Internationale des Grands Barrages, ou ICOLD : *International Commission on Large Dams*.

⁽²⁾ Le calcul initial de la voûte de Malpasset a été réalisé à l'aide d'une machine à calculer mécanique et a nécessité plusieurs mois ; vérifié après l'accident, il s'est révélé sans aucune erreur ce qui a valu à l'ingénieur en charge, V. Mladynovitch, une reconnaissance particulière de la part d'A. Coyne.

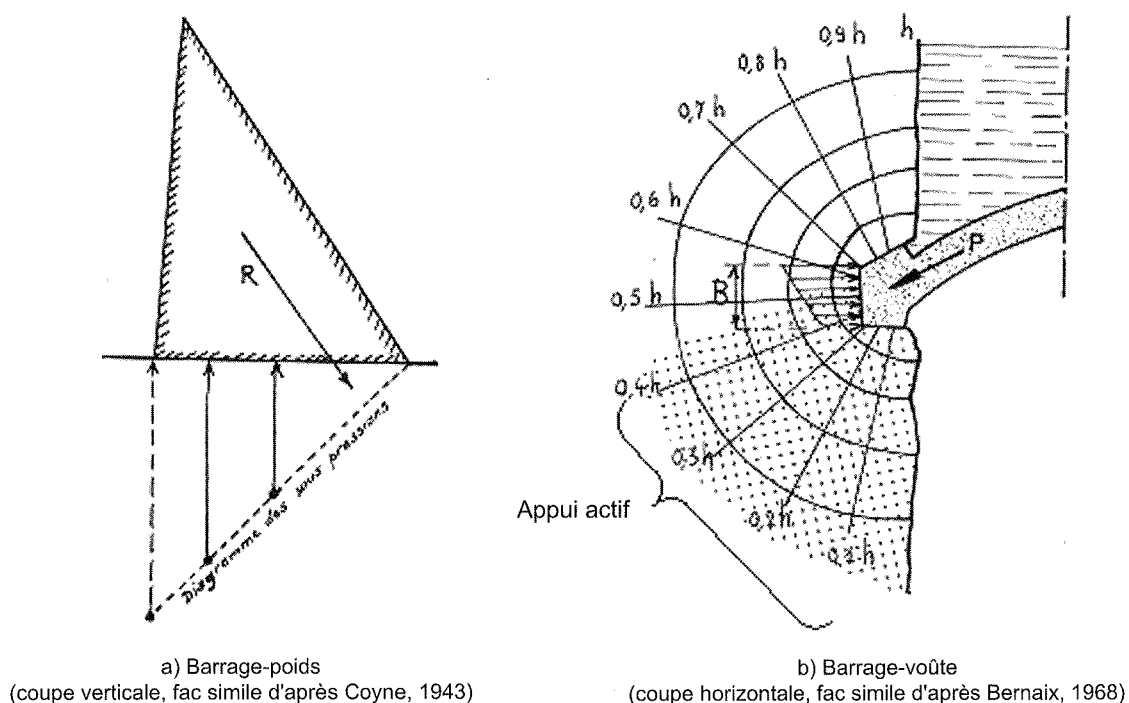


FIG. 1 Effet de la « sous-pression » sur un barrage-poids et sur une voûte.
Effect of uplift below gravity and arch dams.

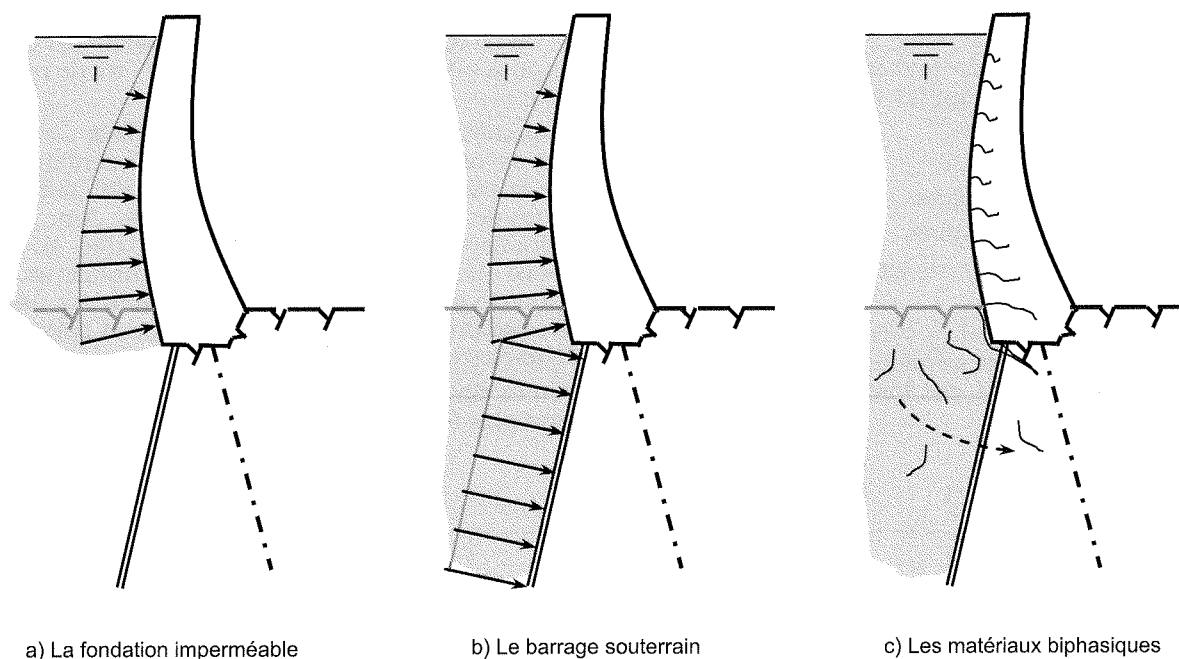


FIG. 2 Les conceptions successives de l'effet hydrostatique souterrain (d'après cours à l'École centrale, A. Carrère 2009). a) la poussée hydrostatique conventionnelle ; b) prise en considération des forces de percolation ; c) le caractère biphasique (solide-liquide) des matériaux.

Different concepts of underground hydrostatic effects. a) conventional hydrostatic loading ; b) consideration of seepage forces ; c) 2-phase (solid-liquid) aspect of materials.

L'appréciation de la valeur de α étant extrêmement hasardeuse, il est légitime d'adopter systématiquement l'hypothèse la plus pessimiste qui est celle de la mécanique des sols, c'est-à-dire $\alpha = 1$. Dès lors, l'écoulement interstitiel est réputé se produire à l'intérieur du massif selon un schéma qui dérive d'un potentiel qui est la charge hydraulique. La figure 3 illustre, en coupe horizontale pour simplifier, un tel régime dans l'hypothèse

simple d'un milieu de perméabilité uniforme. Dans une section amont-aval (horizontale pour simplifier), la pression d'eau diminue linéairement le long d'une ligne d'écoulement suivant la formule :

$$u = \gamma_w \cdot (h - z) \quad (2)$$

où h est la charge hydraulique, z la cote (comptée positivement vers le haut), et γ_w le poids spécifique de l'eau.

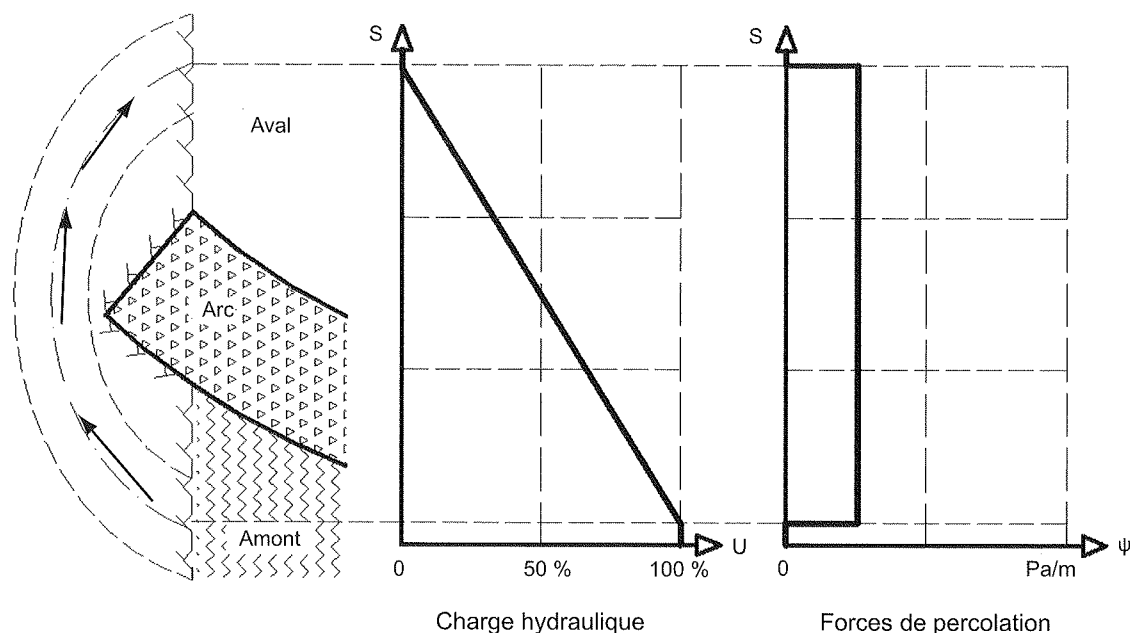


FIG. 3 Répartition amont-aval de la charge hydraulique et des forces de percolation (en coupe horizontale). De gauche à droite : coupe horizontale dans l'appui ; variation de charge hydraulique ; force de percolation uniforme.
Upstream to downstream distribution of hydraulic pressure and filtration forces. From left to right : horizontal section through abutment ; hydraulic charge distribution ; filtration force distribution.

Du point de vue mécanique, cet écoulement provoque sur le massif une force d'écoulement F_e (ou de percolation), dirigée suivant les lignes d'écoulement, force volumique qui s'écrit :

$$F_e = i \cdot \gamma_w \quad (3)$$

où i est le gradient hydraulique, avec :

$$i = \delta h / \delta s \quad (4)$$

où s est l'abscisse curviligne le long de la ligne de courant.

La force d'écoulement F_e s'exprime en $N.m^{-3}$ ou $Pa.m^{-1}$. Rappelons qu'elle se rajoute à la poussée d'Archimède, du point de vue des forces de volumes liées à l'eau.

Un tel schéma se trouve en fait modifié par des particularités de la fondation qui peuvent être de plusieurs natures :

- l'existence d'une zone plus perméable à l'amont, ou bien encore d'une grande discontinuité continue, favorise la pénétration de l'eau (Louis, 1968), fait que les pertes de charge en amont sont faibles, donc y réduit le gradient et l'accroît plus loin à l'aval (Fig. 4). Or il se trouve que le couplage mécanique/hydraulique (apparition de tractions qui tendent à ouvrir les fissures) favorise précisément la diminution de la perméabilité à l'amont de l'appui ;
- en complément du cas précédent, l'existence d'une zone plus imperméable à l'aval de l'appui (naturelle-

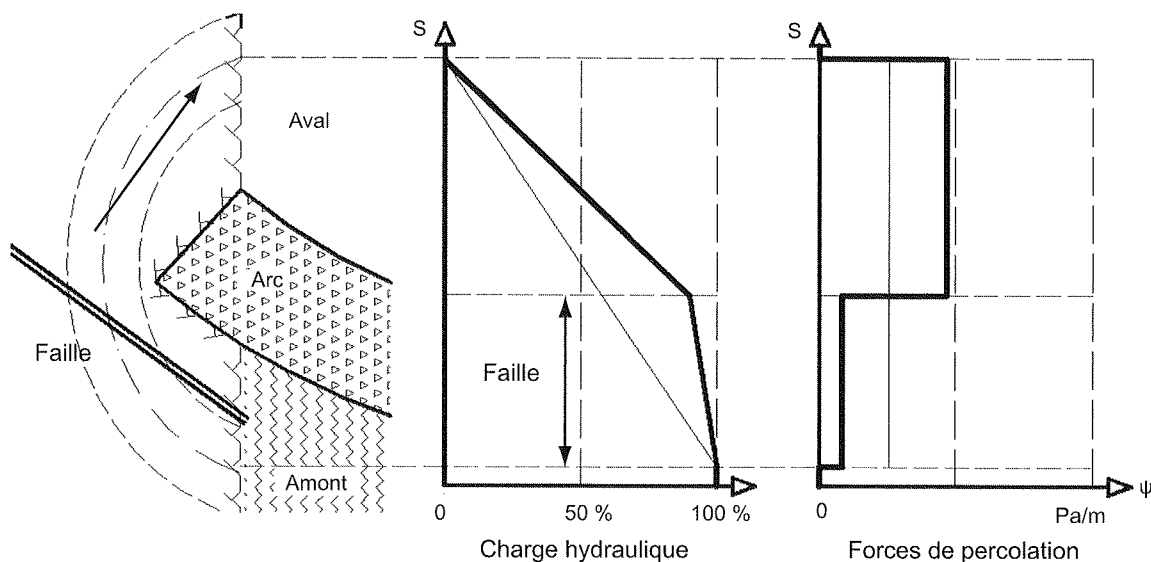


FIG. 4 Charge hydraulique et forces de percolation modifiées par une faille amont aquifère (en coupe horizontale).
Hydraulic pressure and filtration forces distributions modified by an aquifer upstream fault.

ment due à l'apparition du bulbe de poussée) a tendance à augmenter le gradient à l'aval, et par conséquent à le réduire à l'amont (Fig. 5).

Dans les deux cas, le résultat est le même, conduisant à accroître la force de percolation due aux gradients hydrauliques plus loin vers l'aval, là précisément où elle est la plus néfaste à l'équilibre mécanique du massif. Ce sera précisément le rôle du traitement de la fondation que de modifier la répartition des gradients pour obtenir les répartitions de pression interstitielle les plus favorables possible (Fig. 6).

2.2

Les discontinuités et le comportement mécanique des appuis

La vérification du fonctionnement d'un barrage-voûte, réalisée aujourd'hui au moyen de modèles numériques aux éléments finis, nécessite la connaissance du comportement mécanique des appuis rocheux, et en premier lieu leur déformabilité sous charge. Il est établi expérimentalement que, sauf cas particulier très

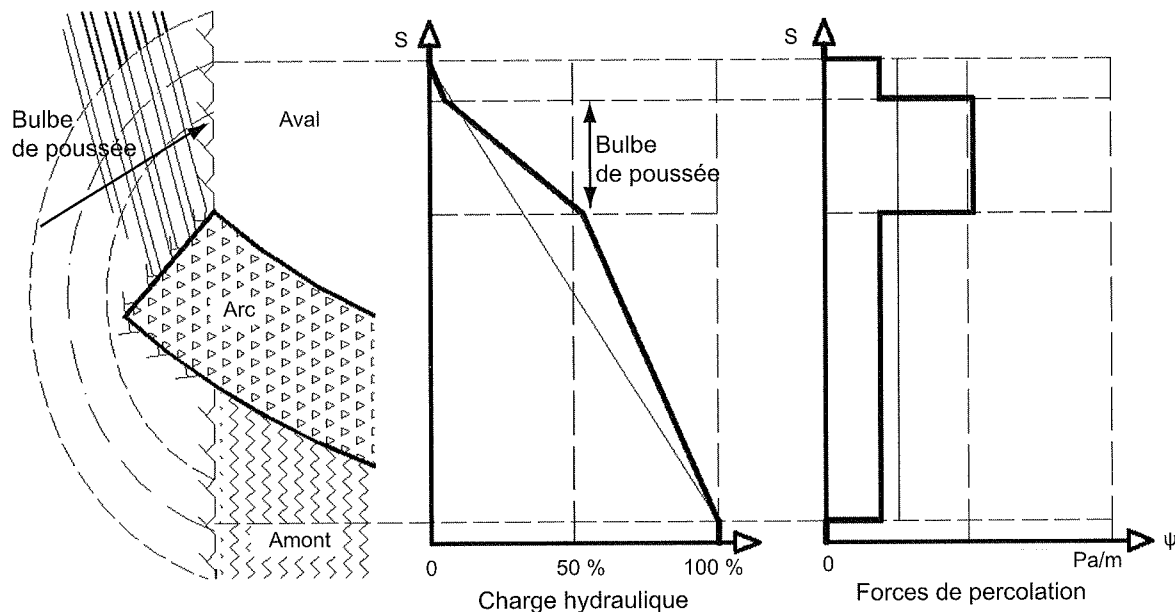


FIG. 5 Charge hydraulique et forces de percolation modifiées par un cône de poussée (en coupe horizontale).

Hydraulic pressure and filtration forces distributions modified by a stressed impervious zone.

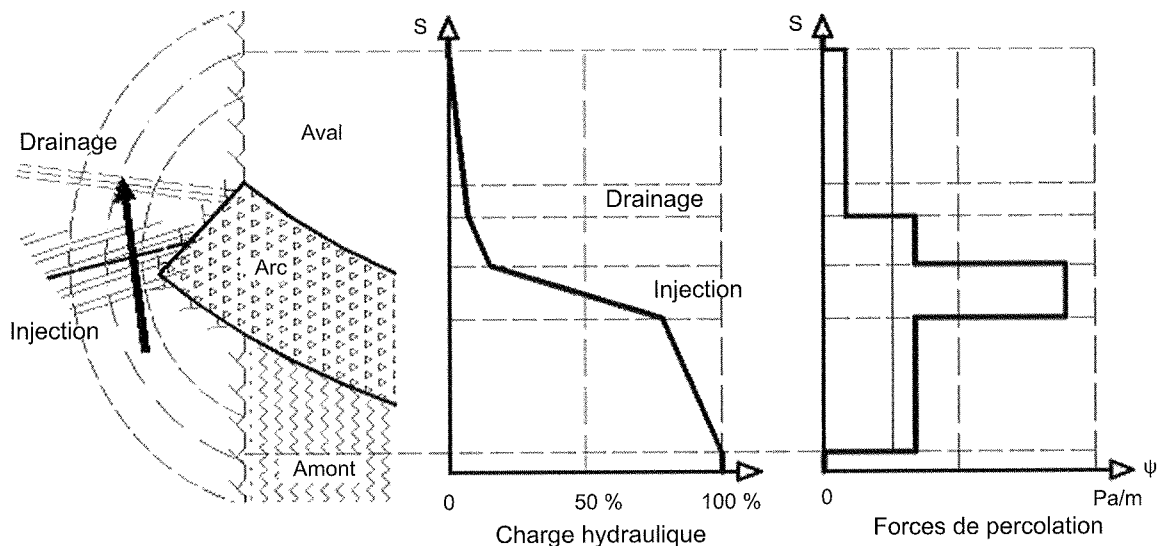


FIG. 6 Charge hydraulique et forces de percolation avec injection et drainage (en coupe horizontale).

Uplift and filtration forces distributions adjusted by foundation grouting and drainage.

rare, la réaction à la charge de la surface d'appui d'un barrage sur sa fondation n'est ni linéaire ni réversible. Ceci est le résultat d'une multitude d'ajustements sous charge, notamment le long des discontinuités, ajustements qui sont plus importants lors du premier chargement. Il faut pourtant, pour des raisons pratiques,

adopter un module élastique moyen. La détermination expérimentale de cette valeur a fait l'objet de très nombreuses études (Bernaix, 1967 ; Schneider, 1967, 1970). La principale difficulté réside dans l'effet d'échelle, qui lui-même résulte de l'effet des discontinuités de toutes tailles. Il a été montré qu'il existe plusieurs ordres

de grandeur entre les modules mesurés à différentes échelles, depuis l'éprouvette de laboratoire jusqu'à la mesure *in situ* d'un massif chargé par un barrage sur une surface de plusieurs centaines de mètres carrés, en passant par les essais au dilatomètre et à la plaque de charge (Carrère, 1991). A l'heure actuelle, même les essais au vérin plat ou à la plaque dont la surface approche le mètre carré surestiment les modules de déformation réels à l'échelle d'un appui de barrage.

Pour s'affranchir de cette difficulté, on a tenté d'utiliser des méthodes indirectes notamment de nature géophysique. La méthode de la « Petite Sismique », mise au point par Schneider (Schneider, 1968), propose une corrélation entre la fréquence des ondes transmises et le module mesuré à la plaque de charge. La corrélation avec la vitesse de transmission du son à travers le massif rocheux semble moins fiable.

Post et Bonazzi ont compilé des valeurs des modules de déformation des massifs d'appui de plusieurs barrages-voûtes, obtenues en comparant les mesures *in situ* avec les résultats d'analyses aux éléments finis, y compris pour la voûte de Malpasset. Ils ont publié (Post et Bonazzi, 1986) un graphique suggérant des valeurs minimales en fonction de la hauteur du barrage,

introduisant ainsi un effet d'échelle pour la fondation (Fig. 7). Il n'existe toutefois pas encore aujourd'hui de critères communément admis fixant des valeurs minimales du module de déformation du massif (Leonards, 1986).

2.3

Couplage hydraulique-mécanique

Il existe une interaction très importante, à l'échelle locale et parfois générale, entre le champ de contraintes auquel le massif rocheux est soumis et la perméabilité de celui-ci. On sait par expérience (Goguel, 1991 ; Montfort, 1991) qu'à partir d'une certaine hauteur la quasi-totalité des barrages-voûtes modernes voient apparaître une fissuration au voisinage de l'appui amont des consoles centrales et des arcs inférieurs. L'apparition du phénomène semble d'autant plus précoce que la fondation est peu déformable, car la voûte a besoin d'une certaine liberté de mouvement à ces endroits pour pouvoir développer son mode de travail en arcs. Si la fissuration ne se développe pas dans la fondation, le jeu apparaît au contact béton-

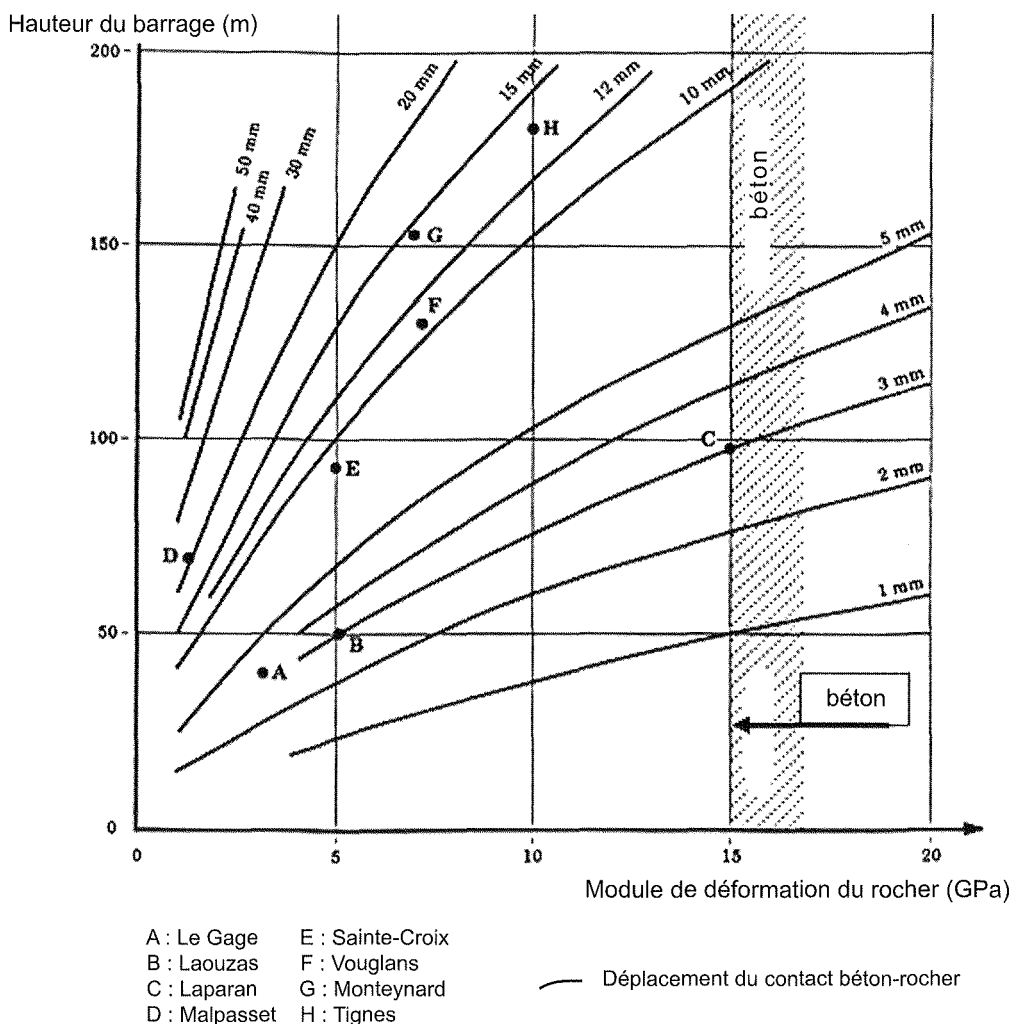


FIG. 7

Modules de déformation de plusieurs fondations de barrages-voûtes (d'après Post et Bonazzi, 1986). Courbes indexées en déplacement à la base du barrage, le long de la surface d'appui.

Deformation modulus of several arch dam foundations. Curves give the displacement at the dam base along the footprint surface.

rocher, voire au-dessus, c'est-à-dire le long de certains joints du béton. D'une manière générale, l'apparition de contraintes de traction à un endroit quelconque à proximité de la surface d'appui tend à ouvrir les discontinuités préexistantes dans la direction perpendiculaire à ces tractions, et par conséquent à augmenter la perméabilité moyenne selon ces surfaces. Ceci a été mis en évidence, de façon très nette, par les mesures piézométriques effectuées à proximité de la surface d'appui de nombreux barrages (Fauchet *et al.*, 1991).

La présence d'une faille bien identifiée, telle que tracée sur la figure 4, n'est même pas nécessaire car la présence de petites discontinuités suffit à provoquer un contraste de perméabilité. La déformabilité à grande échelle du massif joue un rôle contrasté car, si un massif très déformable accentue l'ouverture de ses discontinuités préexistantes, au contraire un massif rigide sera plus susceptible de se voir affecté par de nouvelles. Dans tous les cas, il faut donc supposer que toutes les zones en extension voient leur perméabilité augmenter.

Enfin, même un traitement par injection de ces zones peut se trouver mis en échec lorsque y apparaissent les tractions (Londe et Sabarly, 1966). On conçoit que la conception du traitement de la fondation doive en tenir compte et c'est pourquoi, comme on verra plus loin, les analyses numériques doivent s'attacher à définir précisément toutes les zones de la fondation susceptibles, à un moment ou un autre, d'être mises en état d'extension.

L'étude de la roche de Malpasset a également permis de mettre en évidence un aspect légèrement différent, bien qu'identique dans le fond : c'est, au contraire, la diminution de la perméabilité dans le cas d'un chargement en compression. Les essais de perméabilité radiale réalisés sur le gneiss de la rive gauche ont montré une

variation de plus de deux ordres de grandeur entre les mesures avec écoulement convergent ou divergent (Bernaix, 1967 ; Habib, 2009). Cet effet, particulier au gneiss de Malpasset et rarement vu ailleurs de façon aussi marquée, crée une zone plus étanche à l'aval, susceptible d'augmenter les sous-pressions dans les fondations, du moins tant que celles-ci ne sont pas drainées (Fig. 5).

Il résulte de toutes ces considérations que le champ de forces de percolation, qui s'établit dans un appui de barrage et commande son équilibre, dépend de façon importante de la configuration de cet appui, aussi bien des propriétés de la roche que de l'existence, la nature, la position et l'orientation des discontinuités à toutes les échelles. On comprend l'importance que revêt, pour la sécurité du projet, un programme de reconnaissances bien conçu, susceptible de fournir tous les éléments d'information nécessaires au fur et à mesure que s'affine le projet. L'approche est de préférence progressive, commençant par une évaluation géologique globale, poursuivie par une première campagne de reconnaissances (sondages et géophysique), complétée ensuite par des galeries de reconnaissance des appuis, des sondages complémentaires et, autant que de besoin, des essais géotechniques à l'échelle la plus large possible. Pour les grands projets les plus récents (Katse au Lesotho, Xiaowan en Chine, Karun IV en Iran), la déformabilité du massif a été mesurée au moyen de chargements en galerie avec des plaques de diamètres jusqu'à 900 mm, chargées jusqu'à 8 MN (800 tonnes) ; elle est généralement complétée par des campagnes de petite sismique et des profils de tomographie acoustique entre galeries ; les discontinuités ont fait l'objet d'essais de cisaillement *in situ*, également en galeries (Photos 1 et 2).

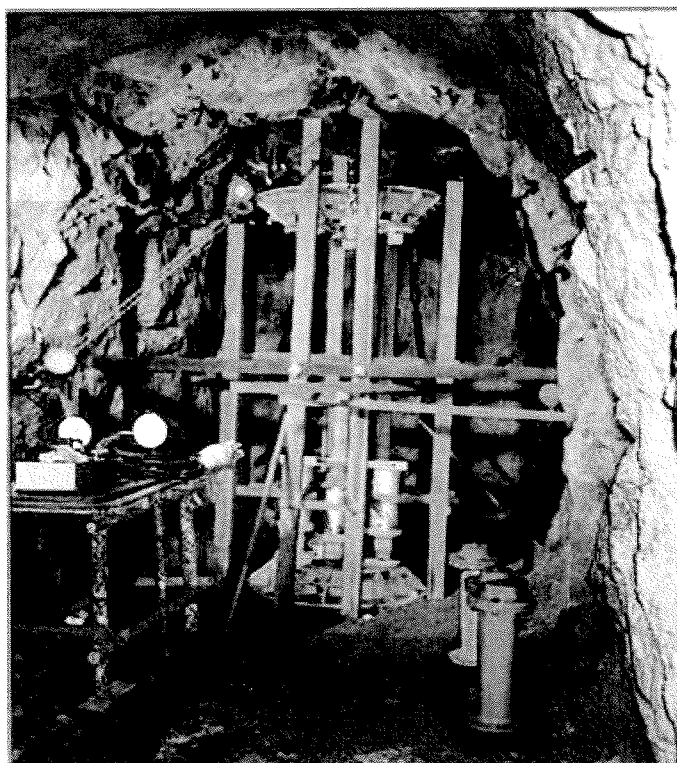
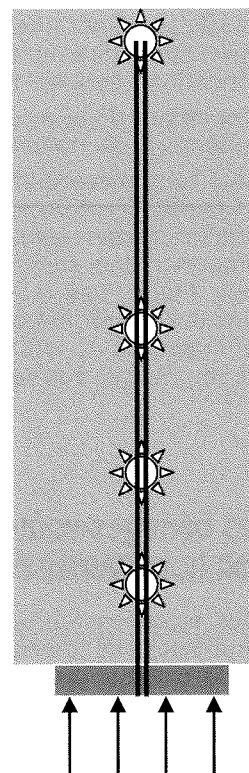


PHOTO 1

Essai à la plaque de charge de 900 mm dans l'appui du barrage de Karun IV (Iran). A droite : principe de mesure des déformations du massif par extensomètre axial.

Plate loading test with 900 mm dia plate in Karun IV arch dam abutment (Iran). Right : principle of deformation measurement with axial extensometer.



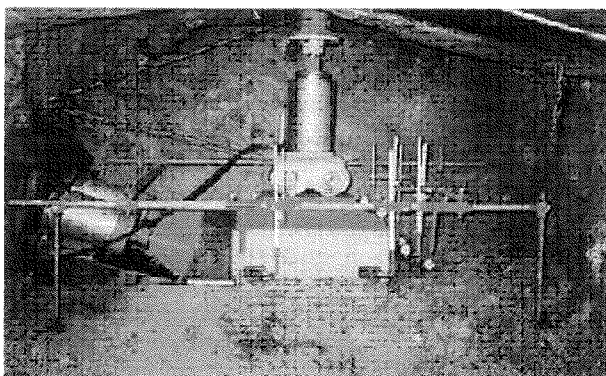


PHOTO 2 Essai de cisaillement d'un joint dans l'appui du barrage de Karun IV (Iran).
In situ shear test in Karun IV arch dam abutment (Iran).

3

Les méthodes d'analyse des voûtes et de leurs fondations

La connaissance d'une fondation de barrage suit un processus progressif, au fur et à mesure qu'avancent les reconnaissances géologiques, géotechniques et géophysiques. Les méthodes d'analyse évoluent de la même manière, grossières au début, plus raffinées ensuite lorsque les conditions du projet, notamment de la fondation, sont mieux précisées.

La pratique la plus courante aujourd'hui consiste à recourir à deux familles de modèles en parallèle :

- un ou des modèles numériques aux éléments finis, avec une représentation plus ou moins raffinée du barrage, et une fondation très simplifiée ;
- un modèle des appuis dédié à l'étude de leur stabilité et au dimensionnement du traitement de la fondation.

Ce n'est que tout récemment et dans certaines configurations particulières qu'on a parfois recours à des modèles intégraux dans lesquels sont représentés à la fois les comportements mécaniques, hydrauliques, et leur couplage. Mais il faut reconnaître que la prise en considération des spécificités géologiques de la fondation conduit la plupart du temps à une lourdeur de calcul qui nuit en pratique à la saine interprétation de ces analyses.

3.1

L'analyse des barrages-voûtes sur fondation homogénéisée

L'usage des modèles aux éléments finis s'est généralisé. Leur but dans le présent contexte est de dimensionner le barrage par rapport à l'ensemble des sollicitations qu'il aura à subir pendant son histoire : hydrauliques, thermiques, mais aussi sismiques. Le corps du barrage est représenté par un matériau continu élastique, parfois élastoplastique (non-résistance à la traction). Dans ces modèles, la fondation n'est là que pour constituer une condition limite approximative mais réaliste en termes de déformabilité. Elle est représentée de façon simplifiée, soit par de simples ressorts, soit par un volume de matériaux auxquels on

attribue des propriétés élastiques équivalentes, censées résumer le moins mal possible le comportement réel des massifs sous charge.

Le chargement des modèles omet encore trop souvent les forces d'écoulement à travers la fondation, alors que celles-ci influent très sensiblement sur le champ de déplacements dans la fondation. Il est pourtant facile de les introduire, au moins de façon un peu simplifiée, en les concentrant le long d'une ou deux surfaces placées dans la zone des voiles d'injection et de drainage, c'est-à-dire là où on essaie de concentrer les gradients hydrauliques. Sur la figure 8, qui montre un des modèles numériques utilisés pour l'étude du barrage de Katse, on voit que l'application de la pression a été répartie entre deux surfaces. Dans ce cas, la sous-pression le long de la surface de contact béton-rocher a été également appliquée, ce qui a permis d'étudier l'équilibre local de la voûte sur son appui.

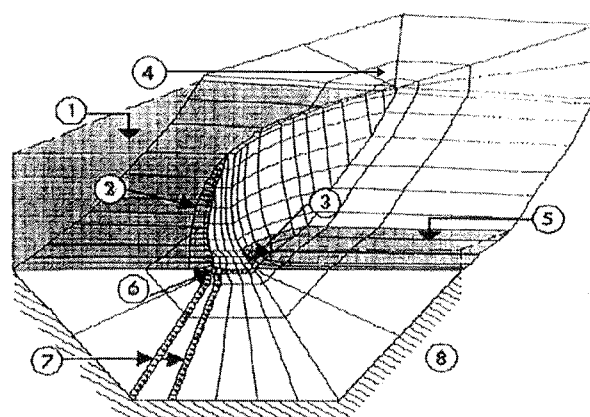


FIG. 8 Modèle numérique de voûte avec fondation simplifiée (d'après rapport de calcul de projet de Katse, Coyne et Bellier, 1992). 1) niveau du lac ; 2), 3) pression d'eau sur les parements ; 4) fondation simplifiée ; 5) niveau aval ; 6) sous-pression au contact béton-rocher ; 7) pression de percolation répartie sur 2 lignes proches du voile d'injection ; 8) limites fixes du modèle.

Numerical model of an arch dam with simplified foundation. 1) lake level ; 2), 3) water pressure on dam faces ; 4) simplified foundation ; 5) downstream water level ; 6) uplift along rock-concrete contact ; 7) filtration pressure distributed along 2 lines close to the grout curtain ; 8) fixed model limits.

3.2

La stabilité des fondations : la méthode de Londe

Les modèles numériques aux éléments finis n'appréhendent que très grossièrement ce qui se passe réellement au sein de la fondation, il est nécessaire de compléter l'étude au moyen de modèles dédiés à cette fin. C'est encore, la plupart du temps, la méthode de Londe ou l'une de ses dérivées qui est employée de façon courante. La description la plus complète de cette méthode est fournie par Londe (Londe, 1968).

Mise au point initialement par un groupe d'ingénieurs de Coyne et Bellier pour expliquer la déstabilisation de l'appui rive gauche du barrage de Malpasset (Bellier, 1967), la méthode a ceci de particulier qu'elle ne prend en considération que les aspects fondamen-

taux du mécanisme d'instabilité, et écarte résolument tout ce qui peut être considéré secondaire (Fig. 9) :

- on étudie successivement tous les blocs (« coins ») découpés par des failles ou discontinuités ;
- chaque bloc est supposé séparé de la masse de l'appui par trois plans seulement ;
- le bloc est supposé rigide ; sa déformabilité est négligée ;
- le bloc est soumis à l'action de forces internes (poids propre, action sismique le cas échéant), et externes (poussée du barrage, fournie par les calculs de la voûte, et résultantes de la pression interstitielle sur les trois plans qui le définissent) ;

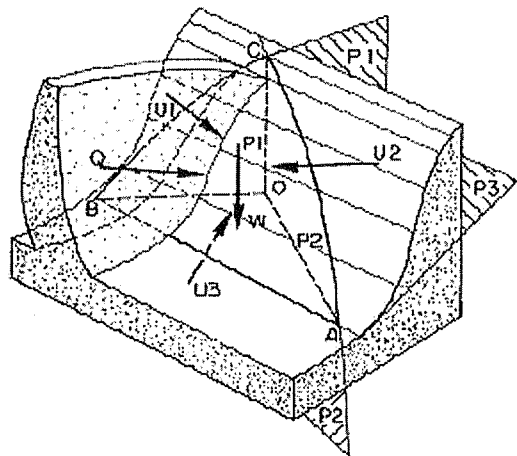


FIG. 9 Le modèle de la méthode du coin de Londe (d'après Londe, 1967). P1, P2, P3 : plans de discontinuité. O : pointe du coin. A, B, C : affleurement des plans. W : poids du bloc. Q : poussée du barrage. U1, U2, U3 : résultantes de sous-pression.

The model of Londe's wedge method. P1, P2, P3 : discontinuity planes. O : tip of wedge. A, B, C : outcrop of planes. W : weight of wedge. Q : thrust from dam. U1, U2, U3 : uplift resultants on P1, P2, P3.

– les forces résistantes sont les frottements le long des plans, seuls les angles de frottement sont considérés, et la cohésion est négligée.

L'omission de la cohésion (la déformation du bloc, non rigide en réalité, peut conduire à une rupture progressive qui détruit la cohésion), aboutit à ce résultat très commode que *la direction de la résultante globale des forces définit le mode de rupture, indépendamment de sa valeur et des angles de frottement*. Il existe en effet huit situations possibles selon la direction de cette résultante, qu'il est possible de cartographier sur une sphère dont le centre est situé au point d'intersection des 3 plans (Fig. 10) :

- Z0 : force dirigée vers la pointe du bloc ; stabilité totale ;
- Z1, Z2, Z3 : décollement d'un plan, frottement sur les deux autres ; stabilité conditionnelle ;
- Z23, Z31, Z12 : décollement de deux plans, frottement sur le troisième ; stabilité conditionnelle ;
- Z123 : décollement des trois plans, instabilité totale.

Le recours à un abaque permet, après identification des huit zones correspondant à chacun des huit types possibles de mouvement, de déterminer le « poids » de la pression interstitielle s'exerçant sur chacune des trois faces du bloc, dans la mise en mouvement de ce dernier. Cet abaque utilise les valeurs des pressions interstitielles, variables de 0 à 100 % du maximum physiquement possible pour les plans susceptibles de guider le mouvement, ainsi que les angles de frottement apparents ($\phi'_1, \phi'_2, \phi'_3$) sur chacun de ces plans. Dans le cas d'un mouvement avec glissement sur deux plans (donc décollement du troisième), il faut recourir à la valeur d'un angle de frottement résultant fictif obtenu par combinaison des angles propres à chacun des deux plans en friction (combinaison elle-même définie par deux paramètres λ et μ). Le projeteur se trouve ainsi outillé pour concevoir et localiser les organes de drainage destinés à prévenir le mouvement du bloc.

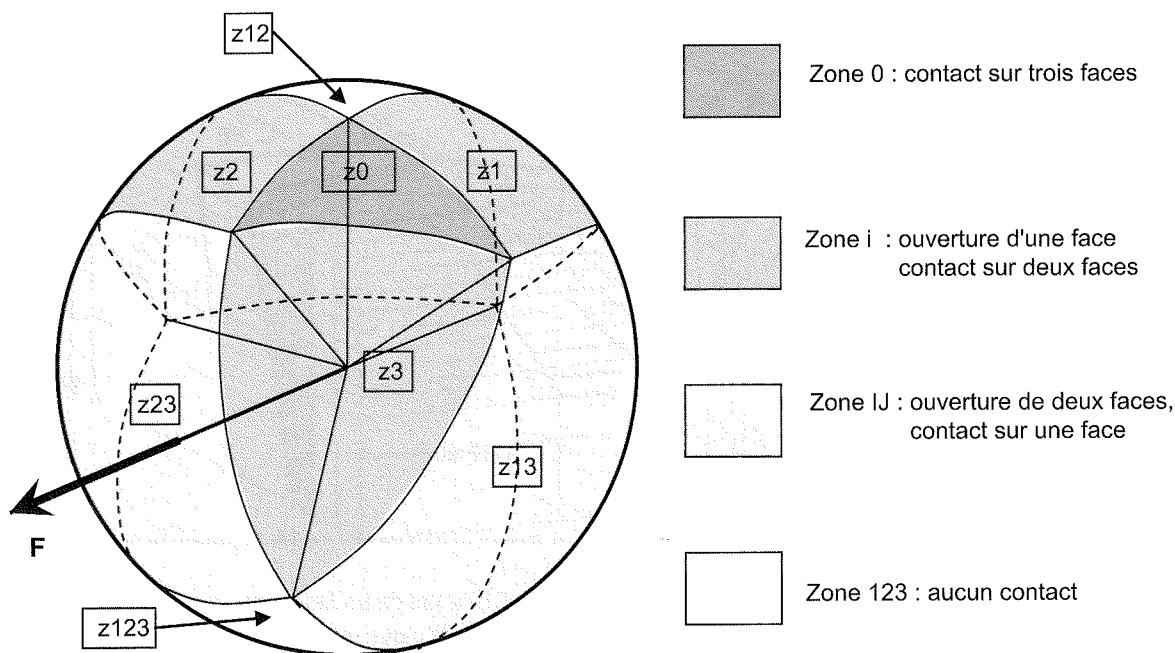


FIG. 10 Les modes de rupture possibles dans la méthode de Londe (d'après Londe, 1967). Failure modes in Londe's wedge method.

On se reportera aux références en bibliographie (Bellier, 1967 ; Londe, 1968 ; Londe *et al.*, 1970) pour la mise en œuvre concrète de cette méthode.

Les dériv(é)es de la méthode de Londe

Si l'on se réfère à la méthode de Londe dans le monde entier, certains de ses principes se trouvent quelque peu malmenés dans l'application qui en est faite. Il serait en fait plus exact de parler de « méthode de Londe modifiée ». Les dérivés les plus fréquentes portent principalement sur :

- la réintroduction de la cohésion dans l'expression de la résistance au cisaillement des discontinuités ; les méthodes d'évaluation de la résistance des discontinuités (Barton et Choubey, 1978) utilisent en effet ce terme pour tenir compte de la convexité des courbes intrinsèques, et la plupart des projeteurs rechignent à utiliser à la place de la cohésion un angle de frottement sécant équivalent, comme le recommandait Londe ; la conséquence est qu'ils se privent ainsi d'un des attraits de la méthode originale, qui est l'indépendance du mode de rupture par rapport aux propriétés frottantes des joints ;
- l'expression des résultats d'une analyse sous la forme principale d'un coefficient de sécurité et non pas de l'abaque original sur lequel apparaissent les poids des différents paramètres, au premier rang desquels les pressions interstitielles.

Ces modifications de la méthode originale résultent la plupart du temps de la nécessité, pour les projeteurs, de respecter des normes ou règlements locaux, encore friands de concepts déterministes et notamment de coefficients de sécurité. Ceux-ci sont alors calculés selon la formule du *shear friction factor* (USBR, 1987) :

$$F_s = \frac{(R_n - U) \times \tan(\varphi) + C \times S}{R_t} \quad (5)$$

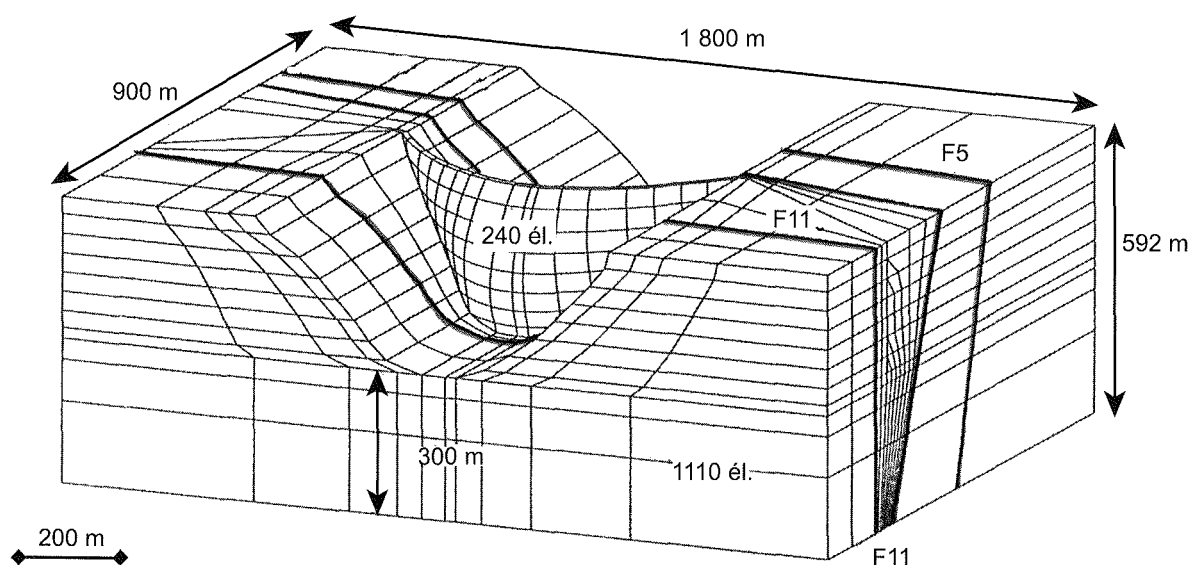
où R_n et R_t sont respectivement les résultantes normale et tangentielle au plan, C et ϕ les caractéristiques de résistance, et S la surface en contact.

Les valeurs requises par les règlements locaux sont très variables, entre 3 et 1 selon les conditions de charge mais aussi selon les pays. Il est raisonnable d'adopter la valeur de 1,50 pour les conditions courantes, 1,25 pour les charges exceptionnelles (crue...) et 1,0 pour les conditions extrêmes (séisme maximum possible).

Les méthodes intégrales

Au fur et à mesure que se développaient les capacités des méthodes d'analyse numérique aux éléments finis, les modèles utilisés pour l'étude des projets de barrages voûtes se sont attachés à prendre en considération des aspects plus complets de la réalité physique. Indépendamment des aspects dynamiques, nécessaires à l'analyse du comportement des ouvrages pendant un séisme mais qui ne font pas l'objet du présent article, deux grandes voies ont été explorées :

- la modélisation des grandes discontinuités mécaniques de la fondation ; le site du barrage voûte de Xiaowan en Chine ($H = 298$ m) comporte plusieurs failles susceptibles de modifier la rigidité apparente des appuis et déjouer en cisaillement sous les poussées de la voûte. Le modèle construit pour cette étude (Fig. 11) a incorporé des éléments joints pour représenter trois de ces failles ; il a permis déjuger de l'état de contraintes sur ces discontinuités, de vérifier qu'elles ne sont pas sollicitées excessivement et ne nécessitent donc pas de renforcement mécanique particulier ;
- l'amélioration de la prise en considération des effets mécaniques des forces de percolation de l'eau interstitielle à travers les appuis. Au-delà de l'application de pressions équivalentes localisées (Katse, figure 8), les modèles ont ainsi pu combiner les analyses hydrauliques



Modèle du barrage voûte de XIAOWAN (Chine) et de sa fondation avec 6 748 nœuds et 1 350 éléments isoparamétriques quadratiques

FIG. 11 Modèle de barrage avec fondation et représentation des grandes failles (d'après cours à l'École d'hydraulique de Grenoble, A. Carrère, 1995).
Dam and foundation model with incorporation of main faults.

ques et mécaniques (Wittke, 1986 et 1987), permettant d'appliquer de façon plus réaliste l'ensemble des chargements hydrauliques, tant de surface que souterrains. Cependant le véritable aboutissement de ces progrès est dû aux modèles inspirés de la mécanique des sols, qui considèrent et analysent le champ de pression interstitielle et réalisent la partie mécanique de l'analyse en contraintes effectives. La théorie de la *poroplasticité* (Fauchet *et al.*, 1991), introduit en outre les propriétés mécaniques des matériaux lorsque les caractéristiques de résistance de ceux-ci sont atteintes. Les résultats en sont enrichis puisqu'ils fournissent pour chaque état étudié non seulement les champs de déformations et de contraintes, mais en plus, l'état d'endommagement des matériaux, les variations de perméabilité après endommagement, et le champ de pression interstitielle qui résulte de l'ensemble. La figure 12 donne un exemple du champ de pression interstitielle sur la coupe en clé de la voûte de Katse, tant à l'intérieur du barrage que dans la fondation (seule la fondation proche est représentée sur cette image).

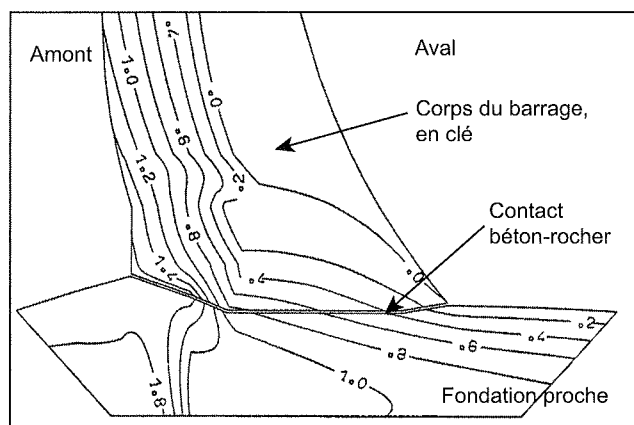
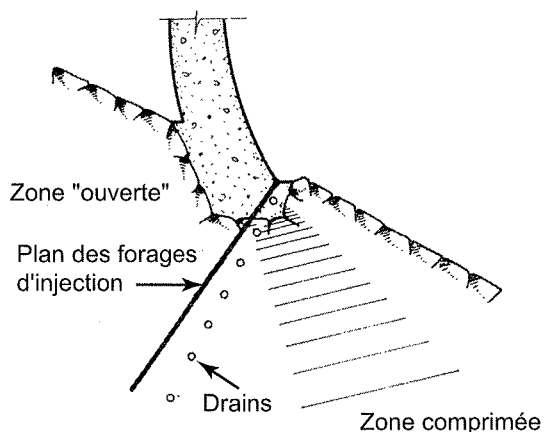
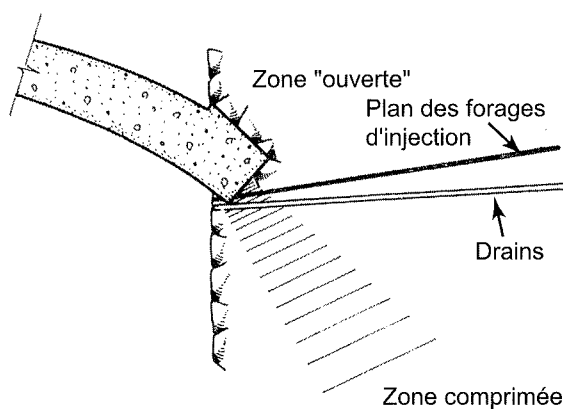


FIG. 12 Pression d'eau d'après un modèle poroplastique (d'après rapport de calcul de projet Katse, Coyne et Bellier, 1992). Les graduations donnent la pression interstitielle en MPa.
Dam and foundation model with incorporation of faults. Figures express the pore pressure in MPa.



Coupe verticale radiale



Coupe horizontale

FIG. 13 Position des voiles de drainage et d'injection (d'après Londe et Sabarly, 1966).
Location of the drainage and grout curtains.

Les dispositions de traitement des fondations dans les projets actuels

On peut affirmer que dans le projet de traitement de fondation d'un barrage voûte, la maîtrise des pressions d'eau internes est l'objectif premier ; et cette composante existe dans tous les projets. D'autres éléments, tels que des injections de consolidation, ou des procédés divers de renforcement des discontinuités, peuvent s'y ajouter au cas par cas.

4.1

Maîtrise des pressions d'eau internes – drainage et injection

Après la catastrophe de Malpasset, les exploitants de barrages-voûtes et les services d'étude qui les appuyaient ont vite réagi, en équipant la quasi-totalité des ouvrages existants d'un dispositif de drainage de leurs fondations. Les principes étaient vite apparus, tels qu'exprimés par exemple dès 1966 lors du 1^{er} Congrès international de mécanique des roches, à Lisbonne (Londe et Sabarly, 1966). La figure 13, empruntée à cette référence, illustre bien la position optimale des voiles de drainage et d'injection, qui doit éviter à la fois la zone en extension à l'amont et la zone comprimée par le bulbe des poussées à l'aval. Mais de telles dispositions n'ont pas pu être appliquées partout, car il a fallu composer avec l'existant, qui n'était pas toujours favorable à l'installation de systèmes de drainage efficaces.

Dans le cadre de la conception d'un nouvel ouvrage, le projeteur dispose de beaucoup plus de liberté et aussi de plus de moyens : d'abord les budgets et le temps, nécessaires pour réaliser des reconnaissances suffisantes, sont en général disponibles. Ensuite, l'état mécanique et hydraulique des massifs d'appui sous charge peut être beaucoup mieux appréhendé grâce aux modèles avancés décrits ci-avant. La figure 14 montre, par exemple, l'état de contraintes le long de la surface d'appui d'une voûte, montrant la limite entre la zone comprimée à l'aval, et celle qui se trouve en

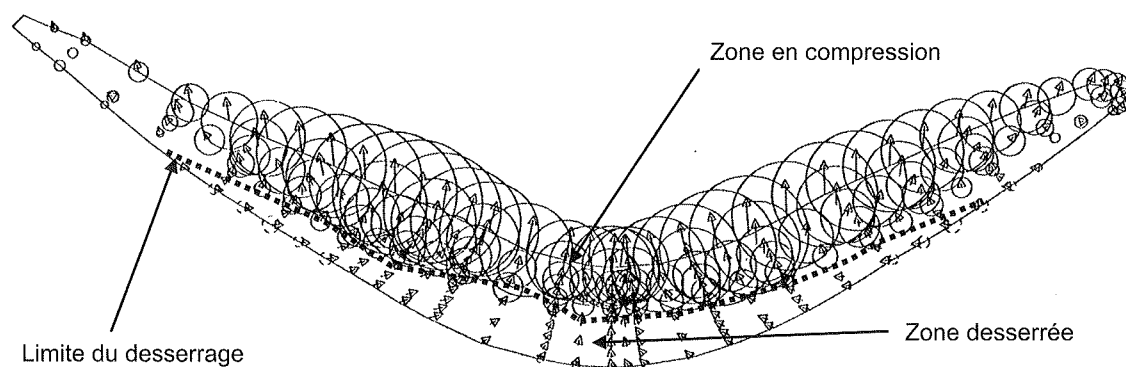


FIG. 14 Contraintes effectives sur la surface d'appui, d'après un modèle poroplastique (d'après rapport de calcul de projet Katse, Coyne et Bellier, 1992).
Effective stresses at rock-concrete contact, given by a poroplastic model.

état de desserrement à l'amont. En association avec des coupes verticales, il est ainsi possible de placer les dispositifs d'injection et de drainage à leurs emplacements optimaux.

Dans la conception actuelle du traitement de la fondation visant à réduire les pressions internes d'eau, c'est le drainage qui est devenu l'élément primordial : ce sont les galeries et les forages de drainage qui cassent les pressions et concentrent sur leur amont les forts gradients de pression interstitielle et les forces associées. Hormis les cas extrêmes (par exemple dans le cas de fondations en terrain karstique), le voile d'injection devient un accessoire, mais un accessoire important car non seulement il réduit les pertes d'eau du réservoir, mais en limitant les débits recueillis par le drainage il améliore la pérennité de celui-ci. Il a en effet été souligné (Duffaut, 2010) que les organes de drainage sont susceptibles de perdre progressivement leur efficacité par colmatage, du fait de transports de particules fines ou dépôts de carbonates, sulfates, oxydes et hydroxydes divers. Leur surveillance (voir plus loin) et leur entretien sont toujours nécessaires mais requièrent d'autant plus d'attention que les débits collectés sont importants.

4.2

Méthodes de renforcement

Lorsque la réduction des sous-pressions ne suffit pas à assurer des marges de sécurité suffisantes, il est possible dans certains cas d'améliorer la résistance des appuis. Ce n'est en réalité possible, dans des limites économiques raisonnables, que lorsqu'on se trouve en présence de zones de faiblesse bien localisées et bien contrastées par rapport à leur environnement. Voici deux exemples de renforcements de discontinuités :

- une couche horizontale de brèche présente à la base de chaque rive de la fondation du barrage de Katse (Fig. 15) a été traitée par de grosses galeries triples en béton. La difficulté résidait dans l'épaisseur (jusqu'à 4 mètres) de la zone de faiblesse, tandis que les couches adjacentes étaient constituées d'un excellent basalte ; on a choisi de faire travailler ces renforcements en cisaillement en direction de leur axe, et la galerie centrale a été laissée accessible d'abord pour réaliser les injections de collage, ensuite pour permettre leur auscultation ; en service depuis 10 ans, ce dispositif n'a pas marqué la moindre trace de faiblesse (Develay et Lignier, 1996) ;

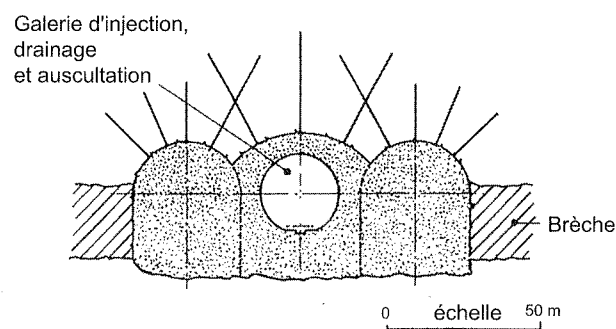


FIG. 15 Triple galerie renforçant une couche bréchique dans la fondation du barrage de Katse (d'après Develay et Lignier, 1996).
Triple reinforcement gallery through a brecciated layer in Katse dam foundation.

– un joint majeur qui traverse l'appui rive gauche du barrage de Karun IV en Iran, en plongeant vers la vallée avec un pendage de 30° environ, a été identifié comme d'origine tectonique (jeu secondaire lié à la formation d'un anticlinal dans les calcaires du Zagross, avec soupçon de glissement banc sur banc). A la limite de stabilité dans les conditions historiques, il a été décidé d'apporter la marge de sécurité nécessaire par l'ajout de trois galeries clavettes placées à cheval sur ce joint, et travaillant perpendiculairement à leur axe. La figure 16 reproduit le schéma de principe de ce renforcement.

4.3

Auscultation, surveillance et entretien

La fondation des barrages voûtes constitue, encore plus que pour les autres types de barrages, le point le plus critique de leur sécurité. Et contrairement à la structure du barrage, qui peut signaler ses faiblesses par toute une série d'indices (fissures, déplacements, fuites...) la fondation n'est pas naturellement très expressive. C'est une double raison pour la surveiller avec attention.

Un bon projet de barrage doit comporter, on l'a dit, un projet soigné de traitement de la fondation. Il doit aussi mettre à la disposition de l'exploitant les moyens de s'assurer que le comportement de l'ensemble est conforme aux hypothèses du projet et aux attentes, et qu'il en reste bien ainsi au fil du temps.

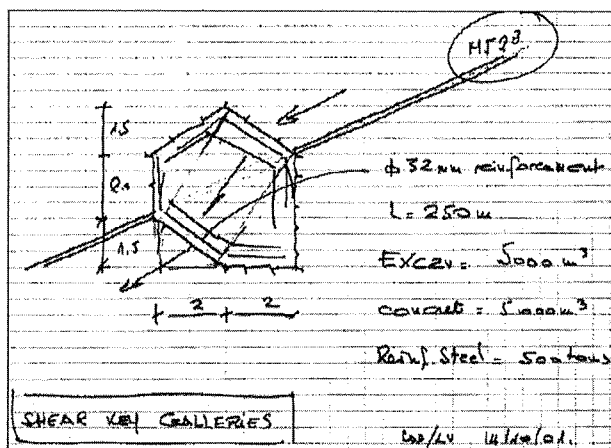


FIG. 16

Schéma de principe de galerie clavette pour la fondation du barrage de Karun IV (Iran) (fac-similé d'un schéma d'ingénieur extrait d'un rapport d'expertise, Coyne et Bellier, 2001).

Conceptual sketch of a shear key gallery for the foundation of Karun IV arch dam in Iran.

Le premier échelon de la surveillance est l'observation visuelle. On ne dira jamais assez de bien des galeries creusées dans les appuis : elles sont certes précieuses pour participer au drainage et faciliter la réalisation des injections, la mise en place et l'exploitation des appareils d'auscultation, et pour intervenir lorsque des travaux d'entretien, tels que régénération des drains, compléments d'injection, etc. Mais surtout, elles ont l'immense vertu de permettre d'observer les évolutions au fil du temps de l'humidité, des apports dans le réseau de drainage, qui constituent la principale expression de la fondation. Il ne faut donc pas hésiter, dès que la position du projet est assez bien définie, à réaliser ces galeries dès que possible, elles compléteront alors la reconnaissance des appuis.

Au-delà de l'observation, l'auscultation renseigne utilement sur les réactions de la fondation. Le meilleur instrument d'auscultation des mouvements de la fondation est le barrage lui-même, à condition qu'il soit correctement équipé d'instruments de mesure des déplacements : par exemple, c'est en s'appuyant sur les mesures de déplacement de divers ouvrages que Post et Bonazzi ont pu retrouver, par analyse inverse, le module de déformation moyen de plusieurs appuis de barrages, parmi lesquels Malpasset pour lequel on disposait de quelques mesures topographiques (Post et Bonazzi, 1986). En effet, la direction et l'amplitude des déplacements des repères situés à proximité des appuis donnent une bonne indication des déplacements en fondation, en s'aidant le cas échéant de modèles numériques. Ceux mesurés en bas de l'aile gauche de Malpasset par exemple, dans l'avant-dernière phase de chargement, étaient à la limite de l'acceptabilité pour les projeteurs de l'époque (qui n'en ont eu connaissance qu'après la catastrophe...). Ils correspondent à un module du rocher apparaissant aujourd'hui nettement insuffisant.

Au-delà des mesures de déplacements dans le barrage, il est devenu courant de placer des appareils donnant directement les déplacements au sein de la fondation. Nettement plus précis et commodes que la topographie de précision, et permettant des mesures plus fréquentes, les pendules inversés cherchent

maintenant de façon classique leur point de référence à une quarantaine de mètres de profondeur, et plus profondément dans des cas particuliers. Ils n'existaient pas à l'époque de la construction de Malpasset, et ne sont apparus en France que vers le milieu des années soixante. Des extensomètres longs sont parfois placés en fondation pour compléter l'information (Carrère, 1991 ; Montfort, 1991). Enfin les organes de renforcement des discontinuités, tels que les clavettes en béton, possèdent la plupart du temps leur propre dispositif de contrôle (pendules, extensomètres, fissuromètres).

Mais la catégorie d'appareils d'auscultation qui est la plus importante en matière d'auscultation des fondations est celle qui a trait aux écoulements souterrains : débits de fuites et piézométrie. Les piézomètres ou les cellules piézométriques, répartis dans le massif depuis l'amont des voiles d'injection jusqu'à l'aval des organes de drainage, contrôlent la conformité des percolations avec le projet et leur évolution dans le temps. Ils doivent cependant être interprétés avec les variations des débits de fuite qui complètent l'information, permettent de mieux comprendre les raisons de tout changement de régime et donc d'intervenir à bon escient.

Les moyens d'auscultation qui sont à privilégier sont ceux qui, ne nécessitant pas d'interprétation complexe, fournissent leurs mesures rapidement. On préfère ainsi les pendules et les extensomètres aux mesures topographiques.

Surveillance et auscultation de la fondation et de ses traitements doivent conduire à détecter l'éventuel vieillissement de ces derniers et à programmer à temps leur régénération, qu'il s'agisse de compléter les injections d'origine (les coulis sont soumis à dissolution notamment en présence d'eaux agressives) ou de nettoyer ou même renouveler les drains d'origine.

5

Conclusion

L'accident de Malpasset a permis, comme toutes les catastrophes, de progresser considérablement dans le domaine de la mécanique des roches, et plus particulièrement dans ses applications à l'ingénierie des barrages. Les projeteurs d'aujourd'hui ont acquis grâce à leurs aînés les connaissances fondamentales en hydraulique souterraine et en mécanique des géomatériaux qui n'étaient qu'imparfaitement perçues auparavant. Ils ont à leur disposition des moyens et des pratiques de reconnaissances qui leur fournissent assez d'informations, en qualité et quantité, pour juger et pour dimensionner. Ils ont enfin les outils de modélisation qui leur permettent de prévoir, bien mieux qu'avant, les conditions de stabilité des ouvrages qu'ils conçoivent.

Pour mettre à l'épreuve ce qui vient d'être dit, on est tenté de se poser la question : « Referait-on Malpasset aujourd'hui et comment ? » La réponse n'est pas simple, car il faut se remettre en situation et oublier temporairement l'énorme masse d'informations provenant des investigations réalisées après la catastrophe. Si nous nous plaçons aujourd'hui d'emblée dans la situation d'un site vierge de toute reconnaissance, en tous points identique à Malpasset (mais nous ne le savons pas), voici quelques indications sur la démarche qui serait probablement suivie :

– les solutions envisagées *a priori* : le barrage-poids en BCR³, certainement ; la voûte en béton, peut-être, ainsi sans doute qu'une solution en remblai d'enrochement ;

– compte tenu de la topographie du site, l'emplacement *a priori*⁴ du barrage serait voisin de celui adopté autrefois, quoique sans doute un peu plus amont d'une cinquantaine de mètres sur les deux rives ; la largeur un peu plus grande de la vallée explique pourquoi il ne fut pas retenu à l'époque, mais ceci ne change pas fondamentalement le problème ;

– les campagnes de reconnaissances, adaptées aux différentes solutions et définies conjointement par le projeteur et le géologue du projet avec l'objectif de préciser la structure des appuis (failles, schistosité) et la qualité de la roche en profondeur, n'auraient certainement pas l'ampleur de toutes les investigations qui ont été faites sur le site après la catastrophe ; elles comprendraient cependant assez de sondages, d'essais géotechniques et géophysiques (sismique réflexion et petite sismique) pour donner une image réaliste des particularités du massif ; elles devraient comprendre au moins une galerie de reconnaissance dans la rive gauche, comme cela a été fait dans des conditions beaucoup moins problématiques sur l'un des derniers barrages construits en France (Pichavant, 1994) ;

– pour les solutions poids et voûte, la stabilité de tous les coins rocheux qu'il est possible de concevoir avec les familles de discontinuités du site serait étudiée comme il est désormais de pratique courante. Les exigences en matière de résistance des appuis ne sont

⁽³⁾ Les technologies ont évolué, et pour une hauteur de site somme toute modérée, la technique du BCR (béton compacté au rouleau), très mécanisée, a rendu leur intérêt économique aux barrages-poids, plus massifs mais beaucoup plus économiques par unité de volume, et construits très rapidement ; aujourd'hui les solutions voûtes ne gardent un intérêt certain que pour les très grandes hauteurs (plus de 150 m), et pour les sites très resserrés.

⁽⁴⁾ On appelle ainsi le site choisi en début d'étude, avant toute reconnaissance, sur la seule base de la topographie et de l'observation géologique de surface.

pas très différentes pour les deux types de barrages, et on peut même arguer d'une direction des poussées plus favorable pour les voûtes car mieux orientée vers l'intérieur du massif.

La conclusion en serait selon toute vraisemblance qu'il est nécessaire de drainer très abondamment le massif. Le doute quant à l'efficacité et à la pérennité d'un tel dispositif devrait conduire à écarter les solutions de barrages en béton (poids et voûte), au profit d'un remblai d'enrochement, à étanchéité amont de préférence.

Mais la conclusion serait surtout le fruit d'une démarche d'évaluation et d'expertise contradictoire du projet et des conditions de sa mise en œuvre, après soumission obligatoire du dossier au Comité technique permanent des barrages et ouvrages hydrauliques (qui fut institué dans sa première forme, ou CTPB, par un décret du 13 juin 1966, et reste au cœur de l'édifice réglementaire construit autour du décret du 11 décembre 2007 relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques).

Admettons enfin qu'en dépit de ce qui vient d'être dit, une solution de barrage-poids ou voûte ait été construite sur le site de notre étude fictive : les instruments d'auscultation de l'ouvrage et de sa fondation auraient fourni, dès le début de sa mise en eau et sans délai d'interprétation, une image de leur comportement qui aurait prévenu d'une éventuelle dérive, en montrant notamment des pressions interstitielles supérieures aux limites acceptables ; il aurait alors été possible de réagir, d'abord en retardant la poursuite de la mise en eau, puis en orientant les mesures correctives nécessaires (drainage ou injections complémentaires). C'est bien en effet la surveillance des barrages, surtout lors de leur première mise en eau, qui permet de remédier à leurs déficiences et par conséquent d'assurer leur ultime sécurité. La plupart des réglementations en vigueur dans le monde encadrent d'ailleurs très précisément les procédures de mise en service des barrages. Ceci est une autre conséquence de la catastrophe de Malpasset, qui dépasse le cadre du présent article.

- Bellier J. – Le barrage de Malpasset, *Travaux*, Paris, juillet 1967.
- Bellier J., Londe P. – The Malpasset dam. *Proc. Conf. on Evaluation of Dam Safety*, Pacific Grove, Calif., USA, déc. 1976.
- Bernaix J. – *Étude géotechnique de la roche de Malpasset*. Dunod, Paris, 1967.
- Barton N., Choubey V. – The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics* 1/2, Vienna, Springer, 1978, p. 1-54.
- Carrère A. – Évaluation de la déformabilité à grande échelle des appuis. *C.R. XVII^e Congrès International des Grands Barrages*, Vienne, vol. 5, Q66 C. 4, 1991.
- Carrère A. et al. – Fondations rocheuses de barrages en béton – Exemples de traitement systématique d'amélioration des propriétés mécaniques naturelles. *C.R. XVII^e Congrès International des Grands Barrages*, Vienne, vol. 2, Q66 R. 19, 1991.
- Carrère A. – *Barrages*. Les Techniques de l'Ingénieur, Traité Construction, C 5 555, Paris, 1994.
- Coyne A. – *Leçons sur les grands barrages*. École nationale des Ponts et Chaussées, manuscrit polycopié, édition 1943.
- Develay D., Lignier P. – The use of shear keys in the foundation treatment of Katse dam. *Hydropower & Dams*, Issue 3, 1996.
- Duffaut P. – Malpasset, la seule rupture totale d'un barrage-voûte. *Revue française de géotechnique*, 2010.
- Fauchet et al. – Poroplastic analysis of concrete dams and their foundation. *Dam Engineering*, vol. II, Issue 3, Londres, 1991.
- Gell K., Wittke W. – A new design concept for Arch Dam taking into account seepage forces, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, vol. 19-4, Springer-Verlag, 1986.
- Goguel B. – Décollement du pied amont des grandes voûtes – Le cas de Vouglans. *C.R. XVII^e Congrès international des Grands Barrages*, Vienne, vol. 5, Q65 C. 11, 1991.
- Habib P. – La fissuration du gneiss de Malpasset, *Revue Française de Géotechnique*, n° 131-132, 2010.
- Leonards G.A. – Malpasset dam – An overview and personal commentary. *Procs., International Workshop on dam failures*, Purdue University, W. Lafayette, Indiana USA, Nov. 1986. Published *Engineering Geology* 24, Elsevier, Amsterdam Netherlands, 1987.
- Lévy M. – *Observations sur la catastrophe de Bouzey*. Gauthier-Villard, 1895, 45 p.
- Londe P. – Une méthode d'analyse à trois dimensions de la stabilité d'une rive rocheuse. *Annales des Ponts et Chaussées*, Paris, janvier 1965.
- Londe P., Sabarly F. – La distribution des perméabilités dans la fondation des barrages-voûtes en fonction du champ de contraintes, *C.R. 1^{er} Congrès int. de mécanique des roches*, Lisbonne, 8-6, 1966, p. 517-521.
- Londe P. – Stabilité des massifs rocheux – Application aux barrages. *Annales de l'ITBTP*, n° 251, novembre 1968.
- Londe P. et al. – Stability of rock slopes – Graphical methods. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 95, n° SM1. Proc. Paper 6363, juillet 1970.
- Louis C. – Étude des écoulements d'eau dans les roches fissurées et de leur influence sur la stabilité des massifs rocheux, *Bull. DER (EDF) série A*, 3, 1968, p. 5-132.
- Mary M. – *Barrages-voûtes – Historique, accidents et incidents*, Dunod, Paris, 1968.
- Monfort L. – Fissuration de la fondation au pied amont – Le cas de Laparan. *C.R. XVI^e Congrès international des Grands Barrages*, Vienne, vol. 5, Q65 C. 12, 1991.
- Pichavant P. – Le barrage de la Touche Poupert sur le Chambon. *Travaux*, octobre 1994.
- Post G., Bonazzi D. – Latest thinking on the Malpasset accident – New 3D F.E. calculations with joint slide tests. *Procs., International Workshop on dam failures*, Purdue University, W. Lafayette, Indiana USA, Nov. 1986. Published *Engineering Geology*, 24, Elsevier, Amsterdam Netherlands, 1987.
- Ru Naihua – Reconsideration of failure initial mechanisms for Malpasset Dam. *Barrages et Réservoirs*, n° 1, Edit. Comité français des Grands Barrages, Paris, 1994.
- Schneider B. – *Contribution à l'étude des massifs de fondation de barrages*. Faculté des Sciences de Grenoble, Mémoire n° 7, 1967.
- Schneider B. – Reconnaissance des massifs rocheux par la méthode appelée petite sismique, *Bulletin de l'Association internationale de géologie de l'ingénieur*, n° 20, 1970.
- USBR – *Design of small dams*, U.S. Bureau of Reclamation, Denver USA, 1987.
- Wittke W., Leonards G.A. – Modified hypothesis for failure of Malpasset dam, *Procs., International Workshop on dam failures*, Purdue University, W. Lafayette, Indiana USA, Nov. 1986. Published *Engineering Geology* 24, Elsevier, Amsterdam Netherlands, 1987.
- Wittke W. – Appropriate foundations for arch dams. *Procs., Int. Workshop on arch dams*, Coïmbra, publ. *Arch Dams*, Balkema Rotterdam, 1990.

Le glissement de Vajont, ses enseignements et ses retombées pour EDF et les exploitants de barrages

G. CASTANIER

EDF – Chef du service
Géologie-Géotechnique
905, avenue du Camp-
de-Menthe
13097 Aix-en-Provence
Cedex 02

Résumé

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-clés : barrages, réservoirs, stabilité des pentes, glissements de terrain, glissements de type banc sur banc, réglementation.

The lesson learnt from the Vajont slide disaster and the consequences for EDF and the dam owners

Abstract

The Vajont slide disaster in northern Italy (1963) following the failure of the Malpasset dam four years later in the south of France (1959) made the dam designers conscious of the geological hazards and made the Administration to create a suitable regulation and make it evolve in the time. Its implementation to EDF reservoirs is briefly described at the end of this paper.

Key words: dams, reservoirs, slope stability, rockslides, planar failure along a weak zone, regulation.

Préambule

La catastrophe de Vajont s'est produite le 9 octobre 1963, dans les Dolomites italiennes, à 100 km 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).

Le contexte géologique 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 Leopold Müller en juillet 1959.

Celui-ci détecta plusieurs glissements anciens en rive gauche dont un, situé près du barrage (une voûte de 261,6 m de hauteur), fut jugé potentiellement dangereux ; ce dernier comportait aussi un lambeau visible en rive droite du torrent du Vajont.

Les levées 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 (Fig. 1).

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.

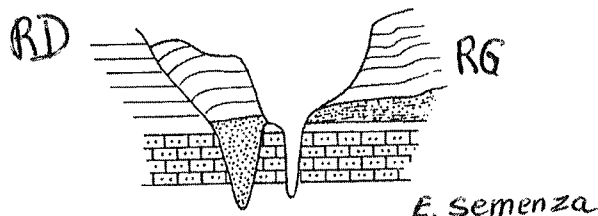


FIG. 1

Coupe montrant la gorge initiale remblayée et masquée sur la rive droite, et la gorge épigénique (signée Semenza).

Cross-section showing the ancient rock filled gorge not visible on the right bank, and the new epigenetic gorge (after Semenza).

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 résumé et l'enclenchement d'un mécanisme inéluctable

En passant sur les détails, relatés dans de nombreux articles, dont celui de E. Semenza et M. Ghirotti (2000), 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 2,5 km et de 1 m de large, suite à un mouvement du glissement de 3 cm par jour (Fig. 2).

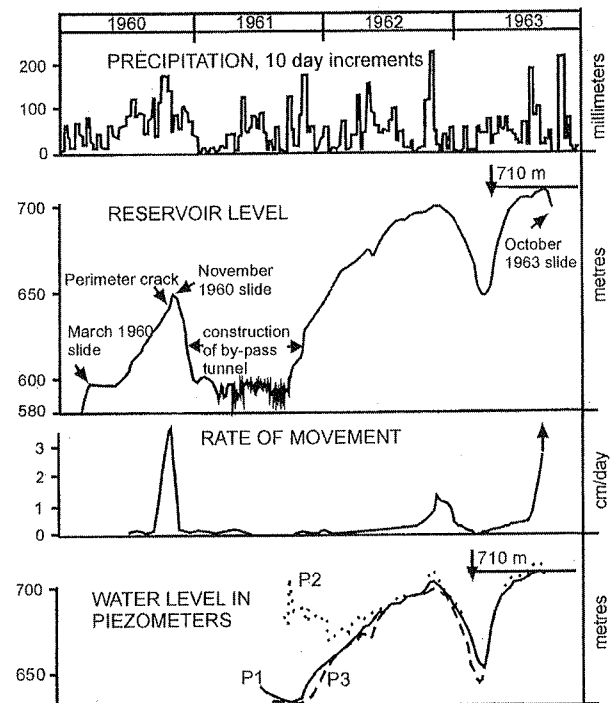
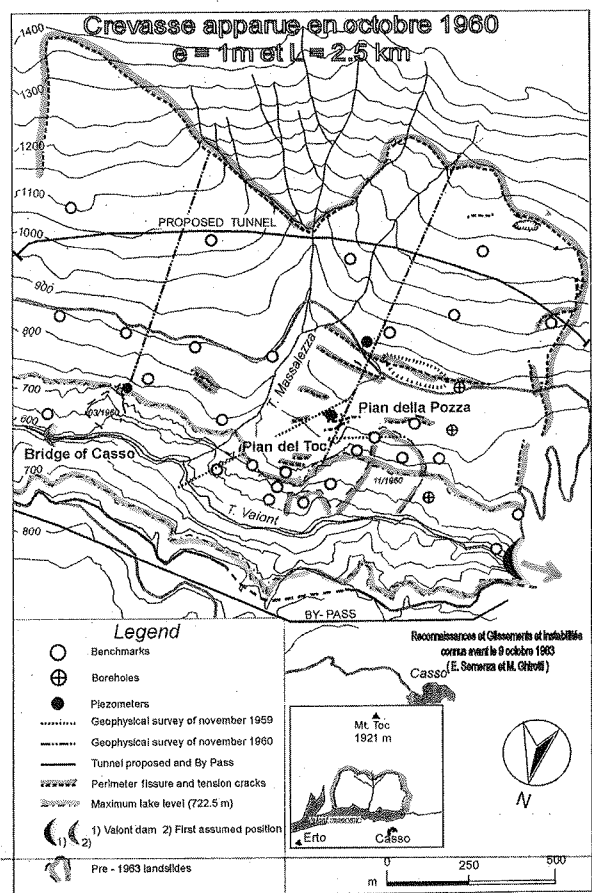
On note, sur la figure 2, le nombre excessivement faible de sondages et de piézomètres, qui laisse entrevoir la mauvaise prise en compte du modèle géologique de glissement.

La figure 3 ci-dessous 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 650, 700 000 m³ de matériaux se détachèrent de la partie ouest de l'ancien glissement et créèrent une vague de 2 m de haut qui s'éleva à 20 m 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 (Fig. 2) après avoir vidangé le réservoir jusqu'à la cote 600.



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 650 puis à la cote 700. 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 700, la vitesse de déplacement était de 1,5 cm/jour alors qu'elle avait atteint 3 cm/jour à la cote 650 lors du premier remplissage.

(Certains auteurs pensent que le déplacement cumulé depuis la mise en eau de la retenue était compris entre 0,5 m et 3 m).

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 22 h 38, un gigantesque pan de montagne large de 1,6 km et d'un volume de 240 à 270 hm³ glissa dans la retenue qui contenait à ce moment-là 115 hm³ d'eau.

Le mouvement dura de 20 à 25 secondes. La masse rocheuse parcourut environ 500 m. La vitesse maximale fut estimée à 30 m/s. Une vague fut poussée sur la rive opposée et atteignit le village de Casso, situé

260 m au-dessus du lac. 2,5 hm³ d'eau furent expulsés du réservoir en donnant une vague estimée à 100 m de hauteur au-dessus de la crête du barrage. A l'aval, le flot tua 2 125 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.

Les paramètres géologiques :

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

Les facteurs déclenchants :

- 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 (Fig. 7).

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, $\phi = 5^\circ$ à 12°), pour expliquer le glissement (Figs. 8 et 9).

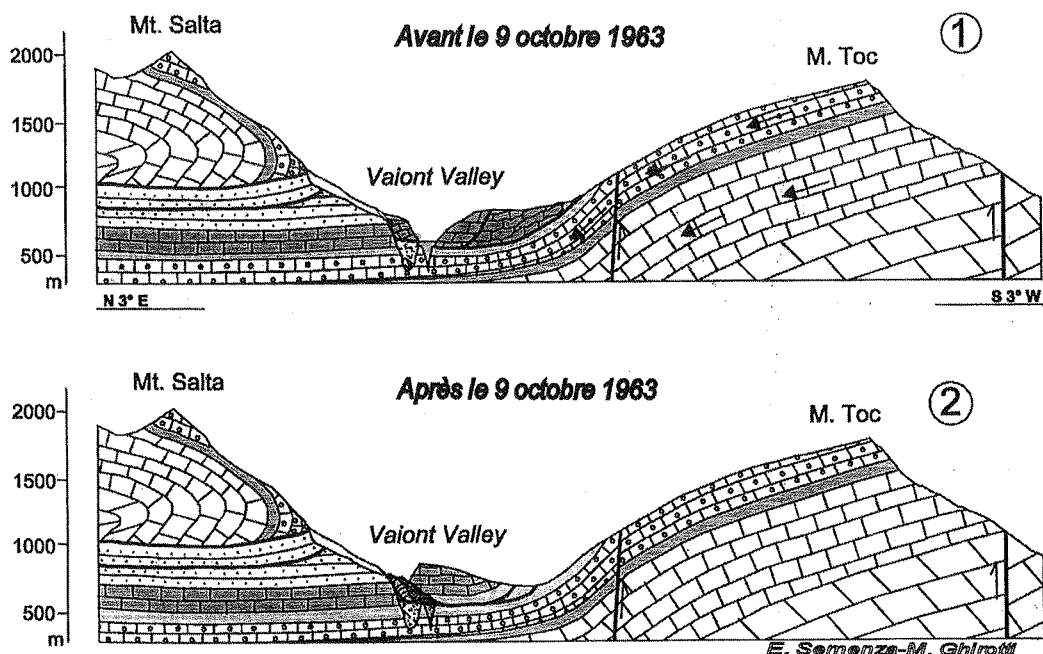


FIG. 4 Coupes géologiques avant et après le glissement du 9 octobre 1963.
Geological cross-sections before and after October 9th 1963 failure.

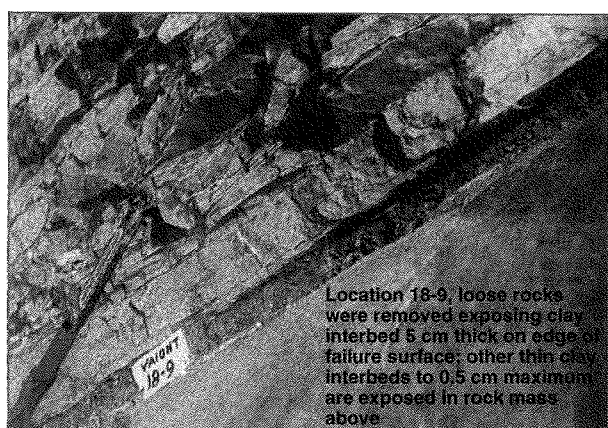


FIG. 5 Photo d'une intercalation argileuse de 5 cm le long de la surface de rupture, d'autres plus minces apparaissent au-dessus (Hendron et Patton).
5 cm interbedded clay along the failure surface ; other thinner ones exist above.

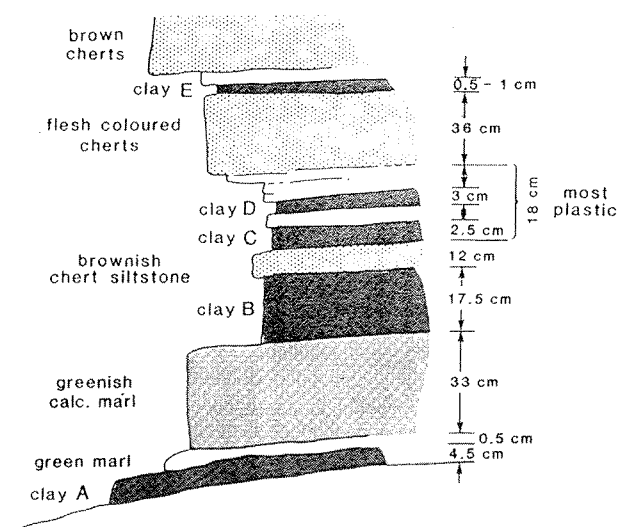


FIG. 6 Coupe détaillée d'un affleurement en même position stratigraphique que la surface de glissement (Hendron et Patton).
Detailed cross-section where the rock outcrops in the same stratigraphic location as the failure surface.

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, ($\varphi = 5^\circ$ si $V = 100 \text{ mm/mn}$) ;
- la probabilité pour que les déplacements qui ont précédé le glissement (0,5 à 3 m) 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 dans une note à l'Académie des sciences. Le Professeur Jean Goguel a repris cette hypothèse, maintenant largement admise, pour expliquer certains très grands déplacements géologiques de massifs entiers.

4 Le glissement de type Vajont et ses enseignements pour un maître 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 termes 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 ;

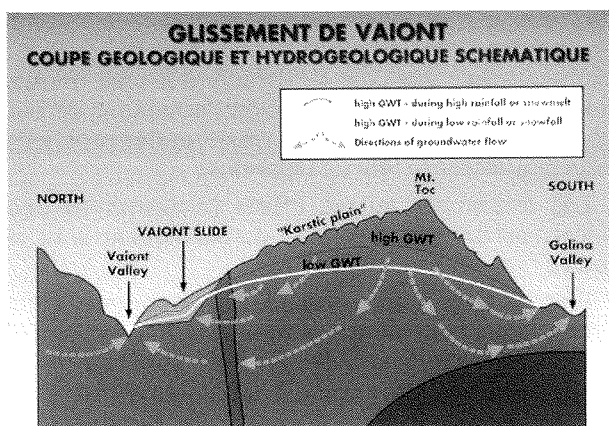


FIG. 7 Schéma illustrant l'hypothèse d'une crue karstique générant des sous-pressions sous la surface de rupture.
Diagram showing possible up-lift pressures due to a karstic flood inside the mountain (after Semenza and Dal Cin (1967) in Leonardi and al. (1967)).

Vaiont slide: failure mechanism

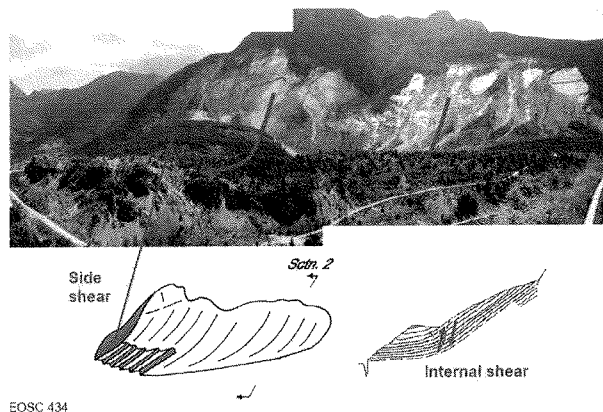


FIG. 9 Vue d'ensemble de la cicatrice et du front de la masse glissée.
General view of the scar and the face of the slid mass (after EOSC434).

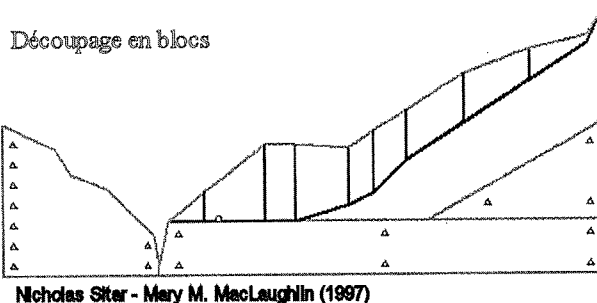


FIG. 8 Montrant le lien entre le nombre de blocs découpés par le cisaillement interne et la valeur minimale de l'angle de frottement de l'argile requise pour assurer la stabilité au glissement.
Shows the correlation between the number of blocks due to internal shearing and the minimal value of the friction angle to ensure stability of the slide.

ϕ_{required} for stability, as a function of blocks

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

- 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 son arrivée dans la retenue, la masse glissée reste monolithique ;
- le volume glissé est gigantesque ;
- le glissement se produit près du barrage.

5

L'évolution de la réglementation

5.1

Création du Comité 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 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 20 m de haut 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.

5.2

Les études de danger pour les plans particuliers d'intervention « 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).

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 20 m au-dessus du terrain naturel et un réservoir de plus de 15 hm³.

Pour permettre aux préfets d'établir ces plans particuliers d'intervention, 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 et 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 plans particuliers d'intervention ont été l'occasion pour EDF de reprendre les études pour tous les barrages concernés 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.

6

L'aléa glissement de terrain

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

- la création d'une vague pouvant submerger le barrage ;
- l'impact direct sur le barrage pouvant endommager des organes vitaux de l'ouvrage (vannes, bâtiment de commande...) ;

– la création d'un « barrage » naturel dans la retenue, par partition (le mouvement de terrain vient boucher la retenue jusqu'à une cote supérieure à la cote normale d'exploitation) ou par 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.

Électricité 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 ;
- typer la zone instable de façon à la rattacher à un type de glissement connu ;
- évaluer les éléments topographiques pour apprécier l'énergie potentielle accumulée au niveau de la zone instable et pour apprécier l'énergie cinétique mobilisable ;
- évaluer l'ordre de grandeur de la vitesse de 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 ou 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, si une certaine évolution des paramètres géologiques est nécessaire pour rompre un équilibre métastable.

Application de la démarche plans particuliers d'intervention 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... 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 1/10 000 (Fig. 10) recensant également tous les indices et observations relatifs à la zone, et d'une fiche descriptive et analytique autoportante. 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.

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 gris foncé). 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 gris clair). Une certaine évolution de la zone instable est nécessaire, mais possible, pour se retrouver dans le cas précédent ;

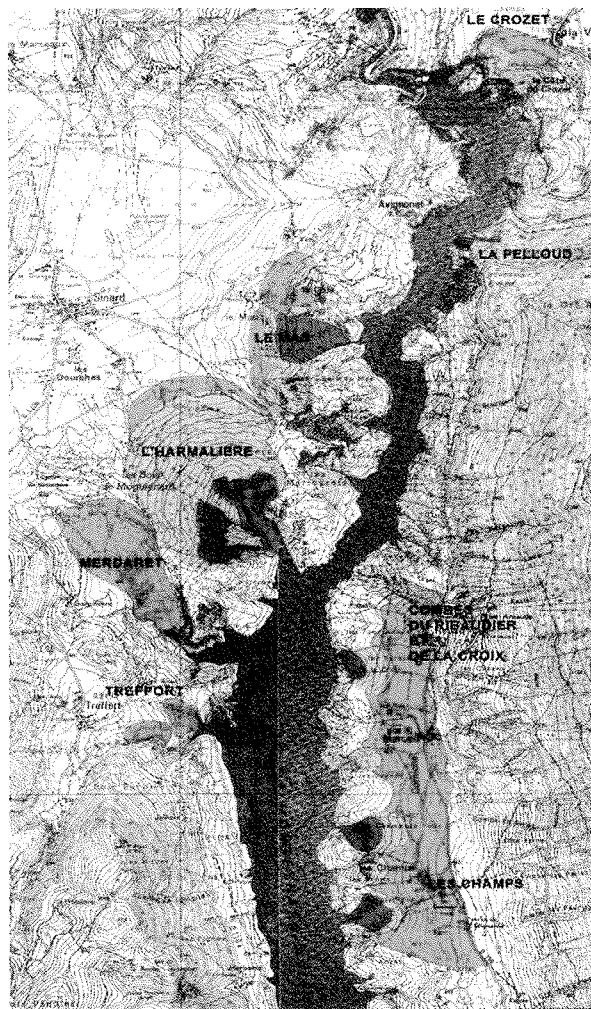


FIG. 10 Retenue EDF de Monteynard (Isère) cartographie des zones instables.

Monteynard EDF reservoir (Isère) unstable area mapping.

– potentialité faible (en gris moyen). 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 m³).

Les résultats

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 potentialité d'occurrence dans la retenue faible et 23 % en 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...) 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).

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.

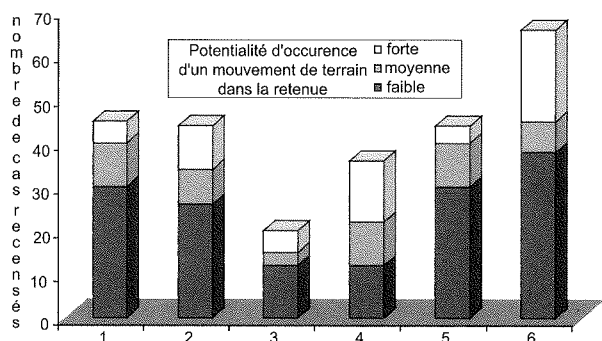


FIG. 11

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

Distribution of the 255 known or potential slope movements affecting the 67 biggest reservoirs. 1) rockfalls ; 2) tilting or rough translational slides ; 3) planar failure along a weak zone slides ; 4) circular slides ; 5) slides in materials which lost their cohesion in side mountain events weathering, down-bending ; 6) flows (creepings, viscous and muddy flows, gully erosion).

8.1

Quelques exemples

Les chutes de blocs caractérisent des éboulements de masses rocheuses éparées 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. L'exemple le plus significatif est celui de l'appui rive gauche du barrage de Pla. de Soulcem (Fig. 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.

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 (cf. C. Thomaidis *et al.*, 2001).

A titre d'exemple, concernant la configuration de glissement de type banc sur banc, on citera le promontoire de La Pelloud (Fig. 13) situé à 1 500 m à l'amont du barrage de Monteynard sur le Drac. Les plans de « stratification », pentes de 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 m³, non buté en pied.

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 (Fig. 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.

Le modèle de glissement banc sur banc put par conséquent être 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.

A l'inverse, le glissement du Billan (Fig. 15), 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 de versant.

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...) situés en bordure de retenues étroites et peu profondes.

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 (Fig. 16), pour laquelle on a vu des sapins transportés au milieu du lac, sur une loupe de glissement, sans générer la moindre vague.

RETENUE de SOULCEM Appui rive gauche du barrage

Exemple de bloc en suspens
(Volume de l'ordre de la centaine de m³)

- Aperçu actuel de l'appui (Juillet 1997) -

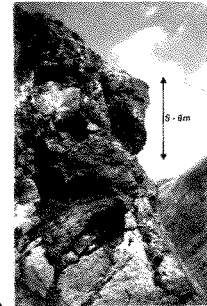


FIG. 12

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

Pla-de-Soulcem EDF dam ; blocks above the concrete face dam.

9

Gestion du risque mouvements de terrain à 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 ;
- le cas échéant, adaptation 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 (CTPB maintenant 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.

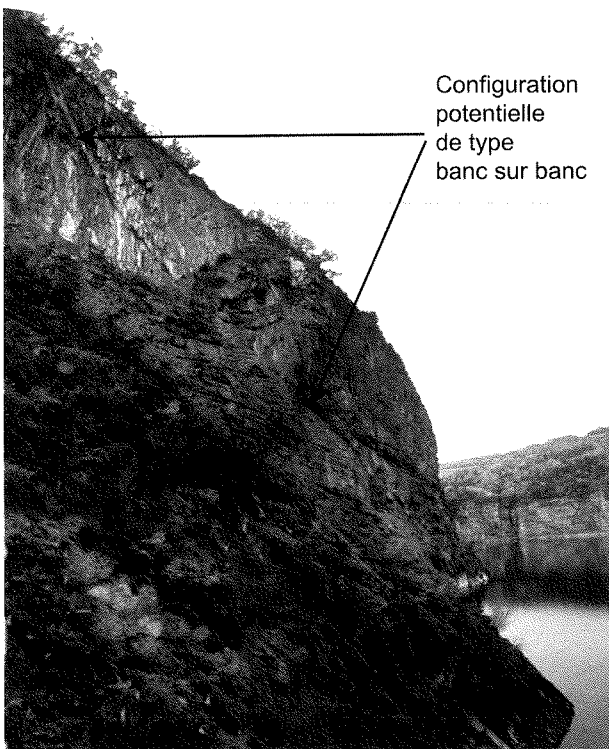


FIG. 13

Retenue EDF de Monteynard, zone de La Pelloud. Configuration initialement envisagée de type banc sur banc.

EDF Monteynard reservoir, La Pelloud area. Planar failure along a clayey zone initially supposed.

RECONNAISSANCE VISUELLE DU VERSANT

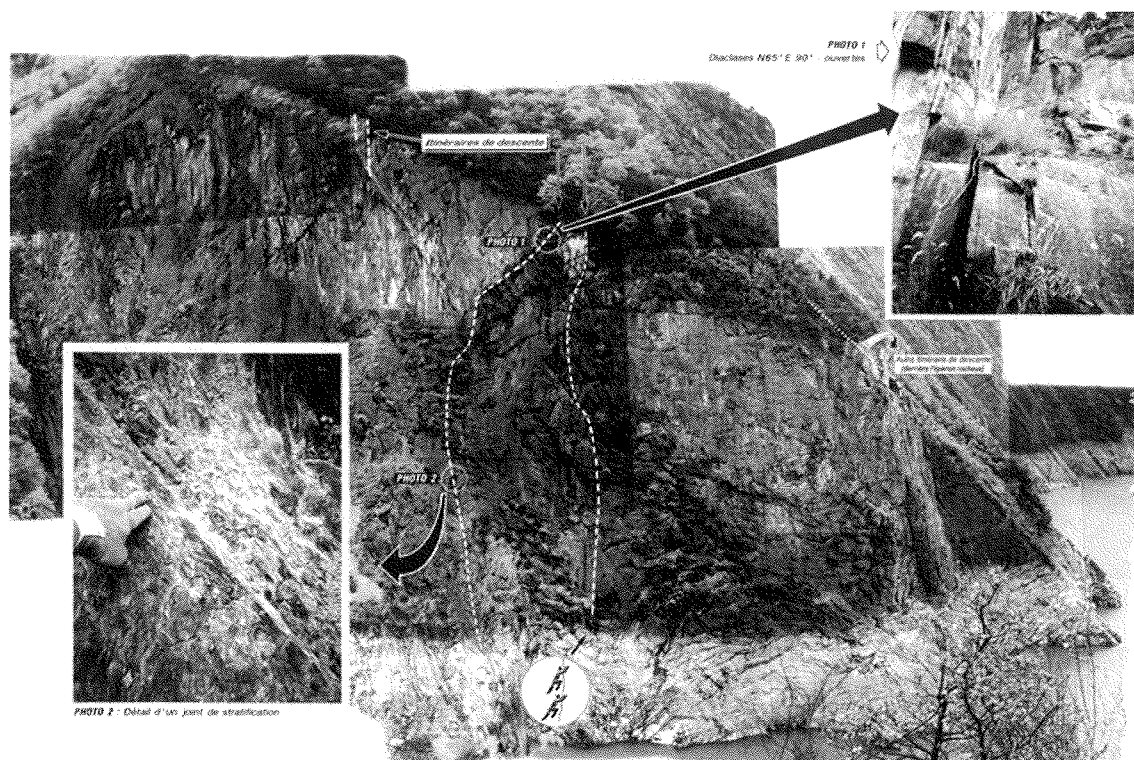


FIG. 14 Retenue EDF de Monteynard : reconnaissance géologique en falaise du promontoire de La Pelloud.
EDF Monteynard reservoir : geological survey of the La Pelloud cliffs.



FIG. 15 Retenue EDF de Grand-Maison ; zone instable du Billan, en rive droite, délimitée par la crevasse.
EDF Grand-Maison reservoir ; unstable area on right bank, delimited by the crack.

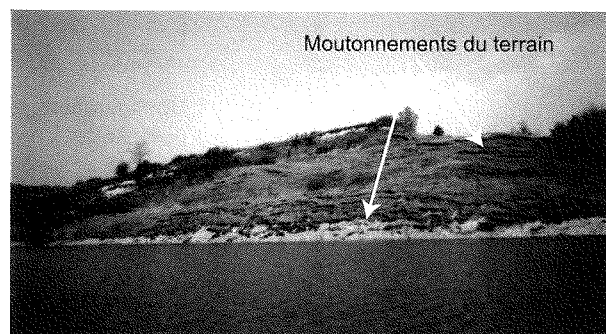


FIG. 16 Retenue EDF de Vouglans ; zone instable de la Vourpille.
EDF Vouglans reservoir ; La Vourpille unstable area.

Avertissements

1) Il ne doit pas être perdu de vue qu'en géologie, une analyse de stabilité des pentes, fût-elle de type Plan particulier d'intervention, représente l'examen d'un état à un instant donné. Avec le temps, les paramètres géologiques peuvent évoluer 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 confir-

mer des diagnostics antérieurs, établis à partir d'une science qui n'est pas une science exacte.

2) 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.

Bibliographie

- Dubié J.Y., Duffaut P. – Management of steep rock slopes after studies on reservoir slopes by Électricité de France. *Int. Symp. on Landslides*, Cardiff, 2000.
- Goguel J. – Rôle de l'eau et de la chaleur dans les phénomènes tectoniques. *Rev. Géogr. Phys. Géomorphol. Dynamique*, 1969.
- Habib P. – Sur un mode de glissement des massifs rocheux. Communication à l'Académie des sciences, 1967.
- Hendron A.J., Patton F.D. – 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.
- Poupart M., Castanier G. – Plan particulier d'intervention « Barrages ». Synthèse des études de danger à EDF Colloque CFGB hébergé par le MATE, Paris, 2003.
- Semenza E., Guirotti M. – History of the 1963 Vaiont slide : the importance of geological factors. *Bull. Eng. Env.*, 2000.
- Sitar N., McLaughlin M.M. – Kinematics and discontinuous deformation analysis of landslide movement. *Panamerican Symposium on Landslides*, Rio de Janeiro, Nov. 10-14, 1997.
- Thomaïdis C., Dubié J.Y., Devèze G. – Mouvements de versants des retenues hydroélectriques. Retour d'expérience et gestion du risque. *Revue française de géotechnique*, n° 95-96, 2001, p. 165-176.

L'éboulement du mont Granier en novembre 1248

M. PANET

43 bis, av. Le Nôtre
92330 Sceaux
marc.panet@gmail.com

Résumé

Le grand éboulement qui s'est produit au mont Granier dans la nuit du 24 au 25 novembre 1248 demeure un sujet d'étude pour les géomécanciens. De nombreuses observations géologiques, morphologiques et hydrogéologiques ont été faites sur le site de cette grande catastrophe naturelle. Plusieurs mécanismes peuvent être envisagés pour expliquer cet éboulement. L'hypothèse la plus communément admise est celle d'un grand glissement dans les marnes qui aurait entraîné la rupture de la falaise calcaire. Mais on peut également envisager d'énormes coulées de boue générées par l'impact de l'éboulement de la falaise urgonienne.

Mots-clés : éboulement, glissement, coulée de boue, falaise.

The mount Granier rockslide, November 1248

Abstract

The large rock fall of « mont Granier » which occurred in the night 24-25 November 1248 is still a matter of discussion in geomechanics. A large number of geological, geomorphological and hydrogeological observations have been carried out on the site of this huge natural catastrophe. Several mechanisms may be proposed to explain the rock fall. The most common assumption is a large slide in the underlying marl formation bringing about the fall of the limestone cliff. However, the development of very large debris flows due to the impact of the rock fall may be considered.

Key words: rockfall, slide, mudflow, cliff.

Le mont Granier qui culmine à 1 933 m limite, au nord-est, le massif de la Chartreuse. Son imposante face nord qui domine la vallée du Grésivaudan, la combe de Savoie et la cluse de Chambéry résultent d'un gigantesque éboulement (Fig. 1).

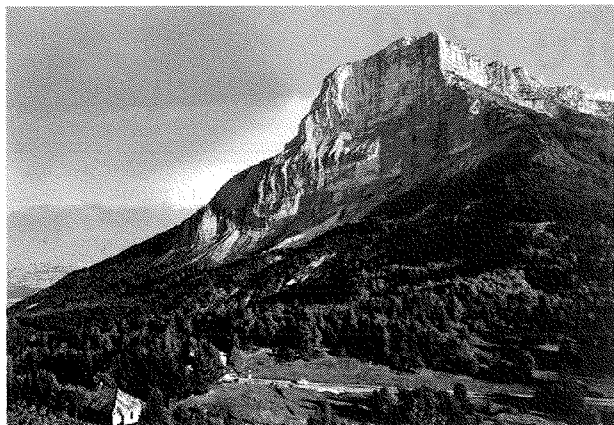


FIG. 1 Vue de la face nord du mont Granier.

1

Introduction

Dans la nuit du 24 au 25 novembre 1248, la limite septentrionale du mont Granier s'est écroulée, créant une falaise haute de près de 700 m et large de 600 m à 700 m. Cette catastrophe provoqua la destruction de cinq villages du décanat de Savoie ; selon les estimations les plus récentes, le nombre de victimes aurait été supérieur à un millier. Plusieurs thèses ont été avancées pour expliquer cet éboulement. La thèse proposée par Jean Goguel et Albert Pachoud (1972) est la plus étayée et la plus communément admise (Cruden et Antoine, 1984 ; Goguel et Pachoud, 1972 ; Panet, 2000).

2

Les données stratigraphiques

Les formations calcaires allant du Barrémien au Valanginien affleurent sur la falaise septentrionale du mont Granier (carte géologique à 1/50 000 de Montmélian), soit de haut en bas :

- les calcaires de l'Urgonien supérieur qui ne sont représentés qu'en faible épaisseur au sommet de la falaise (n_5U) ;
- les calcaires roux à orbitolines du Bédoulien épais de 5 à 20 m (n_5O) ;
- les calcaires cristallins blancs ou rosés de l'Urgonien inférieur épais de 200 m (n_4U) ;
- les calcaires roux et bien lités de la base de l'Urgonien de 40 à 100 m d'épaisseur (n_4a) ;
- les marnes à Spatangues de l'Hauterivien épaisses de 70 à 100 m (n_3) ;
- les calcaires à silex du Valanginien supérieur de 40 m d'épaisseur (n_2S) ;
- les calcaires bicolores du Fontanil épais de 150 m (n_2F).

La base de la falaise est constituée par la puissante couche des marnes de Narbonne épaisses de 500 m environ ($n_{1,2}M$).

3

Les données structurales

La bordure est du massif de la Chartreuse correspond à une structure synclinale perchée d'axe sensiblement nord-sud qui plonge de l'ordre de 10° vers le nord à laquelle succède une structure anticlinale dont l'axe passe par le col du Granier (Fig. 2). Dans son extrémité vers la zone de l'éboulement, les couches ont un pendage uniforme de 10° à 15° vers le nord-est.

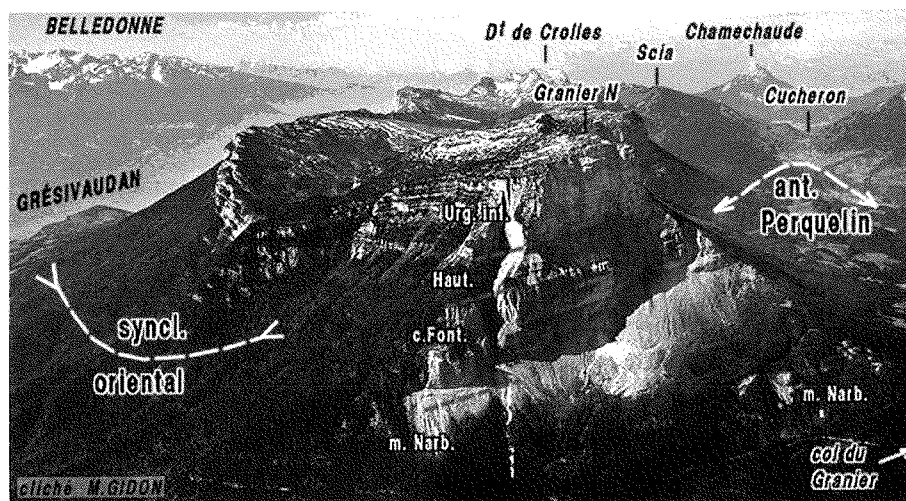


FIG. 2 Géologie de la terminaison septentrionale de la Grande Chartreuse (Gidon).

Le massif est également affecté par un réseau de diaclases subverticales extrêmement denses de direction N 150 et N 80.

Les données hydrogéologiques

– un aquifère supérieur dans les calcaires de l'Urgonien ayant pour mur les marnes à *Spatangues* de l'Hauterivien. Les dolines et avens sur le plateau, les chenaux visibles sur la falaise montrent le caractère karstique de l'Urgonien ;

– un aquifère inférieur dans les calcaires du Fontanil ayant pour mur les marnes valanginiennes. A cet aquifère correspondent de nombreuses sources sur le versant.

La morphologie du versant

Le pied de la falaise est tapissé d'éboulis rocheux récents correspondant à de petits éboulements et chutes de blocs de la falaise. Un éboulement plus important dont la falaise garde la cicatrice se produisit en 1953. Selon J. Goguel et A. Pachoud, les blocs de cet éboulement ne dépassèrent pas une distance de 500 m à vol d'oiseau.

Les levés de terrain de J. Goguel et A. Pachoud (1972) montrent que les blocs rocheux de la partie inférieure de la falaise (blocs néocomiens) se sont principalement épanchés sur une distance qui n'excède pas 4 km alors que des blocs urgoniens de la partie supérieure ont parcouru des distances supérieures à 7 km (Fig. 3).

Les blocs rocheux sont noyés dans une gangue de terrains marneux. Ils donnent à toute la zone de l'épanchement un aspect chaotique. De très gros blocs urgoniens émergent dans la zone des « abîmes de Saint-André » et forment de nombreux « molards ».

Le CETE de Lyon (2004) a mis en évidence par photo-interprétation un autre trait morphologique important : la présence au pied de la falaise d'une vaste dépression avec des contre-pentes vers le sud. Cette dépression pourrait être la cicatrice de l'impact de la chute de l'énorme pan de falaise.

Les mécanismes possibles de l'éboulement

- l'étude de la rupture de la falaise ;
- le comportement des marnes valanginiennes sous-jacentes.

La rupture de la falaise

La morphologie du versant avant l'éboulement est évidemment très difficile à déterminer ; on peut toutefois faire référence à la tentative faite par J. Goguel et A. Pachoud (1972). On peut donc admettre que le pied de la rupture de la falaise se situe vraisemblablement entre 1 200 m et 1 300 m alors que la cote du som-

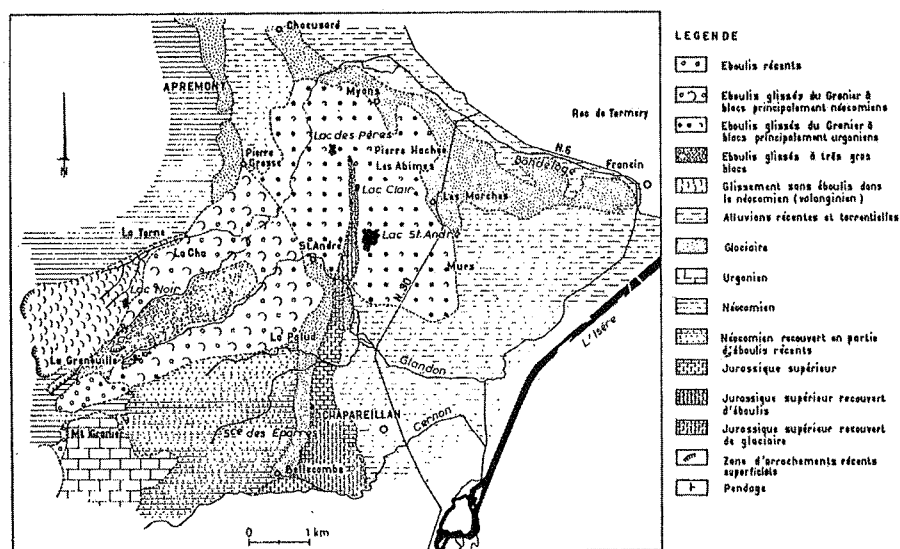


FIG. 3 Carte de l'éboulement du mont Granier (J. Goguel, A. Pachoud, 1972).

met varie entre 1 900 m et 1 850 m. La hauteur de la falaise qui s'est écroulée peut donc être estimée entre 700 m et 550 m. La largeur de la cicatrice varie entre 500 m au sommet et 750 m au pied. L'épaisseur de cette masse est la plus difficile à évaluer ; 25 m d'épaisseur moyenne doit constituer une borne inférieure, mais on ne peut pas exclure une valeur de 50 m. Sur ces bases, le volume de la masse de la falaise qui s'est éboulée varie entre $10 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ et $20 \cdot 10^6 \text{ m}^3$. On peut retenir en première approximation $15 \cdot 10^6 \text{ m}^3$. Cette valeur raisonnable est toutefois assez largement supérieure aux estimations antérieures ($5 \cdot 10^6 \text{ m}^3$) (Gruden et Antoine, 1984 ; Goguel et Pachoud, 1972).

En se référant à la classification proposée L. Rochet (1987) (Fig. 4) fondée sur le volume des masses en mouvement, un éboulement de cette ampleur se classe dans les éboulements en très grande masse pour lesquels, au cours de la propagation, les interactions entre les éléments rocheux deviennent prépondérantes ; la dissipation de l'énergie au sein de l'éboulement décroît avec le volume, se traduisant par un phénomène de fluidisation. Les blocs rocheux peuvent alors franchir des distances considérables.

La distance maximale que peuvent atteindre les blocs peut être caractérisée par le rapport entre, d'une part, la différence de cote entre le sommet de la rupture et les blocs ayant franchi la plus grande distance et, d'autre part, la longueur de la projection horizontale de cette distance (en allemand, le *Fahrbuschung*, selon Heim (1932)). Ce coefficient F (Fig. 5) décroît avec le volume de l'instabilité. Dans le cas de l'écroulement du Granier, ce coefficient peut être estimé à 0,22. Selon le graphique établi par Scheidegger (1973) sur des bases statistiques, cette valeur est un peu faible située

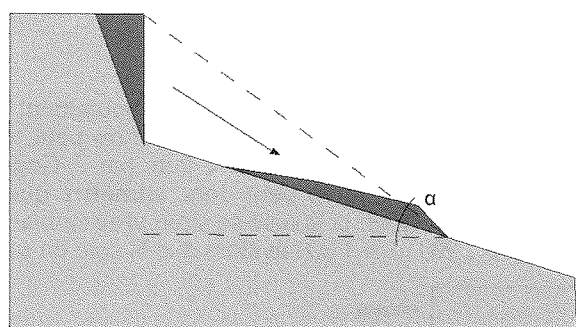


FIG. 5 Coefficient $F = \text{tg} \alpha$ de la distance de parcours des éléments rocheux.

à la limite inférieure du fuseau. Il convient en outre de remarquer que la propagation de l'éboulement ne s'est pas faite vers le NW dans une direction perpendiculaire à la falaise mais vers l'ENE. La seule propagation de l'éboulement de la falaise explique difficilement la distance franchie par les blocs urgoniens.

Dans le mécanisme de rupture de la falaise, il conviendrait de distinguer :

- la rupture de la falaise urgonienne suivant vraisemblablement un décrochement N60° ;
- la rupture par cisaillement des marnes hauteriviennes, le plan de rupture ayant un pendage de l'ordre de 40° ;
- la rupture des calcaires du Fontanil suivant également un décrochement N60°.

L'analyse de ces ruptures est difficile en l'absence de données sur la répartition des pressions interstitielles. Dans la falaise urgonienne, le drainage se fait naturellement par l'important réseau karstique, mais on ne peut pas exclure des mises en charge locales. Par contre une mise en charge des discontinuités dans le calcaire du Fontanil est probable. La mise en charge du calcaire du Fontanil épais de 150 m aurait pu provoquer le glissement des marnes valanginiennes qui aurait alors provoqué la rupture de la falaise. Le fait générateur serait alors le glissement dans les marnes valanginiennes.

L'analyse de la succession de ces ruptures ou de leur simultanéité reste à faire. Si la rupture de la partie supérieure de la falaise s'était produite avant la rupture de la partie inférieure on devrait trouver des blocs urgoniens en dessous de blocs de calcaire du Fontanil. Une telle observation n'a pas été mentionnée.

6.2

Le comportement des marnes valanginiennes

L'hypothèse, faite par J. Goguel et A. Pachoud (1972), d'un grand glissement sur un plan de stratification dans les marnes valanginiennes est la plus retenue. Le pendage du plan de stratification est toutefois faible de l'ordre de 12°.

Le mécanisme proposé par P. Habib (1967) pour expliquer les vitesses considérables atteintes par le glissement du mont Toc dans la retenue du barrage du Vaïont a été repris par J. Goguel (1969). L'impact de l'éboulement de la falaise a créé un déplacement

Type	Volume de la masse en mouvement (m^3)				Mécanisme de propagation
	1	10^3	10^6	10^9	
Chute de pierres ou de blocs isolés.	■				Pas d'interaction des éléments entre eux. Propagation en mode indépendant.
Éboulement en masse.		■			Absence d'interaction ou interaction faible des éléments entre eux. Propagation en mode indépendant ou devenant rapidement indépendant.
Éboulement en très grande masse (ou catastrophique).			■		Forte interaction au sein de la masse en mouvement. Développement possible de pressions internes (fluidisation possible). Mécanisme de propagation en grande masse.
Déplacement en masse.				■	Faible remaniement de la masse déplacée. Mécanisme de type translationnel.

FIG. 4 Classification des éboulements rocheux selon L. Rochet.

suffisant pour provoquer la vaporisation de l'eau interstitielle dans les marnes, le glissement se développant alors sur un coussin de vapeur. Le fait générateur serait alors l'éboulement de la falaise.

Enfin on ne peut pas exclure une troisième hypothèse. L'énergie potentielle d'une masse de 15.10^6 m^3 tombant en moyenne de 300 m de haut est considérable. Une partie de cette énergie se dissipe dans le mécanisme de rupture et dans les interactions entre blocs dans leur trajectoire aérienne. Cependant l'énergie disponible à l'impact demeure énorme. La chute de la falaise a pu provoquer un énorme cratère dans les colluvions et les marnes valanginiennes. Les chroniques de l'époque rapportent des précipitations excep-

tionnelles dans les jours précédents et pendant la catastrophe. Le remaniement d'un volume important de terrains dû à l'impact de l'éboulement peut alors être à l'origine d'énormes coulées de boues entraînant sur une certaine distance les blocs de la falaise.

Les données disponibles me paraissent insuffisantes pour trancher définitivement en faveur de l'une ou de l'autre de ces hypothèses ou de leur combinaison. Des recherches complémentaires sur les conditions de rupture de la falaise et la structure et l'état des éboulis dans la zone d'épanchement de l'éboulement pourraient permettre de mieux comprendre les mécanismes de cet éboulement exceptionnel dont les mécanismes sont loin d'être complètement élucidés.

Bibliographie

- CETE Lyon – *L'écroulement du mont Granier (Savoie)*. Inventaire national des glissements anciens par photo-interprétation 2004.
- Gruden D.M., Antoine P. – *The Slide from Mont Granier*, Isère and Savoie, France on November 24, 1248. Vol. 1, Toronto, 1984, p. 475-481.
- Goguel J. – Le rôle de l'eau et de la chaleur dans les phénomènes tectoniques. *Rev. Géogr. Phys. Géol. Dyn.*, Fr. (2), 11, n° 2, 1969, p. 153-163.
- Goguel J., Pachoud A. – Géologie et dynamique de l'écroulement du mont Granier dans le massif de Chartreuse en novembre 1948. *Bulletin du BRGM*, 2^e série, Section III, n° 1, 1972, p. 29-38.
- Habib P. – Sur un mode de glissement des massifs rocheux. *C. R. Acad. Sci. Paris*, 264, 1967, p. 151-153.
- Panet M. – Les risques d'instabilité de masses rocheuses sur les versants des Alpes. *Actes du colloque La Sécurité des Ouvrages, Hommage à Pierre Londe*. Presses des Ponts, 2000.
- Rochet L. – Application des modèles numériques de propagation à l'étude des éboulements rocheux. *Bull. Liaison Laboratoire des Ponts et Chaussées*, n° 150-151, 1987, p. 84-95.
- Rochet Bouzid I. – *Contribution à l'étude des écoulements granulaires appliqués aux éboulements rocheux en grande masse*. Thèse de doctorat de l'université Claude-Bernard, Lyon, soutenue le 9 décembre 1999. N° d'ordre : 336-99.
- Scheidegger A.E. – On the prediction of the reach and velocity of catastrophic landslides. *Rock Mechanics*, 5, 1973, p. 231-236.
- L'éboulement du Granier et le sanctuaire de Myans – *Actes du colloque de Myans*, 5, 6 et 7 juin 1998.

Aux origines de la réglementation française actuelle en matière de mouvements de versants : la coulée du plateau d'Assy en 1970

P. ANTOINE

4, rue du Jouffrey
38180 Seyssins
antoine.pi@free.fr

J. DEBELMAS

10, chemin Carronnerie
38700 La Tronche
jacques.debelmas@orange.fr

J.-L. DURVILLE

MEEDDM-CGEDD
Tour Pascal B
92055 La Défense Cedex
jean-louis.durville@
developpement-durable.
gouv.fr

Résumé

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 des 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 du risque 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-clés : glissement, coulée, cartographie d'aléa, réglementation, Assy.

The present French regulation about landslide hazard originates from the 1970 Plateau d'Assy landslide

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.

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 inexistant, 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 écoulement 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 (Pachoud, 1983). 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 17 ha environ, subsista jusqu'en 1788. A cette date il fut asséché par les moines de la Chartreuse de Durbon (Froment, 1983).

A ces époques anciennes les hautes vallées alpines n'étaient guère peuplées et le sort de leurs populations n'intéressait pas grand monde. 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 50, 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.

C'est une situation fréquente dans le monde que des catastrophes engendrent, de la part de la puissance publique, des actions techniques et réglementaires. Citons simplement trois exemples anciens :

- entre 1774 et 1776, des effondrements de carrières souterraines à Paris conduisent Louis XVI à créer le service de l'Inspection générale des carrières en 1777 ;
- les crues du milieu du XIX^e siècle dans les grands cours d'eau français ont provoqué des débats sur l'érosion en montagne et sur la nécessité de reboisement : les lois sur le reboisement en 1860 et sur la restauration des terrains en montagne (RTM) en 1882 en sont issues ;
- le séisme d'Orléansville (aujourd'hui Ech-Cheliff) en 1954 a été à l'origine des premières règles « antisismiques » françaises.

Le présent article se limite aux risques de mouvement de terrain et aux cinquante dernières années, en détaillant l'événement du plateau d'Assy et ses répercussions.

1

La situation avant 1970

1.1

Les connaissances géologiques

Le document de base est la carte géologique de la France dont le levé a débuté au milieu du XIX^e 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 (Debelmas, 2009).

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 écoulement 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.

C'est ainsi par exemple que, sur la feuille Chambéry publiée en 1963, ne figure pas comme tel, le vaste mou-

vement qui affecte le versant ouest de la montagne de l'Épine autour de la localité de Verthemex. Toutes les cartes antérieures à 1960 présentent de nombreuses lacunes de ce type qu'il serait fastidieux d'énumérer ici.

Il aura fallu l'exécution de grands travaux de génie civil dans les vallées alpines, pour les aménagements hydroélectriques ou 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 par Antoine (1988) : à Jausiers en Ubaye, le redoublement du flysch à Helminthoïdes entre le sommet de Costebelle et sa base avait été attribué à un pli (Fig. 1), alors que le pseudo-flanc inverse basal est en fait le résultat d'un énorme glissement de versant (Kerckhove, 1971).

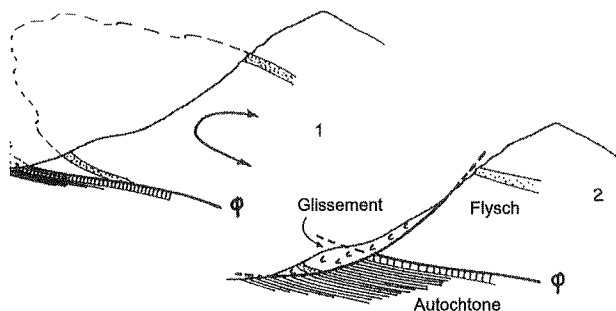


FIG. 1 Coupes du glissement de Jausiers : l'interprétation des anciens auteurs (1) et celle de C. Kerckhove (2).
Section of the Jausiers landslide : initial (1) and correct (2) interpretation.

Mais c'est un projet de barrage sur la Haute Romanche, en contrebas de Villar-d'Arène, étudié par M. Gignoux pendant la dernière guerre (1941 à 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 (Antoine et Pachoud, 1976), après avoir traversé quatre-vingts mètres de schistes liasiques, retrouva des alluvions de la Romanche, par conséquent sous des formations glissées (Fig. 2).

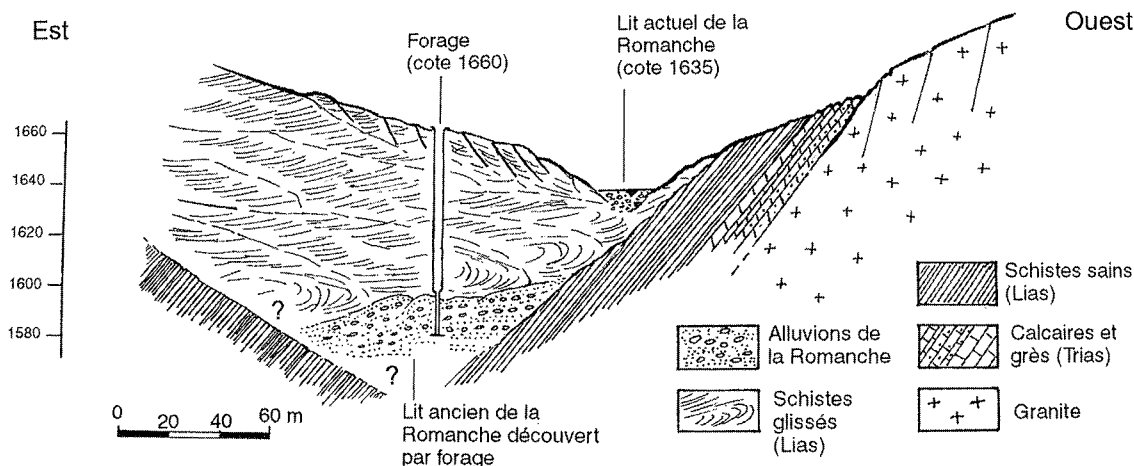


FIG. 2 Coupe du glissement de Villar-d'Arène (d'après Besson, 2005).
Section of the Villar-d'Arène landslide.

Mentionnons également que les innombrables glissements 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.

1.2

Les textes législatifs et réglementaires

Un texte 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 (Besson, 2005), ce texte était très peu appliqué.

2

La catastrophe du plateau d'Assy

2.1

Rappel des faits¹

Le 16 avril 1970 à 0 h 15, un glissement de terrain descendant des contreforts du massif de Plate (vallée de l'Arve en Haute-Savoie), sur une dénivellation de

⁽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.

300 m pour une longueur parcourue de 500 m, 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 (Fig. 3).



FIG. 3 Vue générale de la coulée du plateau d'Assy.
General view of the Plateau d'Assy flow slide.

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 fixant la mission suivante :

« – 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 ? ».

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) ;

– était-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 ?

Le rapport géologique de l'expert (J.D.) 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.

2.2

Les conditions géologiques

2.2.1

Morphologie

Le glissement s'est déclenché aux alentours de la cote 1550, en contrebas d'une falaise, sur un talus natu-

rel dont l'inclinaison est de l'ordre de 35°. La pente du versant est exposée au sud-ouest ; en dessous de la cote 1 450 commence à se dessiner un vallonnement qui donne peu à peu naissance à un petit talweg, lequel sous la cote 1 400 prend une orientation franchement nord-sud (descendant vers le sud).

2.2.2

Lithologie

La coupe géologique relevée depuis le sanatorium et au-dessus montre (Figs. 4 et 5) :

– à la base et dominant immédiatement le sanatorium (Fig. 3), 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 ;

– au-dessus vient un premier ensemble de couches calcaréo-marneuses, épais d'environ 120 m, de la base du Crétacé inférieur (Berriasien) ;

– puis vient un second ensemble, plus épais (de l'ordre de 200 m), formant talus, constitué de marnes noirâtres, argilo-schisteuses, tendres, appartenant au Valanginien inférieur. Ce sont ces marnes qui voient la naissance, vers la cote 1 450, 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.

2.2.3

Structure

À 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°.

2.3

Les conditions météorologiques

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 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.

⁽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.

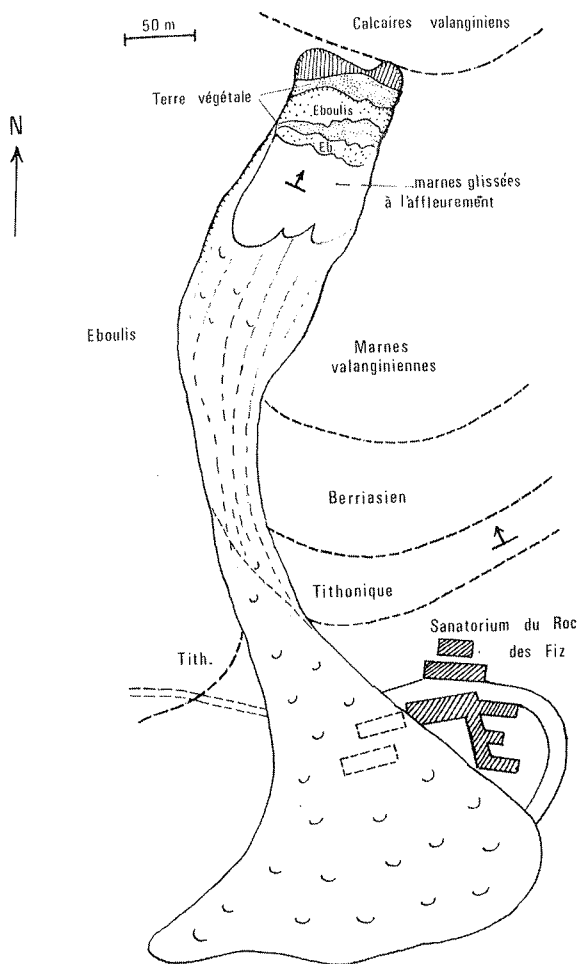


FIG. 4 Plan de la coulée du plateau d'Assy.
Map of the Plateau d'Assy flow slide.

2.4

Reconstitution du mécanisme du glissement-coulée

Le rapport de l'expert résume bien l'enchaînement des faits qui ont conduit à la catastrophe. Un glissement de formations superficielles³ (éboulis et probablement frange altérée superficielle des marnes sous-jacentes) s'est produit sur le versant à 35° des 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 50 000 m³. Celle-ci a tout d'abord dévalé la pente en ligne droite depuis la cote 1 550 m environ et, malheureusement, dès la cote 1 400, a rencontré le talweg nord-sud qui a canalisé directement la coulée sur l'aile droite du sanatorium situé à la cote 1 240 environ.

2.5

Conclusion

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

⁽³⁾ J. Debelmas avait initialement envisagé qu'un compartiment de marnes valanginiennes découpé par une faille avait participé au glissement. C'est l'interprétation qui est figurée sur la coupe de la figure 5. 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.

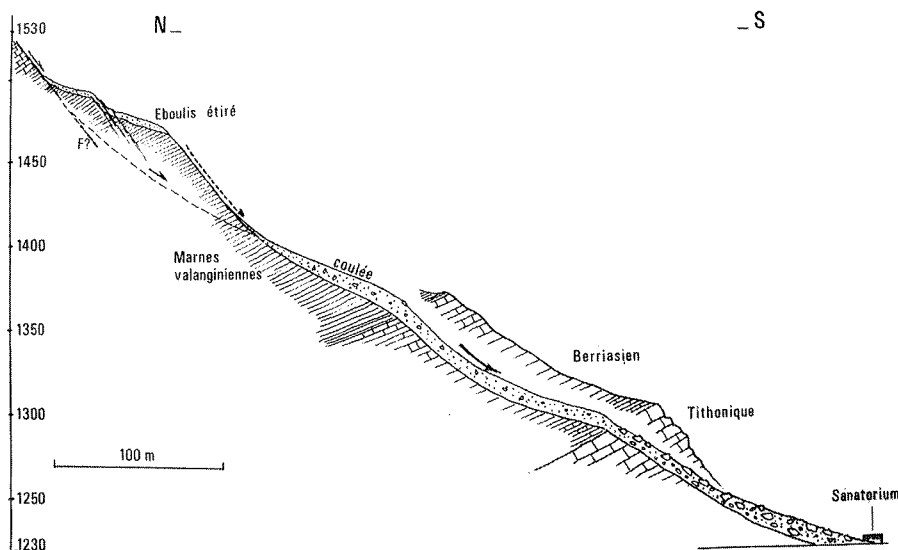


FIG. 5 Coupe de la coulée du plateau d'Assy.
Section of the Plateau d'Assy flow slide.

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.

3

La catastrophe du plateau d'Assy, point de départ d'une cartographie d'aléa moderne

3.1

Les travaux méthodologiques

C'est au début des années 70 que la méthodologie de cartographie des phénomènes d'instabilité actifs ou potentiels a été mise au point (groupe de travail ZERMOS, cf. *infra* § 4.2). 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 (LCPC-CFGI, 2000). La recherche des événements passés est essentielle aussi sur un plan pédagogique, pour éviter le classique « ... mais nous ne savions pas ! ».



FIG. 6 Vue de la zone de départ de la coulée du plateau d'Assy.
View of the upper part of the Plateau d'Assy flow slide.

3.2

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 développa et leur utilisation se généralisait ; elles se révélaient particulièrement favorables à l'identification des terrains en mouvement.

3.3

La délimitation des zones affectées par les instabilités 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 hm³ de terrain mais dont l'énergie cinétique au maximum de sa vitesse était inférieure à 1 Joule (Durville, 1992) ;
- 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 grande vitesse et 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.

3.4

La prévision 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. Ceci impose une instrumentation et des mesures dont le volume et le coût varient beaucoup en fonction de la surface à couvrir et, comme dans tout cas de mesure physique, le stade final est une phase d'interprétation. 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. Pourtant, en matière de risque naturel hydrologique, les prévisions de débits des crues sont essentiellement probabilistes, et cela est admis. Une différence majeure sépare toutefois ces deux cas : les crues, en un point donné des cours d'eau, sont répétitives, à l'opposé des glissements de terrain.

Dans le cas du plateau d'Assy, pour répondre à la question du préfet quant à la prévision, il aurait fallu déceler l'amarce 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.

4

La réponse 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 ;
- à l'établissement d'une législation et d'une réglementation spécifique.

4.1

Les réactions immédiates

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.

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 1^{er} 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).

4.2

Les développements ultérieurs

Plusieurs actions se mettent en place dans les années 70.

En 1974, le BRGM⁴ et le LCPC⁵ 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'adjoit 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 (Champetier de Ribes, 1987).

L'une de ces cartes, éditée par le BRGM en 1976 à l'échelle 1/20 000, concerne le territoire de Passy-Servoz (Fig. 7) ; 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.



FIG. 7 Extrait de la carte ZERMOS de Passy-Servoz (d'après BRGM, auteur A. Pachoud, 1976).

Extract from the hazard map of Passy-Servoz.

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 gris 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 valeur des pentes ne semble pas avoir été prise en considération et la zone grise rassemble des contextes morphologiques et géologiques très différents.

Concernant l'extension de la zone gris 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 ?

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. L'appréciation du danger est subjective et peut certainement être discutée, en l'absence de faits chronologiquement avérés. 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.

⁽⁴⁾ Bureau de recherches géologiques et minières.

⁽⁵⁾ Laboratoire central des Ponts et Chaussées.

Les évolutions plus récentes

Sous l'impulsion d'Haroun Tazieff, la loi du 13 juillet 1982 relative à l'indemnisation des 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'Île-Falcon au pied de la Séchilienne, menacé par l'effondrement prochain et inévitable de plusieurs dizaines de millions de m³ 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'Île-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 (Fig. 8) 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 scierie⁶. 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.

⁽⁶⁾ Le PPR approuvé en 1997 placera cette scierie en zone « rouge », inconstructible, à la fois pour les chutes de blocs et pour la menace du glissement de grande ampleur.

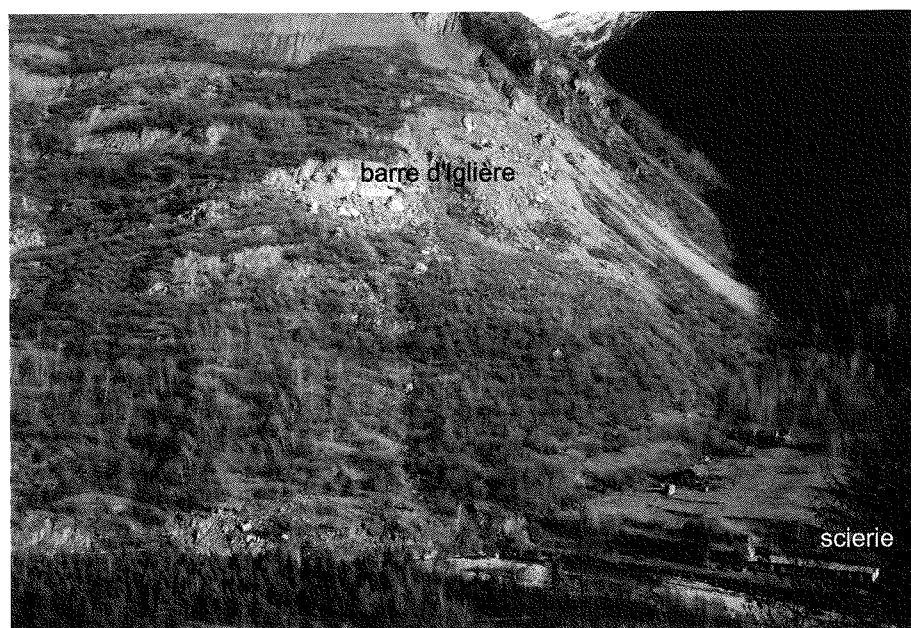


FIG. 8

Glissement de La Clapière (Alpes-Maritimes) : la partie sud-est du glissement avec la barre rocheuse d'Iglière et la scierie évacuée.
Picture of La Clapière (Alpes-Maritimes, France) landslide, showing the Iglière cliff and the evacuated sawmill.

Bibliographie

- Antoine P., Biarez J., Desvarreux P., Mougin J.-P. – Les problèmes posés par la stabilité des pentes dans les régions montagneuses. *Géologie alpine*, t. 47, 1971, p. 5-24.
- Antoine P., Pachoud A. – Enseignements tirés de deux essais de cartographie systématique de glissements de terrain. *Bull. Liaison Labo. P. et Ch.*, 150-151, 1976, p. 31-39.
- Antoine P. – Some unexpected features of landslides. *Proceedings 5th International Symposium on Landslides*, C. Bonnard ed., Lausanne, Balkema, 1988, p. 1389-1392.
- Besson L. – *Les risques naturels : de la connaissance pratique à la gestion administrative*. Techni-Cités, 2005, 592 p.
- Champetier de Ribes G. – La cartographie des mouvements de terrain. Des ZERMOS aux PER. *Bull. Liaison Labo. P. et Ch.*, 150-151, 1987, p. 9-19.
- Debelmas J. – Les géologues alpins et les Alpes : 150 ans d'efforts et de découvertes. *Géologues*, n° 160, 2009, p. 16-19.
- Durville J.-L. – Mécanismes et modèles de comportement des grands mouvements de versants. *Bull. A.I.G.I.*, n° 45, 1992, p. 25-42.
- Froment L. – *Le Claps et l'ancien lac de Luc-en-Diois*, CGP Antibes, 1983, 42 p., 2^e éd.
- Kerckhove C. – Feuille Barcelonnette de la carte géologique de la France à 1/50 000 et notice explicative, BRGM, Orléans, 1971.
- LCPC-CFGI – *Caractérisation et cartographie de l'aléa dû aux mouvements de terrain*. Collection Environnement. LCPC, 2000, 90 p.
- Liochon M. – Aspects juridiques des problèmes de glissements de terrain. *Bull. Liaison Labo. P. et Ch.*, spécial, mars 1976, p. 13-20.
- Pachoud A. – *Notre-Dame de Myans*. Trésors de la Savoie, 1983, 127 p.

L'effondrement en cours de construction du tunnel « METEOR »

M. RAT

Ingénieur général des Ponts
et Chaussées honoraire
6, rue des Abricotiers
92350 Le Plessis-Robinson
marcel.rat@free.fr

Résumé

Dans la nuit du 14 au 15 février 2003, la voûte du tunnel en construction pour le prolongement « Olympiades » de la ligne de métro « Météor » s'est effondrée, entraînant la formation d'un fontis dans la cour de l'école maternelle Auguste-Perret. Dans une première partie, on reprend le déroulement de l'opération : des études jusqu'au chantier. Puis on analyse sur les causes de la rupture. Enfin une rétro-analyse de l'opération est faite pour tirer les leçons d'un tel effondrement sur la conduite des études et des chantiers dans les zones à forts risques.

Mots-clés : tunnel, effondrement de la voûte, fontis, études géologiques et géotechniques, travaux, analyse de la rupture, leçons.

The collapse of the tunnel « METEOR » under construction

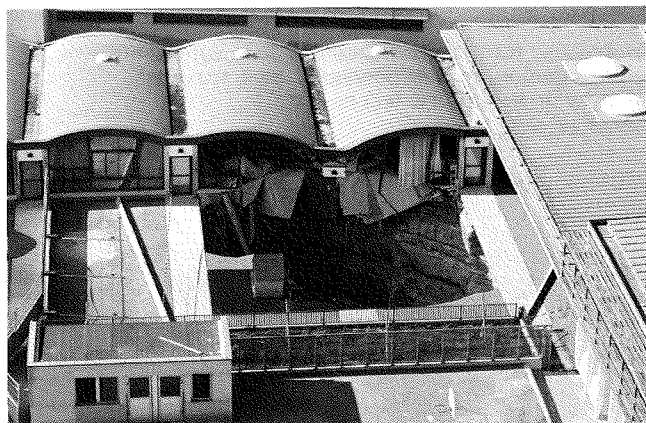
Abstract

In the night of the 14 at February 15, 2003, the vault of the tunnel in construction for the prolongation « Olympiades » of the underground line « Météor »'s collapsed, involving the formation of a fontis in the court of the school « Auguste Perret ». In a first part, we resume the progress of the operation: from the initial studies to the construction site. Then we analyze the causes of the rupture. Finally a retro analysis of the operation is made to learn the lessons from such a collapse on the control of the studies and the construction in zones at the strong risks.

Key words: tunnel, collapse of the vault fontis, geological and geotechnical studies, construction, analysis of the rupture, lessons.

Introduction

Dans la nuit du 14 au 15 février 2003, la voûte du hall d'entretien en construction pour le prolongement « Olympiades » de la ligne de métro « Météor » s'est effondrée, entraînant la formation d'un fontis de 15 m de diamètre environ dans la cour de l'école maternelle Auguste-Perret (Photo 1). Compte tenu des conséquences qu'un tel événement aurait pu avoir, le ministre de l'Équipement a demandé qu'une enquête administrative soit faite sur le déroulement de cette opération afin d'en tirer tous les enseignements. Cet article reprend seulement les aspects géotechniques analysés pendant cette enquête.



© RATP PIL - Didier Dupuy

560n10 - 21/02/2003

PHOTO 1 Vue du fontis.

Le projet de prolongement (Fig. 1) comportait, outre le hall d'entretien de 145 m de longueur et 14,5 m d'ouverture, un tunnel de circulation des rames de 7,6 m d'ouverture. Le choix du tracé a été guidé par un environnement très contraint : bâtiments avec sous-sol, écoles, carrières et par les prolongements éventuels de la ligne ; il a été fait après l'étude de nombreuses variantes. Les conditions géologiques – présence des argiles du Sparnacien aux très faibles caractéristiques mécaniques ont conduit à retenir un ouvrage à faible profondeur – 10 m au-dessus de la voûte à comparer au 14,5 m d'ouverture – pour que le radier soit calé au-dessus de ces argiles qui auraient pu conduire à des tassements importants et à des désordres suite à leur gonflement (Fig. 2).

Déroulement de l'opération

Les études

Les reconnaissances se sont étalées sur une longue période : 8 ans ; plusieurs entreprises de sondages y ont participé. Il en résulte une certaine variabilité dans les descriptions des terrains. Le tracé, qui se développe sur une longueur de 680 mètres, a été reconnu par 15 sondages carottés, un puits et 27 sondages destructifs. Compte tenu de l'étude de différentes variantes, on disposait au total de 31 sondages carottés et 35 sondages destructifs. Au niveau du hall (Fig. 3), on disposait de 3 sondages carottés au voisinage des extrémités, d'un essai de 12 sondages carottés pour reconnaître la zone des carrières remblayées, de deux sondages pressiométriques, de sondages destructifs et d'un puits. Ces données acquises par la RATP étaient complétées par deux campagnes de reconnaissance faites

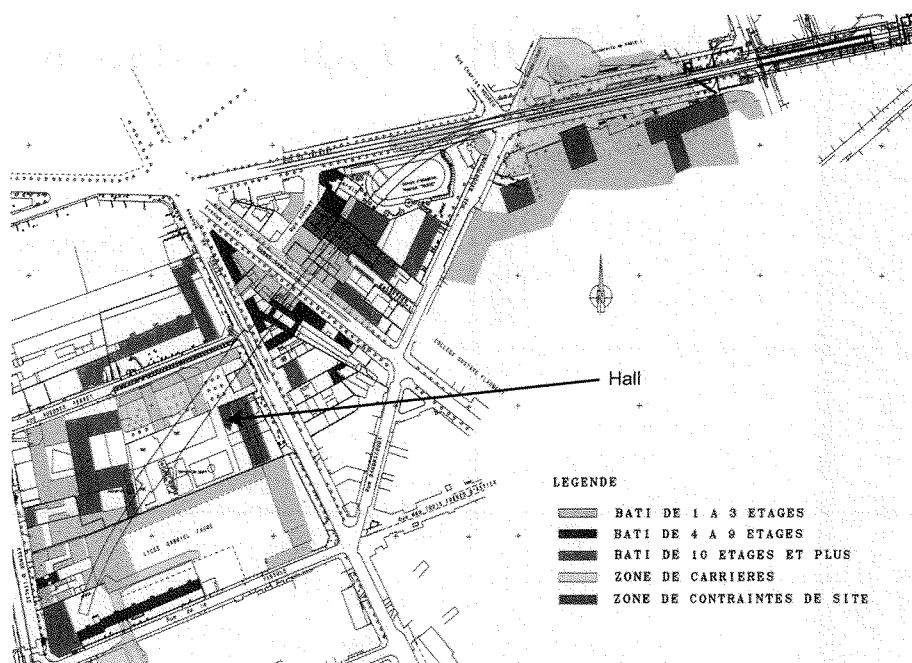


FIG. 1 Plan de situation.

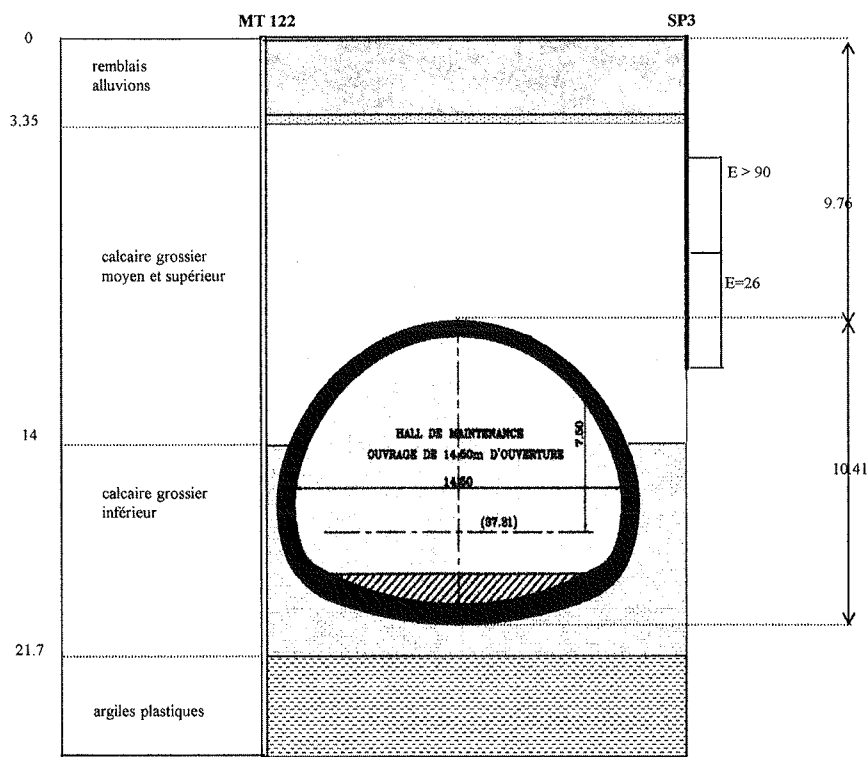


FIG. 2 Coupe de l'ouvrage.

par la ville de Paris dans le cadre de travaux d'agrandissement de l'école : 5 sondages pressiométriques et 6 sondages destructifs.

Au niveau du hall (Fig. 2), sous une épaisseur de l'ordre de 3 m de remblais et alluvions, on rencontre le calcaire grossier du Lutétien subdivisé en deux ensembles inférieur et supérieur sur une épaisseur de 17 m, puis les argiles du Sparnacien. La structure géologique sur l'axe est simple : un très faible pendage vers la Seine. A proximité immédiate du hall, le calcaire grossier

supérieur avait fait l'objet d'exploitation à ciel ouvert, remblayée par la suite.

De nombreux essais d'identification et de mesures des caractéristiques mécaniques ont été réalisés. Malheureusement, comme on redoutait le comportement des argiles, ils ont concerné avant tout ce matériau. Pour le calcaire grossier, seuls quelques essais ont pu être réalisés sur les carottes et leurs résultats comparés aux observations faites dans le puits de reconnaissance (essai de plaques) ou lors du creusement de la section

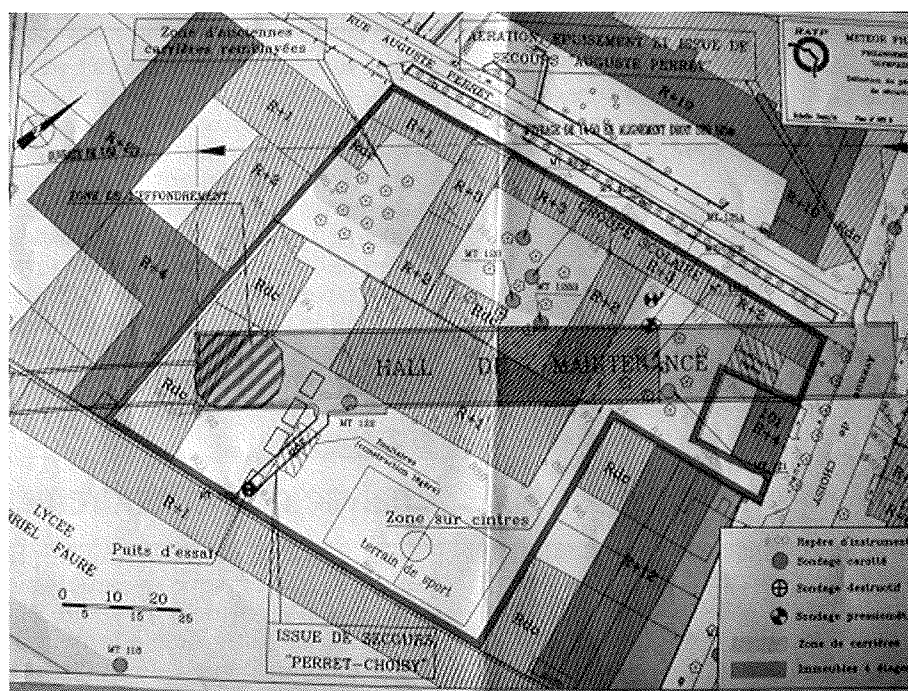


FIG. 3 Plan du hall.

précédente. Ceci a conduit à attribuer au calcaire grossier supérieur, pour l'ensemble du projet un module de 850 MPa et une cohésion de 500 kPa et un module de 1 000 à 1 500 MPa pour le calcaire grossier inférieur. Notons que ces valeurs étaient très supérieures aux modules mesurés au pressiomètre, au niveau du fontis, dans le calcaire grossier supérieur : 90 MPa pour les quatre premiers mètres et 26 pour les suivants.

Une première note de calcul a été faite pour étudier l'effet du gonflement des argiles sur les ouvrages souterrains. Elle montrait que la voûte du hall, malgré sa grande portée était autostable ; compte tenu de la commande, les auteurs ont examiné l'amplitude des tassements en surface, inférieurs à 10 mm et l'effet du gonflement à long terme des argiles plastiques. Cette note a été complétée en mars 2002 par une deuxième portant sur l'influence de la position du toit des argiles plastiques sur les tassements de surface ; elle a confirmé les résultats de la première.

La synthèse de toutes les études a été faite par les équipes de la RATP. Le contrôle extérieur de cette synthèse a été effectué par le bureau SIMECSOL.

Dans son avis, SIMECSOL note que « l'intérêt d'inscrire l'ouvrage dans le calcaire réside dans le fait que l'excavation est ainsi quasiment autostable avec des soutènements réduits ». Il recommandait la réalisation d'essais dilatométriques, pour obtenir la valeur du module de déformation du massif, ces essais étant plus représentatifs que les essais pressiométriques. (Ces essais n'ont été réalisés qu'après l'effondrement). Il concluait, que, dans ces conditions, pour les ouvrages jusqu'à 7,60 m d'ouverture, « un renforcement des terrains par boulonnage empêchant la décohesion du massif et la réalisation d'une coque en béton projeté destinée à reprendre le poids de blocs susceptibles de se détacher entre les boulons sont alors suffisants pour assurer la stabilité de l'excavation, en ajoutant qu'à tout moment ce soutènement peut être renforcé si les propriétés du calcaire grossier s'avèrent trop médiocres ». Cependant, pour la zone du hall, SIMECSOL retenait la solution envisagée par la RATP d'un soutènement plus lourd, constitué par des cintres réticulés et 30 cm de béton projeté (en sus du boulonnage), afin d'obtenir une rigidité suffisante et à titre de précaution. Il était prévu, en outre, une réalisation par demi-section et, au niveau des carrières à ciel ouvert une injection des remblais à partir d'une galerie pilote en partie supérieure de la section.

2.2

Les travaux

Le marché « travaux » a été conclu au forfait avec l'entreprise. Celle-ci a refait les calculs de stabilité sur la base des données géomécaniques indiquées ci-dessus portant sur la zone courante (hors carrière), s'appliquant donc au tronçon où s'est produit l'effondrement, elle a conclu à l'autostabilité de l'excavation (sans soutènement, ce qui confirmait les études précédentes). Elle conclut : « Aucun tassement important n'est visible au niveau du terrain naturel (maxi de 10,60 mm). On constate donc qu'aucun soutènement n'est nécessaire pour la stabilité de l'ouvrage ». Cette note ne mentionne pas les convergences attendues lors du creusement du stross.

Ces calculs ont été complétés par une application des principales classifications géomécaniques (AFTES, Barton, Bieniawski) pour conclure à « recommander la

mise en œuvre d'un soutènement provisoire constitué d'un boulonnage systématique à un pas de 1,5 à 2 m, à arrêter en fonction de la fracturation du terrain, complété par un treillis soudé et lorsque nécessaire par une couche de béton projeté de 30 mm d'épaisseur ». Il faut noter que l'application de ces méthodes a été très sommaire : calcul en sensibilité pour la fracturation du massif, en prenant pour seule discontinuité la stratification du massif.

La résistance des boulons de 3 m a été vérifiée par rapport à la suspension d'une épaisseur de calcaire de 1 m, ce qui montre bien que la préoccupation était la stabilité locale – chute de blocs – et non pas la stabilité de la voûte.

La RATP n'a pas accepté toutes les demandes de l'entreprise, exigeant une densité minimale de boulons et « une coque complémentaire de 100 mm de béton projeté mise en œuvre dans la semaine suivant l'excavation ».

Après l'étude de différentes variantes de creusement, l'excavation devait être effectuée en trois phases :

- demi-section supérieure, avec une hauteur de 4,30 m à la clé, donc un peu réduite par rapport à celle qui figurait sur le profil-type du marché ; elle était essentiellement dans le calcaire grossier supérieur ;
- stross sur 3,20 m d'épaisseur (jusqu'au niveau du rail futur), terrassé en 2 passes verticales elles-mêmes décomposées en deux parties (droite et gauche) ;
- terrassement du radier.

En demi-section supérieure, l'excavation a été menée en avançant, avec un décalage variable, deux galeries latérales de part et d'autre d'un pilier central rectangulaire, pour tenir compte du délai d'injection des carrières. Au niveau de l'effondrement, les travaux ont été interrompus en décembre après la première phase d'excavation du stross pour maintenir une rampe d'accès. Ils ne reprendront que le 14 février au matin.

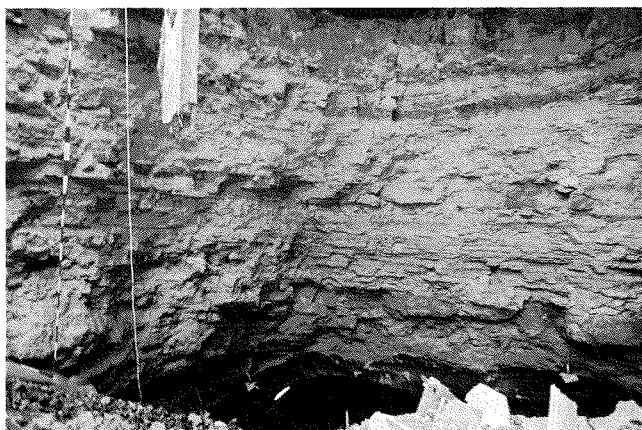
Le suivi géotechnique de travaux a été faible, aucun géotechnicien n'étant présent en permanence sur le chantier. Il consistait en la prise des photos des fronts, à des mesures de convergence et surtout à des mesures de tassement. Les comptes rendus journaliers de l'entreprise fournissaient quelques observations sur la qualité des terrains et sur les chutes de blocs. L'attention était seulement attirée par l'importance des tassements plus importants que ceux prévus allant localement jusqu'à 30 mm au niveau de l'effondrement au lieu de 10 calculés et autorisés (graphique). En revanche, la cuvette de tassement est pratiquement limitée à l'aplomb de l'excavation. Des mesures de convergence étaient aussi réalisées. Aucune observation ne laissait présager l'effondrement.

3

Analyse de l'effondrement

On ne dispose d'aucune donnée sur la formation du fontis et sur d'éventuels signes précurseurs, personne n'étant présent sur le chantier. Seules, les observations faites sur le fontis permettent d'imaginer le mécanisme de l'effondrement. On constate tout d'abord que les limites du fontis correspondent exactement au bord de l'excavation, ce qui est en accord avec la cuvette de tassement mesurée.

L'observation des bords du fontis fait ressortir une différence nette entre les bords droit (Photo 2), calcaire bien stratifié, en bancs peu épais, et gauche (Photo 3), pas de stratification.



© RATP PIL - Didier Dupuy

570n18 - 05/03/2003

PHOTO 2 Bord droit du fontis.



© RATP PIL - Didier Dupuy

571n22a - 05/03/2003

PHOTO 3 Bord gauche du fontis.

Ce bord gauche du fontis correspond probablement à une fissure ouverte avec des traces de circulation d'eau et d'altération du calcaire, cette fissure étant localisée à la limite du piédroit et ne se prolongeant pas dans le calcaire grossier inférieur. Une légère anomalie de la structure est aussi visible. D'une manière plus générale, le calcaire grossier supérieur apparaît particulièrement fissuré dans la zone de l'effondrement, (une fissure verticale est également apparente côté nord), la direction principale des fissures verticales est sensiblement parallèle à la direction du creusement, mais il existe une deuxième famille, moins marquée, dans une direction perpendiculaire.

Toutes les observations faites montrent que le calcaire grossier supérieur n'a pas les caractéristiques mécaniques homogènes qui lui ont été attribuées pour les calculs. En particulier, l'effondrement démontre que le calcaire supérieur n'a pas, à l'échelle de l'excavation, en raison de la présence de bancs à faible cohésion et de fractures verticales, une résistance suffisante pour

garantir la stabilité de la voûte du hall sans report de charge par effet d'arc. Elles montrent aussi, que lors de l'utilisation des classifications AFTES, Bienavski, en ne tenant pas compte de la fissuration verticale et de la faible épaisseur locale des bancs, les qualités du terrain ont été très surestimées.

Implicitement, en mettant en œuvre un soutènement léger, destiné à se prémunir contre des instabilités locales, on supposait que l'effet d'arc pourrait se maintenir dans le terrain sans difficulté. Plusieurs éléments défavorables ont joué :

- la raideur apparemment nettement plus grande du calcaire grossier inférieur (il n'est pas fracturé) n'a pas facilité la convergence de la voûte nécessaire au maintien de l'effet d'arc en cas de tendance au relâchement des contraintes de compression ;
- l'hétérogénéité et les singularités du terrain encaissant ont eu un rôle important compte tenu des dimensions de la voûte ;
- la voûte étant très plate, le rayon des arcs assurant le report de charge est plus grand, ce qui, d'une part, augmente leur chargement, d'autre part, les rend plus fragiles vis-à-vis des phénomènes de cisaillement entre bancs ou de relâchement par déplacement d'appui ;
- la longueur des arcs étant plus grande, le risque d'intercepter des zones fracturées défavorables était augmenté ;
- la division de la section adoptée pour le travaux n'a probablement pas favorisé la création de l'effet d'arc.

La coque en béton projeté, de 10 cm d'épaisseur seulement et à contour irrégulier, n'était pas à même de reprendre un report de charge important et brutal. Elle a quand même sans doute contribué à limiter l'extension de l'effondrement. Sur les quelques mètres les plus proches du fontis on pouvait remarquer des écaillages du béton projeté en voûte et en reins, traduisant son chargement. Cette partie n'ayant pas pu être consolidée après le premier sinistre, pour des questions de sécurité, s'est effondrée dans la nuit du 19 au 20 mars, sans que les mesures de tassement aient laissé prévoir cette deuxième rupture.

Il est donc probable que de légers déplacements au droit de ces zones de fissures ont entraîné une rupture brutale de l'effet d'arc, les vibrations lors de la reprise du chantier pouvant être l'élément déclencheur.

4

Analyse rétrospective de l'opération

A tous les stades du déroulement du projet, des observations ou des éléments n'ont pas été pris en compte.

4.1

Reconnaissance géologique

Toutes les données n'ont pas été utilisées. Des coupes précises des sondages carottés et l'utilisation de l'ensemble des sondages pour étudier la structure du site aurait attiré l'attention sur des petites anomalies géologiques que la seule coupe sur l'axe ne pouvait pas révéler. Les sondages destructifs avec enregistrement des paramètres de foration montrent que dans

la zone du hall, les bancs résistants ont une épaisseur généralement inférieure à 50 cm ; à partir de l'ensemble des sondages a été dressée la carte de l'interface entre deux bancs du calcaire grossier (Fig. 5). Elle met bien en évidence une anomalie au niveau du fontis. En complément des exploitations souterraines et à ciel ouvert, il existait des galeries de reconnaissance, encore visibles, dans le calcaire grossier. Celle sous l'avenue d'Ivry montrait l'importance de la fissuration verticale du calcaire dont la direction était voisine de celle du hall. L'absence d'exploitation dans cette zone provenait probablement de la mauvaise qualité du calcaire observé dans ces galeries.

4.2

Caractéristiques mécaniques

Il est effectivement très difficile d'apprécier les caractéristiques mécaniques du calcaire grossier, ce qui aurait dû conduire à une grande prudence. Si elle a été conduite normalement, il faut souligner qu'elle a été faite pour l'ensemble du projet bien que les reconnaissances aient mis en évidence une qualité moindre du calcaire dans la zone du hall (pour le reste du projet, le calcaire avait bien les caractéristiques prévues). En particulier, dans la zone du fontis, l'épaisseur des bancs est beaucoup plus faible. L'application des méthodes empiriques a conduit à surestimer fortement ces caractéristiques, d'autant plus que les sondages ne renseignaient pas sur la fissuration verticale. Il est plus surprenant de voir que les essais pressiométriques n'ont pas été pris en compte : les valeurs très faibles qu'ils fournissaient ont dû être considérées comme reflétant leur mauvaise qualité. Pour pallier ce manque, des essais dilatométriques avaient été demandés par le contrôle extérieur des études. Ils ont été malheureusement réalisés après le fontis. Ils montrent une très forte anisotropie des terrains, avec selon la direction des modules de 240 et 800 MPa, la valeur la plus faible

résultant de la fissuration ouverte des terrains. Comme souvent, c'est le sondage qui n'a pas été réalisé qui coûte le plus cher à la fin des travaux.

4.3

Modélisation

Les différentes modélisations ont conduit à des résultats quasiment identiques, ce qui n'est pas surprenant : elles procèdent toutes du même type de modèle et les caractéristiques mécaniques étaient les mêmes. Il aurait fallu pallier l'absence de données fiables en estimant par différents calculs l'influence des valeurs prises en compte. De ce fait, elles ont renforcé le sentiment de sécurité pour ce projet.

4.4

Suivi du chantier

Il a été sommaire et les observations faites n'ont pas été exploitées. Les tassements, à cause de leur répercussion sur le bâti, mobilisaient l'attention des acteurs. Le maître d'œuvre demandera, par exemple, un renforcement du soutènement au niveau de l'avenue de Choisy. Mais les divergences entre les tassements calculés et ceux observés ne sont jamais interprétées en terme de caractéristiques des terrains, donc de stabilité globale de l'excavation. Aucune relation n'apparaît entre les observations faites en tunnel et les tassements. La cuvette de tassement est pratiquement limitée à l'aplomb du hall. Dans la zone de l'effondrement, les tassements étaient quasiment stabilisés (Fig. 4).

Un premier rapport indiquait dès le 29 octobre 2002 que, pour retrouver des tassements de 16 mm à la fin de l'excavation de la demi-section supérieure il fallait introduire en clef de voûte une couche de calcaire avec des caractéristiques réduites. Mais les répercussions

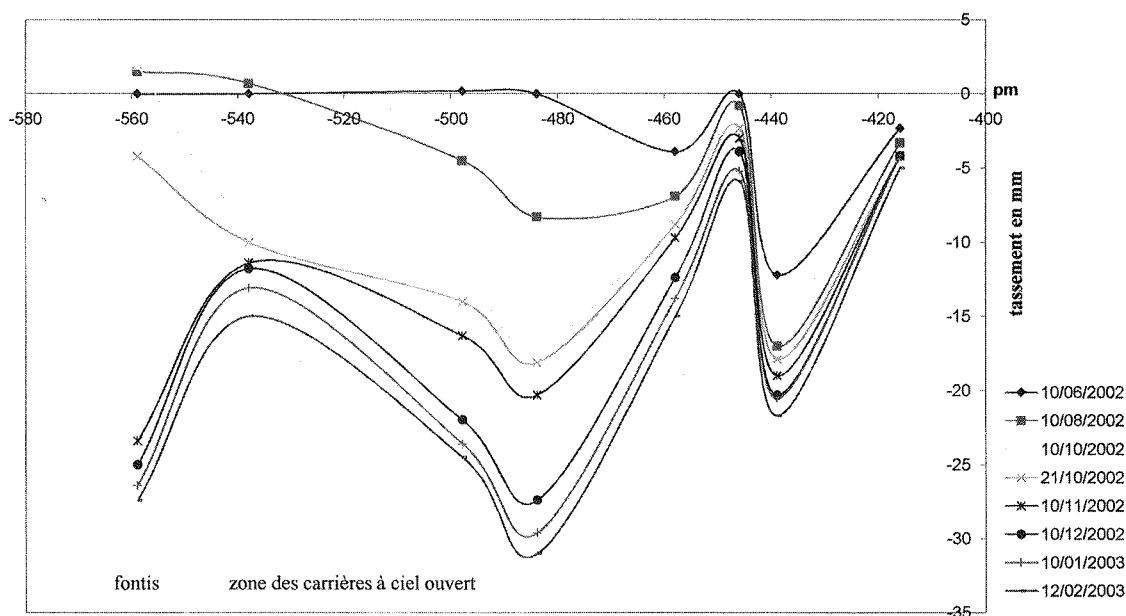


FIG. 4 Tassement dans l'axe du hall.

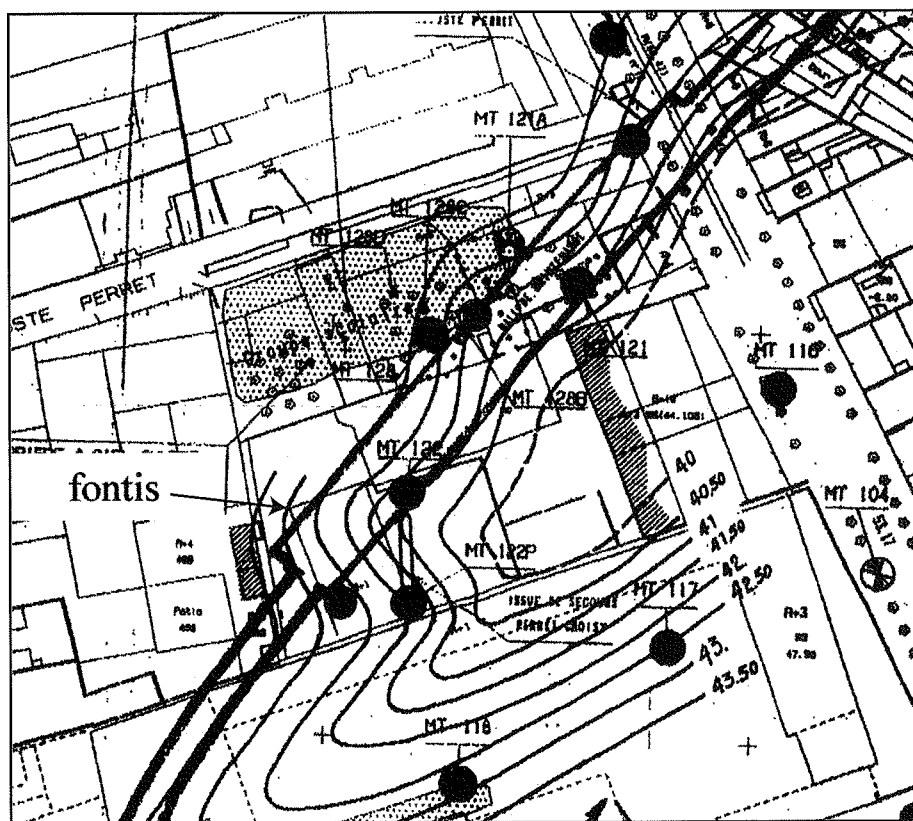


FIG. 5 Carte isohypse de l'interface lambourdes/banc à verrains (d'après M. Duvauchelle).

sur la stabilité de la voûte n'étaient pas mentionnées. La préoccupation au moment de l'effondrement était la méthode de réalisation du radier, pour minimiser les tassements.

Les convergences mesurées sur sept profils (dont un dans la zone effondrée) sont difficilement interprétables. En effet, compte tenu de la méthode par sections divisées, les profils ne sont posés qu'après l'excavation complète de la demi-section supérieure ; on ne voit donc que l'effet du creusement du stross. Le massif de calcaire grossier inférieur étant peu déformable, les convergences, au niveau de la demi-section supérieure sont faibles. Compte tenu de la précision des mesures, il n'est pas possible d'affirmer si celles-ci étaient complètement stabilisées avant l'effondrement, mais on n'observait pas de variation anormale entre les deux dernières mesures (la dernière mesure datait du 12 février 2003).

La lecture des comptes rendus journaliers, rédigés par l'entreprise a permis de suivre le déroulement des travaux. Ils renseignent sur la qualité des terrains et sur les hors profils. Ainsi sont mentionnés pour la première fois le 16 septembre 2002 des « terrains mauvais ! » au pm 543 sur le côté gauche de la galerie latérale gauche (pour mémoire, l'effondrement s'est produit entre les pm 550 et 565, la notion de droite et de gauche est définie en regardant le tunnel dans le sens des pm croissants). Cette mention restera, pour cette galerie latérale, dans pratiquement tous les comptes rendus jusqu'à la fin des travaux du hall. Il semble que la densité des boulons ait été notablement augmentée. On retrouve la même mention, au pm 485, mais sur l'excavation de la galerie droite.

Les chutes de blocs importantes, généralement en clef de voûte et les hors profils sont aussi notés : à partir

du pm 485, elles se multiplient : l'imprécision des relevés ne permet pas de suivre exactement leur développement et l'orientation de ces anomalies. Leur importance est très grande (Photo 4), puisqu'il en résulte des hors profils de 1 mètre alors que la couverture calcaire au-dessus de la voûte n'est que de 6,40 mètres. Il semble cependant qu'une bande de terrain de mauvaise qualité recoupe le hall entre les pm 485 et 566, sa direction étant donc très voisine de celle de la fracturation. Il n'y a pas eu de synthèse de l'ensemble de ces observations. Seul, le boulonnage a été renforcé pour tenir compte des chutes de blocs. A aucun moment, l'instabilité de la voûte n'a été envisagée.

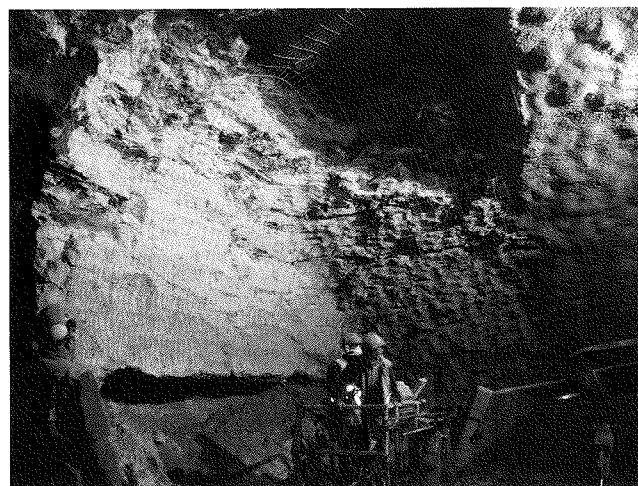


PHOTO 4 Hors profil.

Toutes ces observations auraient dû conduire à un renforcement du soutènement comme prévu au marché. Mais la prise d'une telle décision n'était certainement pas favorisée dans le cadre d'un marché conclu au forfait.

5

Conclusion

Les accidents de chantier sont généralement la conséquence de l'accumulation d'erreurs successives, comme le démontre malheureusement ce cas. On retrouve ainsi les causes habituelles : la confiance excessive liée à l'expérience de chantiers similaires,

qui ne tient pas compte des spécificités locales, l'attention focalisée sur un problème, les tassements, au détriment des autres aspects, une absence de synthèse des reconnaissances géologiques, en particulier les coupes géologiques sont sur l'axe des projets et, rarement sur les profils en travers, une confiance absolue des acteurs dans les modélisations, l'absence de géotechnicien qualifié pour suivre le chantier, l'absence de comparaison entre les hypothèses faites au niveau des études et les conditions réelles de chantier permettant d'orienter le chantier et des réactions inappropriées des différents acteurs. Il est souhaitable pour ce type d'opération complexe qu'un contrôle externe continu soit réalisé dès la phase des études jusqu'à la fin des travaux.

L'effondrement du tunnel de chemin de fer de Vierzy

P. HABIB

Ancien Président
du Comité français
de mécanique des roches
Conseiller scientifique
du LMS
(École polytechnique-
École des mines de Paris)
LMS
École polytechnique
91128 Palaiseau Cedex

Résumé

Le tunnel du chemin de fer de Vierzy s'est effondré en juin 1972 pendant des travaux d'entretien après une très longue période de service marquée par des réparations liées à l'ancienneté et à des destructions militaires.

Mots-clés : tunnel de chemin de fer, effondrement.

The collapse of the Vierzy railway tunnel

Abstract

After a very long time since the tunnelling of the Vierzy railway tunnel it collapsed all of a sudden.

Key words: railway tunnel, collapse.

A l'encontre des cas cités au cours cette réunion, l'effondrement du tunnel de Vierz y le 16 juin 1972 n'a pas apporté grand-chose à la mécanique des roches, si ce n'est de confirmer que la rupture des roches peut se produire après de très long temps, comme cela a eu lieu dans certains stots des mines de fer de Lorraine ou lors de l'effondrement de Clamart. Cependant, comme cette catastrophe a fait une centaine de morts on ne peut pas négliger d'en parler.

Le tunnel de Vierz y a une longueur de 1 394 m ; il avait été construit dix ans avant la guerre de 1870, sous un recouvrement de 40 m. Sa réalisation avait été faite dans des conditions tout à fait favorables, dans les sables de Cuise directement sous les calcaires grossiers de la région parisienne. On ne pouvait pas rêver mieux. Il n'y avait pas d'eau ou très peu, et localement ; le toit tenait plutôt bien ; il était soutenu par des parements en bonne maçonnerie de blocs de calcaire grossier prélevés et taillés en carrière, mais probablement sans attendre la dessiccation des pierres à l'air, ce qui, comme on le sait, renforce la résistance des calcaires, même si la pierre est ensuite ré-humidifiée. Évidemment les propriétés du toit calcaire pouvaient varier d'un point à un autre car la base des Calcaires Grossiers c'est le Lutétien qui n'est pas aussi bon que le Banc royal...

Malheureusement, le site de ce tunnel était vraiment très mal placé : au cours des guerres de 1870, de 1914-1918, de 1939-1945, toutes les armées en retraite qui passaient par là ont saboté le tunnel en partant, de façon à entraver la marche de leurs adversaires. Au moins quatre fois ; ce qui évidemment n'a pas été très bon pour la santé de l'ouvrage...

Vers 1930, certains parements avaient montré en hiver des signes de fatigue, avec des dégradations en surface, voire de l'écaillage de la maçonnerie, et à partir de cette alerte on a diagnostiqué une gélivité de la pierre. Cette hypothèse était vraisemblable car la région de Villers-Cotterêts jusqu'à Soissons et même vers Reims peut être très froide en hiver, avec des températures jusqu'à -15 °C. Il fut donc décidé de remplacer le soutènement par des panneaux préfabriqués de briques. La situation ainsi améliorée a été surveillée et a montré à nouveau, après quelques dizaines d'années, des dégradations superficielles des briques que l'on a alors sans doute considérées elles aussi comme probablement gélives. La SNCF décida alors un traitement plus lourd sur 71 m de longueur avec un décaissage des revêtements par courtes longueurs, la mise en place d'un treillis soudé puis d'un béton projeté de sept centimètres d'épaisseur, les creux de la voûte après démolition du mortier de liaison ayant été garnis de béton venant en surépaisseur : cette remise en état était donc beaucoup plus importante et plus efficace que l'intervention précédente.

Alors là, trois malchances se produisent. D'abord le compresseur, nécessaire pour la projection du béton, tombe en panne le 5 avril. Pour ne pas retarder les travaux, il est alors décidé de les reprendre par le nord, c'est-à-dire par l'autre bout de la rénovation de 71 m toujours par longueurs courtes de 7 m et en revenant vers ce qui avait déjà été fait, c'est-à-dire les 6 m déjà découverts. Les travaux sont presque terminés et le soir du dernier jour, les derniers 6 m ayant été décaissés, la journée de travail étant finie sans problème apparent, tout le monde quitte le chantier et le tunnel. Ultérieurement, une locomotive isolée passe dans le tunnel. Ultérieurement encore, après un délai non identifié, le

tunnel s'effondre et c'est là la deuxième malchance : car si le travail n'avait pas été abandonné il est probable que les travailleurs se seraient rendu compte de l'imminence de l'effondrement ; ils auraient alors pu prendre, peut-être, quelques précautions, mais surtout faire prévenir les trains que la voie n'était plus libre. De plus si les ouvriers en partant n'avaient pas encore quitté le tunnel, ils auraient probablement entendu le vacarme de l'effondrement. Et que dire du passage de la locomotive isolée ? A partir de ce moment, il n'y avait plus personne dans le tunnel, mais un énorme tas de pierres au milieu des voies et au-dessus une grande cloche d'effondrement à la place du toit. La longueur de l'éboulement était de 14 mètres.

Puis vient l'autorail de Paris vers Soissons, à 108 km/h ; à 20 h 55 la motrice monte sur le tas de pierres et va s'encastrer dans la cloche du toit.

Puis vient l'autorail de Soissons vers Paris, à 90 km/h, qui s'écrase à son tour à 20 h 56 sur le tas de pierres. Dans les deux cas, aucune trace de freinage n'a été trouvée.

On imagine alors l'horreur du drame, dans l'obscurité, avec les cris des blessés sans secours, ou des secours qui ne pourront parvenir qu'au bout d'un temps très long...

En fait, une dalle de calcaire du Lutétien à l'emplacement de l'effondrement s'était détachée de la base des calcaires grossiers et s'appuyait sur le tunnel. Celui-ci avait commencé à « souffrir » d'une très lente rupture différée qui s'était manifestée par des dégradations sur des parements, qu'ils soient en pierres ou en briques. Et, voilà la troisième malchance : c'est le fait que la panne de compresseur se soit produite justement en ce lieu très particulier où une dalle calcaire s'était décollée, où un joint de stratification s'était ouvert au-dessus d'elle déjà depuis un temps très long et où cette dalle surchargeait le tunnel, d'où les désordres observés. Mais depuis quand ? Certainement depuis très longtemps, car dans le vide du décollement on a trouvé les traces noirâtres de la fumée des convois, c'est-à-dire des traces très anciennes, et d'ailleurs sans qu'on sache très bien par quelles fissures ces fumées avaient pu circuler dans ce joint. Les vibrations engendrées par le passage des trains ont donc eu le temps, bien avant la catastrophe, de secouer cet emplacement désormais très sensible.

La figure 1 représente le profil en long de la partie effondrée du tunnel de Vierz y avec le massif sur lequel les convois se sont brisés.

La figure 2 est une photographie de la brèche d'effondrement du côté de Soissons. On y voit nettement le banc de calcaire qui s'est plié pour « s'asseoir » sur la voûte du tunnel.

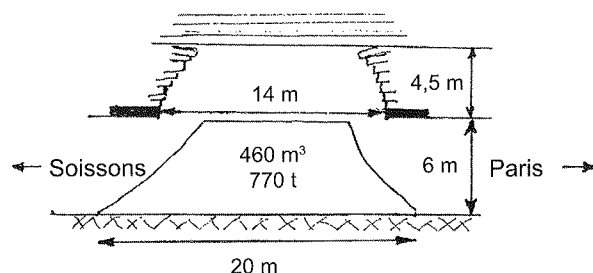


FIG. 1 Profil en long de l'effondrement du tunnel de Vierz y.

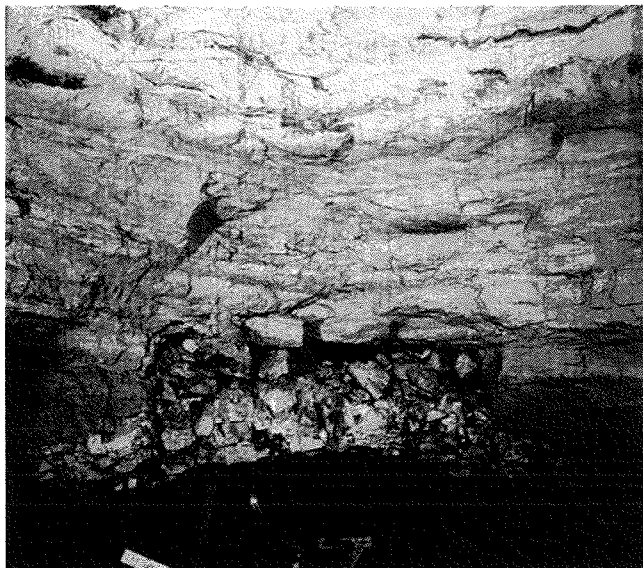


FIG. 2 Effondrement du tunnel côté Soissons.

La figure 3 est une photographie à 14 m au sud de la précédente qui représente la brèche d'effondrement du côté de Vierzy. On y voit distinctement le panneau de briques de la précédente réparation qui n'a pas encore été enlevé, ainsi que la galerie pilote au toit du tunnel, plus ou moins bien tassée et liée au Lutétien et surtout tout en haut, au plafond, la fissure au-dessus du banc décollé de la masse effondrée.

Décollement du banc

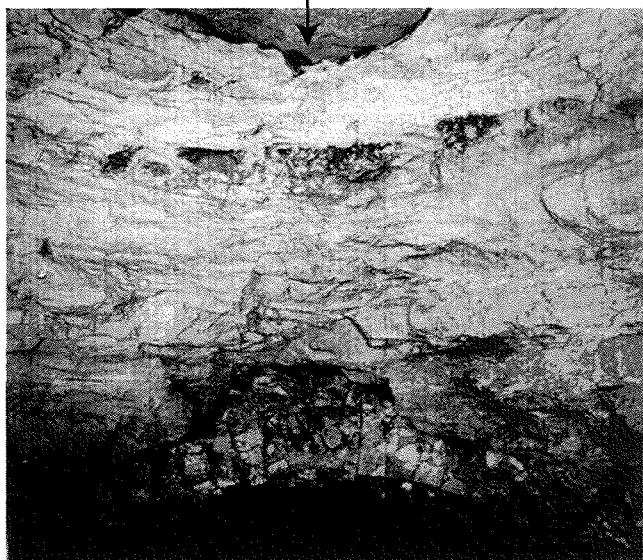


FIG. 3 Effondrement du tunnel côté Vierzy.

L'effondrement du tunnel de Vierzy a mis beaucoup de temps à se produire entre le moment d'un chargement excessif et la rupture franche. Mais quand a lieu le chargement excessif ? Probablement au cours d'un sabotage du tunnel. Mais quel sabotage puisqu'il y en a eu plusieurs ! L'écaillage observé en parement a été attribué à la gélivité des pierres calcaires, ce qui est à peine crédible car le tunnel, dès la construction, est apparu comme étant pratiquement sec, sauf localement. Quant à l'écaillage des rouleaux de briques, il peut difficilement être justifié par la gélivité des briques et apparaît davantage devoir être attribué à une contrainte tangentielle presque excessive qui s'achemine vers une rupture différée. Ce cheminement est un des sujets les plus difficiles de la Mécanique des Roches. L'effondrement différé de Vierzy peut être rapproché de celui de la carrière de craie de Clamart, Issy-les-Moulineaux, par la durée de son apparente stabilité.

Vers les années 30, Armand Mayer (qui fut bien plus tard à l'origine de la création du Comité français de mécanique des roches), ingénieur des Mines à l'Inspection générale des carrières de Paris, fut chargé d'expertiser cette carrière qui paraissait un peu douteuse. Il fit réaliser des essais de compression simple sur des éprouvettes de craie prélevées dans la carrière pour les comparer à la contrainte dans les piliers, calculée à partir du poids des terres et de la surface des sections droites des piliers de craie. En somme une mécanique des roches élémentaire. La résistance de la craie étant le double de la contrainte moyenne dans les piliers il trouva que ce coefficient de sécurité était trop petit et le terrain de surface fut déclaré inconstructible.

Après la guerre de 1939-1945, rien ne s'étant produit depuis vingt ans, la poussée démographique aidant, le terrain fut utilisé pour des constructions relativement légères par rapport au poids des terres. En 1961, l'effondrement de six hectares engendra de gros dégâts en surface avec des immeubles détruits, une vingtaine de décès et de nombreux blessés. Armand Mayer avait eu tort pendant trente ans. Mais il a eu raison après.

Le cas des falaises qui s'effondrent après de nombreuses années est moins significatif car les tempêtes, la température, la météo peuvent jouer. Mais le calme d'une carrière fermée est bien plus difficile à commenter et montre la difficulté de la prévision de la rupture différée.

Bibliographie

Rapport de l'enquête administrative du 11 mars 1973, présidée par J. Rérolle (J. Goguel, J. Kérisel, F. Ramel, L. Lupiac et P. Duffaut).
Publié au J.O. du 11 avril 1973, p. 53 à 72.

Tunnel ferroviaire de Vierzy : vieillissement, altération des maçonneries calcaires

Causes de l'effondrement catastrophique
du 16 juin 1972

M. ARNOULD

Consultant

6, rue Carrière-Marlé
92340 Bourg-la-Reine
marcelarnould@yahoo.fr

Résumé

Le tunnel ferroviaire de Vierzy a été creusé en 1859-1860 dans des sables cuisiens sous 38 m de couverture essentiellement de calcaires lutétiens. L'accident est dû à l'effondrement de 15 m de longueur de voûte maçonnée et de 4 m 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 17 m de haut, 50 m de longueur en axe, 10 000 m³ d'éboulis, à 20 m 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 encastés dans l'éboulis faisant 108 morts. C'est la troisième plus grande catastrophe de l'histoire ferroviaire française.

Mots-clés : tunnel, ferroviaire, effondrement, Lutétien, calcaires, suies, altération, bactéries, gélifraction.

Vierzy railway tunnel: ageing, alteration of calcareous masonry Causes of the catastrophic collapse, June 16, 1972

Abstract

The Vierzy railway tunnel was excavated in 1859-1860 in cuisan sands below 38 m of essentially lutetian limestones. The accident is due to the collapse of the roof of the tunnel on a 15 m long section and of about 4 m 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 » 50 m long, 17 m high, and a cone of 10,000 m³ debris at 20 m 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: tunnel, railway, 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 10 km au sud de Soissons. Après 31 trains dans la journée, une locomotive haut le pied est passée dans le tunnel à 20 h 23 sans relever d'anomalie. A 20 h 55 un autorail venant de Paris à sa vitesse normale de 108 km/h s'est encastré dans une masse éboulée. Dans l'autre sens à 20 h 56 un autorail venant de Laon a fait de même à 90 km/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 15 m linéaires de voûte entre les PK 94,760 et 94,775. L'éboulis d'un volume total de 460 m³ a atteint 5 m de hauteur maximale au-dessus du niveau du rail et la cloche d'effondrement 5 m 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 1 401 m de long (PK 94,208 à PK 95,609).

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

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

vées. Du point de vue géologique l'idée était un creusement dans les sables fins du Cuisien sous une couverture de calcaires lutétiens.

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

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

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 12 à 15 m par mois. Ici 5 sections étaient prévues : deux de 250 m, à partir de chacune des entrées et trois de 300 m 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 325 m de long, suivie d'une section de 250 m. 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 faite, de 3 m sur 3, boisée, ensuite élargie en voûte avec étayage puis creusement du stross et confection des piédroits et de la voûte maçonnée.

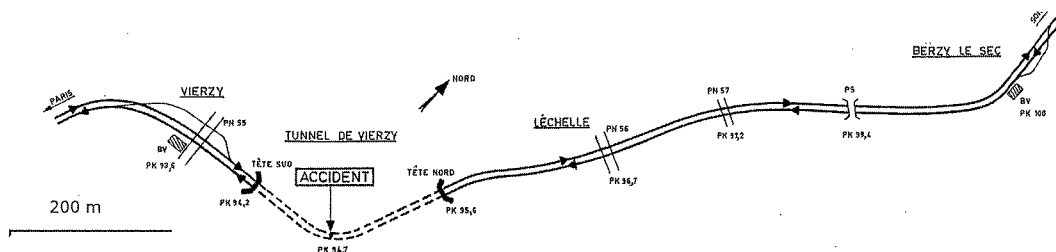


FIG. 1 Tracé en plan (Archives SNCF).
Horizontal alignment.

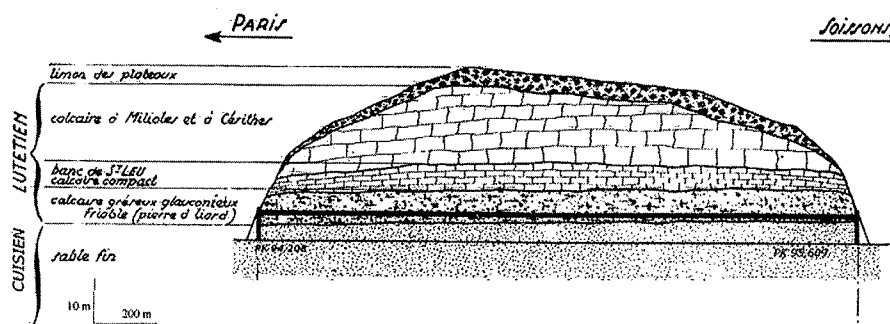
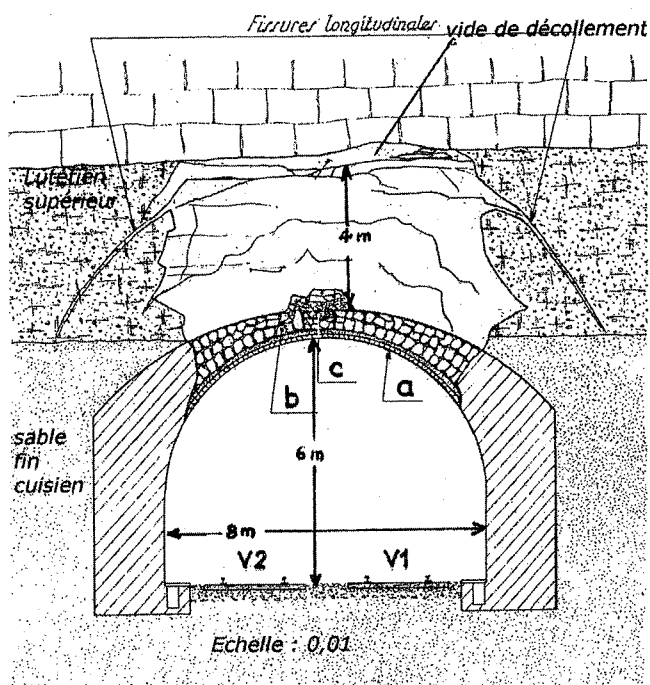


FIG. 2 Profil en long et coupe géologique simplifiée du projet (Archives SNCF).
Longitudinal profile and simplified geological cross section.



- a : Contrevoûte en briques filées en cours de démolition
b : maçonnerie de moellons calcaire
c : blocage de moellons

FIG. 3 Profil en travers du tunnel et coupe transversale de la cloche d'effondrement, lèvre sud (Archives SNCF).
Transverse profile of the tunnel and of collapse limits.

3

Géologie

3.1

Stratigraphie et lithologie

Nous sommes dans le Tertiaire du Bassin parisien, plus précisément dans l'Éocène, étages Lutétien et Cuisien. Une coupe simplifiée de la colline selon le profil en long du tunnel (Fig. 2) montre sous une couverture de formations superficielles un massif de calcaires lutétiens surmontant des sables cuisien 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 (Fig. 5) 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 3 à 6 m d'épaisseur, le « calcaire de Saint-Leu ». C'est ce banc qui constitue la dalle visible au toit de la cloche d'effondrement (Fig. 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 (cf. § 6). Cette carrière ne s'étend pas jusqu'à l'effondrement. Elle s'arrête à environ 5 m de sa lèvre sud.

– Lutétien inférieur (Fig. 4). Environ 5 m 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 1 m. On continue vers le bas par une alternance de bancs calcaires alternativement durs et tendres, souvent sableux, sur environ 2,5 m. Puis 1 à 2 m 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 2 m d'épaisseur est dénommé « glauconie grossière ». Le passage aux sables cuisien 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 faite atteint un banc de calcaire au-dessus du sommet de la « Glauconie grossière ». Il n'y a donc guère plus de 3 m à 3,50 m 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 4 m 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 ».

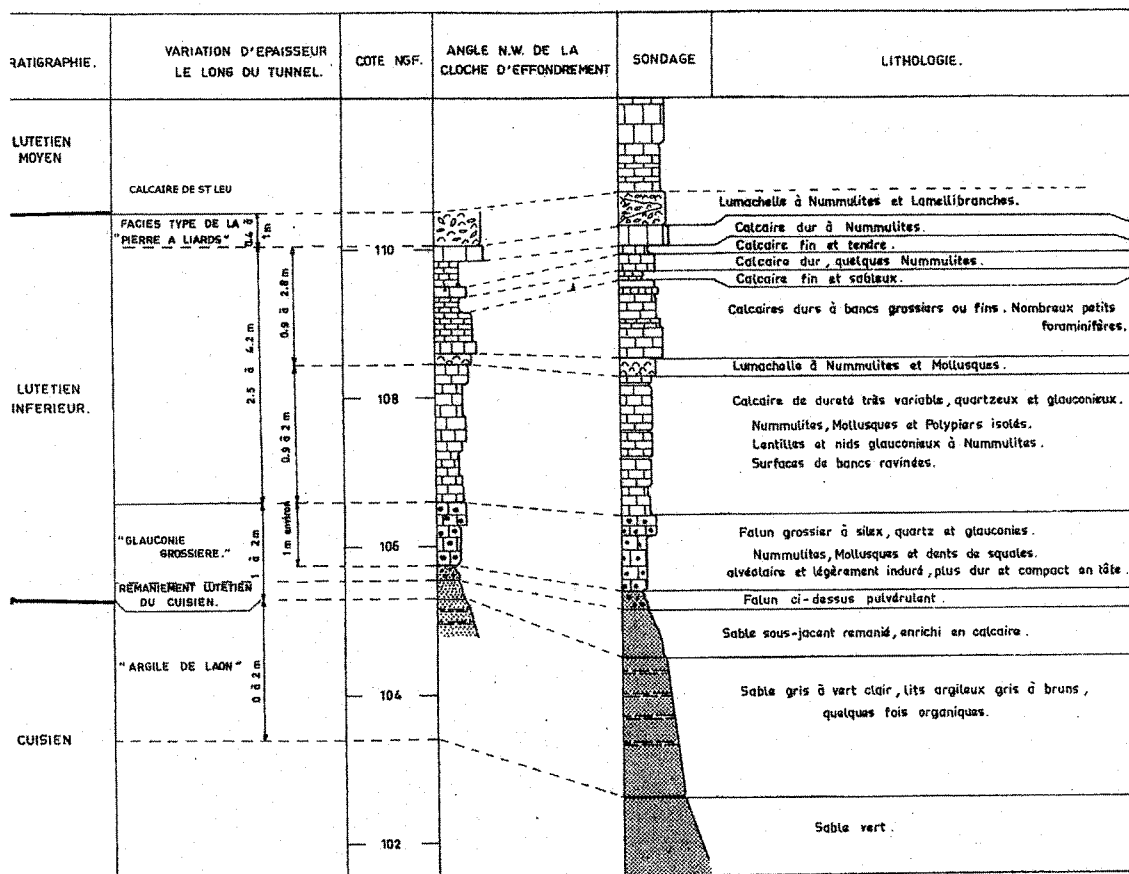


FIG. 4 Logs du Lutétien inférieur (d'après Pellerin, 1978).
Geological logs of lower Lutetian.

3.2

Données structurales

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

4

Hydrogéologie

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.

5

Karstification des calcaires lutétiens. Vides et dépôts de suie dans le lutétien inférieur

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 rubéfections 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 5 m 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 0,30 à 0,50 m 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 (cf. § 6) ;

- 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 (Fig. 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

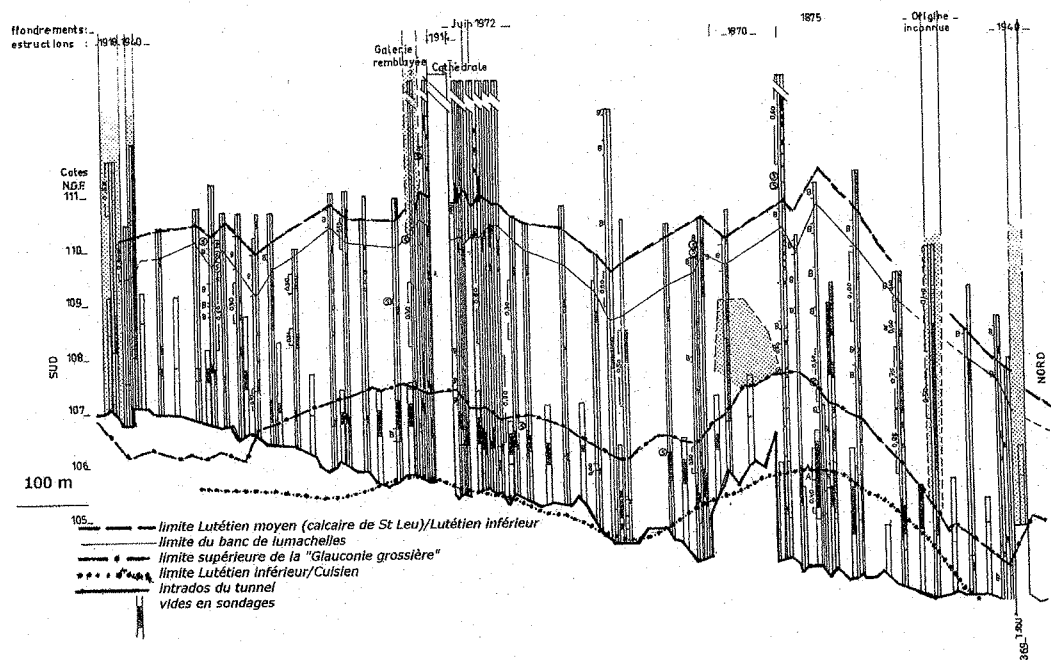


FIG. 5 Coupe géologique du tunnel et vides dans les sondages (d'après archives SNCF et Pellerin, 1978).

Geological cross section of the tunnel and voids in boreholes.

d'épaisseur. En moyenne selon F.-M. Pellerin (1978) il y a 20 cm 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 cuisien (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 cavernueuses 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 1,50 m dans un forage vertical en clé au PK 94,805, à 30 m 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.

6

La cloche d'effondrement et l'éboulis

La cloche d'effondrement a une hauteur maximale de 5 m au-dessus de l'intrados du tunnel et une longueur de 15 m 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 2^e et le 3^e 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, côté 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 portaient 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 « glaucanie grossière ». Le sommet de la voûte et l'encoche de la galerie de faite 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 3 à 3,5 m ; inférieure à 4 m.

Sur les parois de la cloche, le vide d'environ 0,30 à 0,50 m 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 20 m 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 0,20 m (au lieu des 0,70 m attendus) sur plus de 1 m 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 460 m³.

7

Vieillessement. Avatars significatifs de la vie du tunnel

7.1

Destructions militaires

La liste est impressionnante :

- 1870 : destruction par mines de deux tronçons de 30 m et de 14 m de long, entre les km 95,120 et 95,220, la position exacte n'est pas connue avec précision, suivie de reconstruction en 1873 ;
- 1^{er} septembre 1914, cinq « fourneaux de mines » placés au plancher de la carrière souterraine de calcaire, citée au § 3, ont provoqué un effondrement sur 50 m de longueur en axe entre les km 94,690 et 94,740 et 17 m de hauteur. 10 000 m³ d'éboulis ont été abattus (à comparer aux 460 m³ 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 40 m au voisinage de la tête sud entre les km 94,210 et 94,250 ;
- 9 juin 1940, aux deux extrémités, km 94,250 à 94,280 et 95,550 à 95,570.

7.2

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.

7.3

Éboulement de 1875

Un compte rendu en archives fait état d'un éboulement le 24 janvier 1875, à 315 m 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 : 315 m alors que la longueur de cette section d'entrée est de 250 m 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 ».

8

La voûte en maçonnerie

En section la voûte hémicirculaire de l'ouvrage a un rayon de 4 m. Elle s'appuie sur des piédroits verticaux de 2 m de hauteur et de 1,40 à 1,75 m d'épaisseur. Dans l'axe la clé de voûte est à 6 m 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 1,40 m à 1,70 m aux naissances et de 0,70 m à 0,90 m en clé. Un rouleau de parement épais de 0,20 m en briques cuites sur place liées par un mortier était quelquefois ajouté à l'intrados. À 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 faite...). Ces épaisseurs n'ont pas toujours été respectées. Un sondage à quelques mètres de l'éboulement côté sud n'a recoupé que 0,55 m de moellons appareillés surmontés de 0,20 m de moellons liés par un mortier de chaux. À la lèvre sud de la cloche d'effondrement il n'y avait que 0,20 m de moellons mal équarris, hourdés à la chaux, sur 1 m de longueur.

9

Altérations des maçonneries

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 15 cm 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 2 cm, 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.

10

Causes des altérations des maçonneries

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

Gélifraction

Les jets de vapeur et de gaz brûlants émis par les locomotives à des températures de 150 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° à l'intérieur du tunnel et - 18° près des têtes.

Attaque biochimique acide des carbonates

On connaît 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 au § 4. 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 I montre leur grande abondance là où il y a des suies.

L'altération biochimique acide des carbonates, alimentée en sulfures par les suies déposées par les

fumées 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 entraîné une dégradation des mortiers de chaux conduisant au descellement de moellons.

Conclusion. Causes de l'accident

La cause de l'accident du 16 juin 1972 est un effondrement de la voûte du tunnel dû à un enchaînement de causes de diverses natures qui se sont succédé 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, 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 qui a suivi 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.

TABLEAU I

Variation d'abondance de Thiobacilles sur des calcaires avec suie et sans suie dans le tunnel de Vierzy (Arnould, 1988).

TUNNEL	Thiobacilles Nombre de germes par gramme de pierre sèche	
	Échantillons de référence du calcaire lutétien (carrière d'origine)	20
	Éch. 1 : poudre, localisation dans le massif calcaire en relation indirecte avec le tunnel par les fissures	1 000
	Éch. 2 : croûte sans suie sur le calcaire du massif en relation directe avec le tunnel par une fissure	2 500
	Éch. 3 : croûte avec suie, sur moellons calcaires à la base d'une cheminée d'aération du tunnel	400 000

Maintenance des tunnels ferroviaires

J.-C. DAUMARIE

INEXIA

Département des Tunnels
et Espaces souterrains
1, place aux Étoiles
93212 Saint-Denis-la Plaine
Cedex

Résumé

Le patrimoine des tunnels ferroviaires est important et ancien. La variété des contextes géographiques et géologiques doit être soulignée, mais aussi l'homogénéité des structures et des matériaux utilisés.

Le vieillissement des ouvrages trouve son origine dans l'évolution des terrains encaissants et des ouvrages eux-mêmes : structures et matériaux, l'eau jouant un rôle important. Ces ouvrages anciens font l'objet d'une identification détaillée basée sur des données d'archives avec relevés d'avaries.

Une surveillance systématique donne lieu à des diagnostics et conduit à des investigations spécifiques : auscultations de divers types. Des opérations de maintenance préventive ou corrective sont programmées, respectueuses des contraintes d'exploitation.

Mots-clés : tunnels ferroviaires, vieillissement, surveillance, maintenance.

Maintenance intervention in railway tunnels

Abstract

Patrimony of railway tunnels is important and old. Diversity of geographical and geological contexts are to be pointed out, and also heterogeneity of the used materials and structures. Growing old of tunnels is linked to evolution of surrounding ground and also to tunnels themselves: materials and structures. Water has a very important role.

These old tunnels are dealt with a detailed identification based on archives data, with damage's statement.

A systematic monitoring is based on diagnostics and leads to specific investigation: diverse types of auscultation. Preventive or corrective maintenance interventions are precast, adapted to operation conditions.

Key words: railway tunnels, ageing, monitoring, maintenance.

101

Le patrimoine des tunnels ferroviaires

Le patrimoine des tunnels ferroviaires se définit par quelques caractéristiques bien marquées.

1.1

Un patrimoine important

On compte plus de 1 500 tunnels ferroviaires, pour près de 600 km de longueur cumulée, dont plus de 1 300, représentant plus de 550 km de longueur, sont sur lignes exploitées. Il s'agit d'un des patrimoines les plus importants d'Europe, comparable aux patrimoines italien, suisse ou autrichien.

A titre de comparaison avec le patrimoine routier, on notera que les tunnels routiers en France sont au nombre d'environ 750 pour plus de 200 km de longueur cumulée.

1.2

Un patrimoine ancien

Les tunnels ferroviaires français ont, pour plus de la moitié d'entre eux, plus de 125 ans et pour près de 90 % plus de 85 ans.

1.3

Un patrimoine homogène mais aussi hétérogène

L'hétérogénéité du patrimoine tient en premier lieu dans la dispersion géographique des ouvrages. Les tunnels sont en effet répartis non seulement dans les zones montagneuses, multiples en France, mais aussi, du fait des contraintes techniques de tracé et profil en long ferroviaires, dans des zones moins tourmentées. D'autres ouvrages sont implantés en zones urbaines, pour répondre aux contraintes d'occupation de la surface.

De cette dispersion résultent de grandes variétés affectant les conditions géologiques et climatiques, mais aussi le choix des matériaux constitutifs des ouvrages.

Ces facteurs, en définitive, expliquent la variété des types d'ouvrage, en fonction des matériaux constitutifs, et la variété des vieillissements, en fonction de la nature des matériaux et des conditions géologiques et climatiques.

Mais le patrimoine comporte aussi des facteurs d'homogénéité : ils résident dans les dimensions relativement constantes, dans des formes similaires et dans des types de revêtement. Les constantes observées dans les dimensions et formes permettent une approche relativement constante des calculs de dimensionnement comme des analyses et une conduite relativement uniforme des études de maintenance. Les constantes dans les types de matériaux se traduisent également par des types d'avaries et des diagnostics relativement uniformes.

Le vieillissement du patrimoine

Il affecte évidemment aussi bien l'ouvrage lui-même que l'encaissant qui l'entoure, ce dernier influant sur le vieillissement de l'ouvrage en contribuant à l'accélérer.

2.1

Le vieillissement des structures du tunnel

Il affecte les liants comme les constituants principaux des maçonneries, briques ou moellons.

Il affecte aussi les bétons, tout particulièrement les premiers mis en œuvre, dont la composition et la fabrication étaient moins élaborées qu'aujourd'hui.

Les agents contribuant au vieillissement sont les actions chimiques, liées aux circulations d'eau, et les actions mécaniques, notamment les contraintes exercées sur les maçonneries par l'encaissant. L'eau intervient de différentes manières, mais constitue bien le facteur principal de vieillissement, que ce soit par son action chimique, ou par l'incidence mécanique de sa circulation.

2.2

L'évolution des terrains encaissants

Les grands types d'évolution des terrains encaissants sont : le gonflement, les dissolutions, les liquéfactions, notamment sous l'influence des circulations des trains, les diminutions progressives des propriétés mécaniques, ou les modifications de l'hydrologie.

2.3

Les conséquences du vieillissement

Elles se traduisent par diverses pathologies : la perte de résistance du revêtement, les tassements différentiels, les pertes d'étanchéité, les fissurations et dislocations, les modifications de géométrie.

La connaissance de l'état du patrimoine

La connaissance du patrimoine, fondamentale pour appliquer ensuite les mesures de réparation appropriées, passe par diverses actions, concourant à une bonne évaluation de l'état du patrimoine et de ses risques d'évolution.

3.1

Identification

Elle passe par la compilation et la conservation des données relatives à la construction de l'ouvrage, aux événements ayant pu l'affecter et à sa constitution. Elle comporte des données d'archives, non limitées donc à sa construction, et des données géométriques et structurelles.

Elle se concrétise par la constitution d'un dossier d'ouvrage comprenant :

- une fiche signalétique ;
- un relevé d'avaries ;
- les plans d'archives de construction ou de grandes interventions et tous documents se rapportant à ces époques ;
- les correspondances propres à l'ouvrage tout au long de son exploitation, incluant rapports, constats divers.

Les relevés d'avaries font l'objet de l'application informatique RADIS qui permet de prendre en compte, pour chaque ouvrage, les informations relatives à leur état, aux données des investigations et auscultations, aux zones de traitements déjà réalisés en les normalisant et en les rendant homogènes au niveau d'un même support, ce qui facilite leur consultation et leur interprétation.

3.2

Surveillance

Seule une politique de surveillance permet de déceler les évolutions de l'ouvrage et de décider des interventions de maintenance adaptées. Elle s'appuie sur la connaissance historique de l'ouvrage et comporte des actions systématiques, regroupées et décrites dans les instructions générales portées à la connaissance de tous les personnels impliqués dans la surveillance, aux niveaux local, régional et national.

On distingue notamment les actions suivantes :

- une surveillance régulière lors de tournées de lignes ;
- une surveillance spécifique programmée, comportant les visites annuelles, les inspections détaillées tous les six ans, les surveillances spéciales rapprochées pour les cas sensibles identifiés ;
- une surveillance spécifique non programmée dans le cas d'événements particuliers, tels qu'intempéries ou incidents.

3.3

Diagnostics

Établis dans le cadre de la surveillance, ils font appel non seulement aux données tirées des diverses visites, mais aussi aux investigations définies lors de cette surveillance. Les types d'investigations classiques sont utilisées : mesures topographiques, mesures géométriques, sondages de reconnaissance dans les terrains ou les revêtements pour bien les identifier et connaître leur comportement.

Mais on recourt le plus souvent possible à des investigations non destructives, souvent plus souples d'utilisation vis-à-vis des contraintes d'exploitation, et donnant une représentation plus continue que des sondages localisés. Ces investigations ont bénéficié des progrès en matière d'informatique permettant une compilation et un traitement rapide de données en grand nombre.

Parmi ces investigations, on relèvera les méthodes suivantes :

- les relevés vidéoscopiques ;
- les relevés en lumière visible ;

- les relevés thermographiques par scanner ou caméra infrarouge ;
- les procédés sismiques ou électriques ;
- la gravimétrie ;
- les relevés radar à impulsions temporelles (géoradar).

Le développement des investigations et auscultations non destructives a permis une connaissance plus complète des ouvrages et de leur environnement, et aussi une augmentation significative des longueurs d'ouvrages auscultées. Ceci facilite l'évaluation et la comparaison de l'état des ouvrages, base de l'évaluation du patrimoine.

3.4

Évaluation et cotation

La gestion et l'entretien d'un patrimoine ferroviaire comme celui du réseau français ont un coût très important. La maîtrise de celui-ci passe par une bonne connaissance de l'ensemble de ce patrimoine, de l'état des ouvrages les uns par rapport aux autres, afin d'affecter les montants de travaux là où ils sont nécessaires. Il est donc très important de pouvoir donner une cotation à chacun des ouvrages du réseau afin de pouvoir les classer.

Cette cotation est réalisée à la faveur des visites d'inspection détaillée, à l'aide de fiches concernant à la fois le constat de l'état et les facteurs ou indices d'évolution. Elle doit permettre, après traitement des données et intégration des facteurs d'évolution, de procéder à une approche probabiliste de l'aggravation des avaries et une simulation de l'état d'un ouvrage à un terme donné.

4

Maintenance : réparations et améliorations

4.1

Objectifs

Les opérations de maintenance doivent permettre aux ouvrages d'assurer, en tenant compte des désordres constatés, leurs deux fonctions principales :

- résister aux sollicitations du milieu environnant ;
- garantir un débouché sûr et reconnu.

Les principaux désordres constatés sont les suivants :

- déformation ou fissuration peu évolutive mais favorisant la circulation d'eau non captée ;
- déformations ou fissurations évolutives ;
- poussées des terrains entraînant des désordres ;
- altérations du revêtement entraînant des pertes de résistance mécanique ;
- chute de matériaux ;
- découverte de vide isolé.

La démarche doit aborder les questions suivantes :
– comment évolue l'association structures/terrains encaissants ?

- quelle est la géométrie exacte du tunnel ?
- comment se comportent l'eau en général et le système de drainage et assainissement ?

En réponse, et en fonction des buts poursuivis, plusieurs catégories de travaux sont envisageables :

- entretien courant ;
- maintien des capacités portantes du revêtement ;
- traitement des désordres irréversibles ou des poussées excessives des terrains.

4.2

Problématique

La mise au point d'interventions de maintenance dans un ouvrage souterrain doit prendre en compte deux contraintes fondamentales :

- assurer la sécurité des personnes et des circulations ;
- perturber le moins possible les circulations et la régularité de l'exploitation.

Pour le premier point, il est difficile de déterminer objectivement et d'une manière quantifiée le coefficient de sécurité. Chaque fois que des travaux risqueront de réduire ce coefficient, par exemple en cas de diminution temporaire de l'épaisseur du revêtement, ou de déchaussement des fondations de piédroits, il y aura lieu de prévoir des dispositions constructives permettant de compenser cette réduction.

4.3

Principes

On distingue deux grands principes de maintenance :

- la maintenance préventive, qui s'exerce essentiellement au niveau de la surveillance des ouvrages et des interventions limitées, au niveau des revêtements ou des systèmes d'écoulement et de drainage ;
- la maintenance corrective, qui intervient lorsque des anomalies ont été décelées dans une partie de l'ouvrage. C'est une intervention qui oblige, dans certains cas, à une programmation à court terme, sans avoir une bonne lisibilité des besoins dans un terme pluriannuel.

La perspective à obtenir est bien d'une programmation pluriannuelle avec fiabilité accrue, dont les facteurs de réussite sont les visites, bien entendu, mais aussi les investigations et les auscultations. Cette démarche permet ainsi, à partir des résultats obtenus et des analyses qui en sont faites, d'engager des actions plus généralisées sur des ouvrages aux caractéristiques bien ciblées dans un but préventif de plus en plus marqué.

4.4

Analyses de risques

Une politique de maintenance doit aussi s'appuyer sur une analyse des risques, résultat des observations, des retours d'expériences, des constats faits, en particulier lors de la survenance d'incidents. L'analyse des incidents permet, par exemple, un recensement et une évaluation des proportions de ces incidents en fonction de la nature des revêtements, que l'on se trouve dans des ouvrages non revêtus, revêtus en briques, en moellons, ou bien en fonction de leur localisation, en plate-forme ou en voûte.

Les programmations de régénération seront orientées vers les ouvrages à risques les plus importants selon l'analyse, c'est-à-dire, selon les résultats actuels et récents, dans les tunnels non revêtus et revêtus en briques.

4.5

Travaux principaux

On distingue les interventions en voûte et en piédroits de celles intéressant le radier et la plate-forme ferroviaire.

Parmi les interventions en voûte, on pourra envisager les injections d'extrados, le boulonnage, les bétons projetés, le renforcement par anneaux séparés, la reconstruction du revêtement, le chemisage du revêtement, la réfection d'étanchéité.

5

Conclusion

Une politique de maintenance d'un patrimoine aussi important que celui des tunnels ferroviaires est assujettie à diverses problématiques :

- la connaissance de tous les ouvrages, réactualisée par des actions de surveillance régulière ;
- l'évaluation comparative des états des ouvrages, permettant une programmation en fonction des situations ;
- une recherche d'anticipation permettant de privilégier la maintenance préventive plutôt que corrective ;
- la maîtrise des contraintes d'exploitation, fonction notamment des importances des trafics sur les lignes.

La combinaison de ces démarches permet la définition des interventions de maintenance sur l'ensemble du réseau en fonction des contraintes d'exploitation et des données de structures et de terrains, avec une programmation concourant à une gestion optimisée de ces travaux.

L'effondrement de 1873 à la mine de Varangéville

P. BÉREST

Laboratoire de Mécanique
des Solides
École Polytechnique
91128 Palaiseau Cedex
berest@lms.polytechnique.fr

B. BROUARD

Brouard Consulting
101, rue du Temple
75003 Paris

B. FEUGA

Geoderis, BP 25198
57075 Metz Cedex 3

M. KARIMI-JAFARI

Laboratoire de Mécanique
des Solides
actuellement Geostock
7, rue Eugène-
et-Armand-Peugeot
92500 Rueil-Malmaison

Résumé

On relate l'effondrement d'un quartier de la mine de sel de Varangéville survenu en 1873. Les descriptions de l'époque montrent que la partie centrale du recouvrement de la mine est descendue en bloc, entraînant une couronne intensément déformée. Les piliers ont poinçonné précocement le mur imbibé de saumure, mais le toit les a retenus tant que l'extension de la mine, et donc sa raideur à la flexion restaient modérées. Le calcul numérique montre que le caractère brutal de l'effondrement peut être relié au développement d'une zone dilatante, traversant toute la couche de sel, et engendrée par le report sur le contour de la mine d'une part du poids des terrains surincombants.

Mots-clés : mine de sel, chambres et piliers, dilatance, effondrement.

The 1873 collapse at the Varangéville Salt Mine

Abstract

The 1873 collapse of a panel of the Varangéville Salt Mine is described. The central part of the overburden dropped down as a rigid block; between this cylinder and the intact rock mass, a rock crown was severely deformed. The marly floor of the mine, which had been weathered by water, were punched by the mine pillars at an early stage; however mine roof prevented full punching as long as roof extension, thus roof bending stiffness, remained small. Numerical computations prove that the catastrophic character of the collapse can be explained by the development of a dilatant zone, crossing through the salt layers, which had formed upon the mine edge, as a part of the overburden weight was transferred to the abutment.

Key words: salt mine, rooms and pillars, dilation, collapse.

Introduction

Dans l'après-midi du 31 octobre 1873, le quartier Saint-Maximilien de la mine de sel de Varangéville s'effondra brutalement. La secousse fut ressentie à Nancy, distante d'une dizaine de kilomètres. L'effondrement vint par surprise, car les piliers de la mine étaient jugés très sains. Toutefois des grondements s'étaient fait entendre le matin dans la mine et une fissure était apparue dans un bâtiment à la surface du sol, de sorte que le quartier avait été évacué dans la matinée. De plus, c'était jour de paie, de sorte que peu de mineurs se trouvaient au fond, et le nombre de victimes fut limité.

Observations faites après l'effondrement

Surface du sol

A la surface du sol, une cuvette de subsidence s'était formée (Fig. 1). Plusieurs rangées concentriques de fissures verticales ouvertes, peu profondes, délimitaient une « ellipse extérieure », d'un rayon de 160 m environ, centrée autour du puits n° 1 et inscrite à l'intérieur du périmètre extérieur des travaux miniers. Ces fissures témoignaient des effets de contraintes horizontales de

traction intenses. Des bourrelets, signes de contraintes horizontales de compression, s'étaient formés sur le pourtour d'une « ellipse intérieure » de rayon moitié. L'intérieur de cette ellipse était descendu uniformément de 3,3 mètres. Entre les ellipses intérieure et extérieure, la surface du sol avait pris une inclinaison régulière en direction du centre de la zone affaissée ; la pente était de l'ordre de $3,3/80 = 4/100$. Le puits n° 1, d'une profondeur de 160 m, était intact, mais son fond était rempli sur les derniers 18 mètres par des débris divers, dont des marnes remontées du mur de la mine.

Désordres au fond

La mine était ouverte, entre 150,5 et 156 m de profondeur, à la base de la 11^e couche de sel. La formation salifère appartient au Keuper inférieur de Lorraine. Les géologues l'ont divisée (Fig. 3), depuis le toit du sel qui est à 80 mètres de profondeur jusqu'au mur de la mine qui est profond de 160 mètres, en 11 couches de sel séparées par 10 niveaux marneux dont l'épaisseur varie de 0,5 à 3 m. La 11^e couche a une épaisseur d'une vingtaine de mètres et sa base contient le sel le plus pur. Sous la 11^e couche on trouve une couche marneuse, de 25 m d'épaisseur ou plus, décrite en plus grand détail par la suite. La mine était exploitée par la méthode des chambres et piliers. Les chambres avaient 5,5 m de haut. Des galeries parallèles et perpendiculaires, de 8 m de large dans la direction SO-NE et de 9 m de large dans la direction perpendiculaire, laissaient des piliers carrés de 6 m de côté, portant le taux de

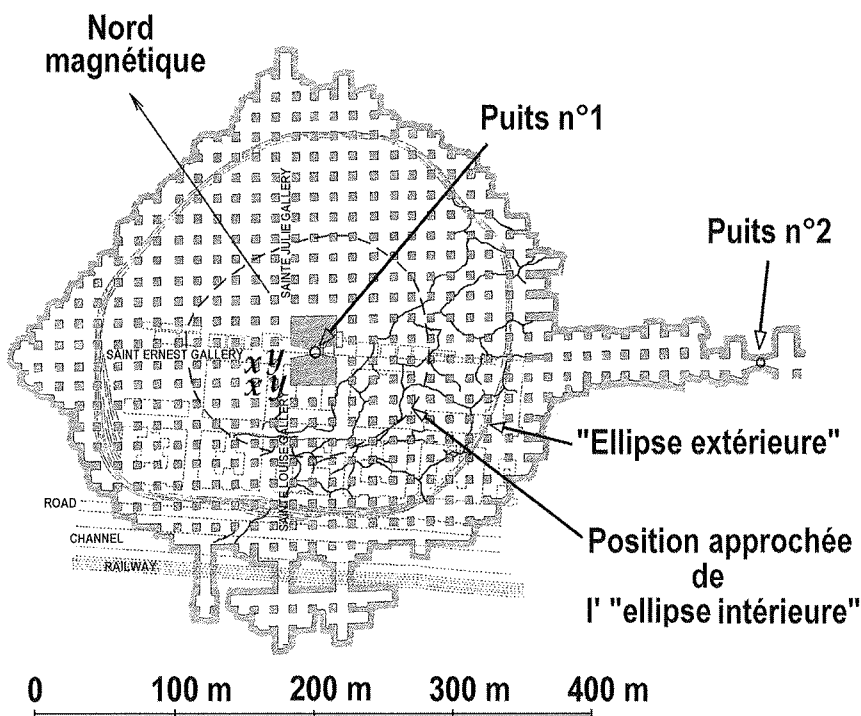


FIG. 1

Plan du quartier Saint-Maximilien, avec les fissures apparues à la surface lors de l'effondrement, dessiné le 1^{er} novembre 1873. On a reporté le réseau polygonal des fentes verticales remplies de marnes, les bâtiments de surface sont en pointillés (d'après Braconnier, 1873a).

Subsidence trough above the Saint-Maximilien panel as observed on November 1st, 1873. Cracks along the outer ellipse, building locations at ground level, pillars and the irregular pattern of vertical mud-cracks at panel level also were reported (after Braconnier, 1873a).

défruitement à $\tau = 1 - (6 \times 6)/(14 \times 15) = 82 \%$, un taux considéré à l'époque comme raisonnable. Toutefois un pilier rectangulaire de 29 m x 40 m avait été ménagé au centre du quartier pour protéger le puits n° 1 (Fig. 1).

Les 1^{er} et 2 novembre des mineurs et Marie-Alfred Braconnier, ingénieur des mines qui a laissé des descriptions détaillées de l'accident, descendirent par le puits n° 2 pour visiter les travaux effondrés.

« Sous l'ellipse intérieure à mi-distance entre le puits n° 1 et le contour général de l'exploitation souterraine, les piliers de sel se sont enfoncés dans les marnes, celles-ci se sont élevées dans les galeries jusqu'à toucher le toit, lequel, en s'affaissant, paraît avoir conservé presque toute sa solidité primitive et n'offre que des fissures [...]. Le sol des galeries intermédiaires entre les deux ellipses n'est jonché d'aucun débris. Il présente une pente régulière ascendante, le toit offrant au contraire une pente régulièrement descendante. Les piliers se sont d'autant plus inclinés en pénétrant dans les marnes qu'ils étaient plus éloignés de l'ellipse intérieure » (Braconnier, 1873b, p. 1).

Avant l'accident, selon Braconnier, les piliers de sel de la mine donnaient une impression de grande solidité. Sous la couronne déformée, ils ont, d'autant plus profondément qu'on s'approche du pilier central, poinçonné le mur, qui s'est incliné vers le haut dans la direction du puits central (Fig. 2). Ils sont globalement intacts, quoique leurs angles aient éclaté et que des fissures initialement fermées se soient ouvertes, certaines avant l'accident, en suivant des fentes verticales remplies de marnes, de sel et d'anhydrite, contemporaines du dépôt, et qui constituent des surfaces de faiblesse mécanique. En revanche le toit des galeries périphériques (à gauche sur les figures 2 et 4) était très dégradé :

« Le long du contour de l'exploitation, les parements latéraux des galeries étaient restés verticaux ; mais des blocs énormes en forme de dalles étaient tombés du toit, de sorte qu'il existait, au faite de ces galeries, des cloches ayant jusqu'à 3 mètres de haut. [...] ; les parois de ces cloches présentaient des fissures béantes... On

peut conclure de là que, sur tout le pourtour de la mine, le terrain a été soumis à une compression dans le sens horizontal... » (Anonyme, 1873, p. 625).

En 1855, la 4^e couche de sel, à une profondeur de 87 m, avait aussi été exploitée, à partir du puits n° 1 et au-dessus de la future exploitation en 11^e couche. L'effondrement de 1873 n'a engendré aucun dommage dans ce quartier, si ce n'est quelques fissures, à une distance de 80 m de l'axe du puits, desquelles s'écoulait un petit débit de saumure. Un bure et une galerie de section 3 m x 3 m furent creusés plusieurs années après l'effondrement pour relier les exploitations de 4^e et 11^e couches. Cette galerie permet d'observer le massif de sel quelques mètres au-dessus du quartier effondré. Le massif est dans l'ensemble intact mais des petites fractures, qui permettent à l'air de circuler entre la galerie et les travaux effondrés, peuvent être observées sur une longueur d'une dizaine de mètres, exactement au-dessus des galeries du contour de l'exploitation.

3

Cinématique de l'effondrement

Les trois rapports qu'a laissés Braconnier (1873a, b, c) suggèrent donc fortement le schéma d'effondrement suivant : autour du puits central n° 1, sous l'ellipse intérieure, un cylindre de hauteur 160 m et de rayon voisin de 80 m est descendu en bloc, de 3,3 mètres, sans pratiquement se déformer, en poinçonnant le mur de la mine (Fig. 3). Ce cylindre a entraîné en tombant un anneau de terrains à sa périphérie, entre 80 et 160 m de distance à l'axe du puits, qui est d'autant plus descendu qu'on s'approche du cylindre central.

Ce mécanisme est confirmé par l'ensemble des données déjà présentées – les chiffres renvoient à la figure 3 – (1) à l'intérieur de l'ellipse centrale, le sol est resté plat ; (2) le puits est resté pratiquement intact ; (3) le petit quartier exploité dans la 4^e couche en 1859, à 70 m au-dessus de l'exploitation de 11^e couche, est resté intact, à l'exception de quelques fissures à 80 m

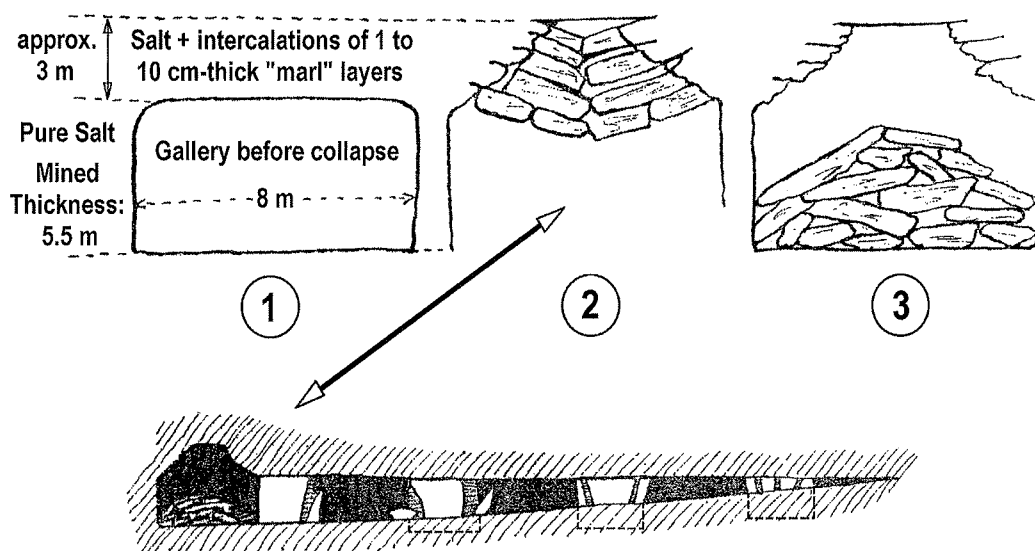


FIG. 2

Coupe verticale des trois galeries les plus extérieures et phases successives de l'effondrement dans la galerie la plus extérieure. Le puits n° 1 est vers la droite (d'après Braconnier, 1873c).

Vertical cross-section of the three outmost galleries and sequence of events in the outmost gallery (after Braconnier, 1873c).

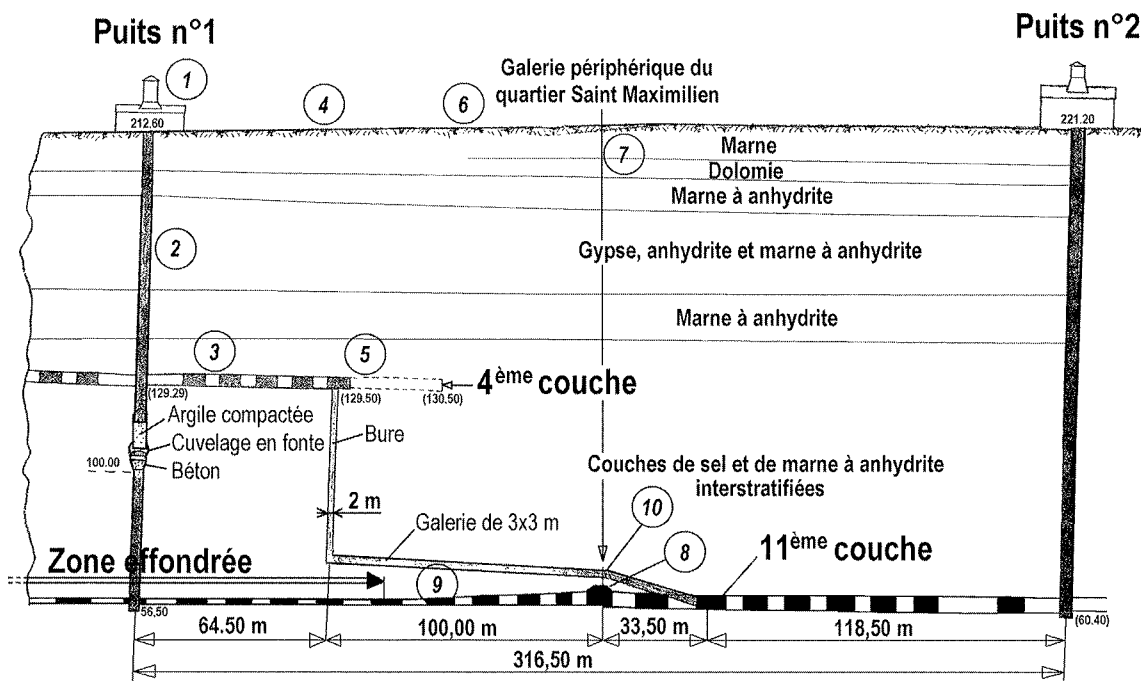


FIG. 3 Coupe verticale des travaux montrant les quartiers de 11^e et 4^e couches et la galerie 3 m x 3 m creusée après l'accident (d'après Braconnier, 1873c).
Rock mass cross-section showing the 11th and 4th layers panels and the 3 m x 3 m gallery excavated after the accident (after Braconnier, 1873c).

de l'axe du puits. En revanche la couronne comprise entre ce cylindre central et le cylindre qui s'appuie sur le contour extérieur du quartier, entre 80 m et 160 m de distance à l'axe du puits, s'est déformée. Cette déformation doit être complexe dans le détail, les terrains étant stratifiés. Néanmoins on peut grossièrement la décrire, dans un plan méridien vertical, comme une flexion. En effet (4) des bourrelets indices d'une compression horizontale se sont formés en surface sur le pourtour de l'ellipse intérieure ; (5) de petites fissures, mentionnées en (3), sont apparues à la périphérie de l'exploitation de 4^e couche ; (6) le sol a pris une pente régulière entre les deux ellipses ; (7) des fractures indices d'une traction horizontale se sont formées sur le pourtour de l'ellipse extérieure ; (8) à 160 m sous ce pourtour, une montée de voûte sur 3 mètres de haut et des déformations horizontales intenses ont été observées (Fig. 4). Le reste du toit du quartier s'est incliné en direction du puits n° 1, avec la même pente que celle de la surface du sol, de l'ordre de 4 %, en restant intact hormis des petites fissures (9). Dans la petite galerie de section 3 m x 3 m, creusée postérieurement à l'accident au-dessus du quartier effondré, le sel est intact sauf dans une zone d'une longueur de 10 mètres à l'aplomb des galeries du pourtour extérieur (10).



FIG. 4 Toit et piliers dans les galeries les plus extérieures du quartier effondré (source : archives CSME).
Roof and pillar close to the external abutment in the collapsed panel (source : archives CSME).

vant quelques signes précurseurs ; ils sont particulièrement utiles pour les calculs numériques car ils permettent de se faire une idée des déplacements observés avant l'effondrement :

« Depuis 15 jours, à la surface, les mouvements d'affaissement, de contraction et de refoulement, insensibles sur la terre, se trahissaient par la rupture [...] de tuyaux de conduite en fonte. [...] Depuis cinq à six mois, le sol des galeries montait de manière sensible. Dans la galerie Sainte-Julie, nous constatons le 20 octobre dernier que le sol avait monté de 0,80 m¹. Un grand nom-

⁽¹⁾ « Il apparaît que le rétrécissement des galeries dans le sens de la hauteur s'était élevé jusqu'à 1,20 m. [...] tenait non seulement à ce que le sol des galeries s'exhaussait mais aussi à ce que les piliers eux-mêmes s'enfonçaient dans le sol » (Braconnier, 1873c, p. 2).

4

Signes précurseurs

4.1

Désordres au fond

On a dit que l'exploitation avait été arrêtée quelques heures avant l'effondrement, après qu'une fissure fut apparue dans un bâtiment et que des grondements se furent fait entendre au fond. En fait il y avait eu aupara-

bre de piliers carrés présentaient sur toute leur hauteur des fentes atteignant jusqu'à 5 cm. [...] La chambre de la machine à colonne d'eau [creusée dans le pilier central] n'était plus tenable. A la date précitée, elle s'élevait avec une vitesse de 6 mm par jour ».

De plus : « Dès l'année 1868, on avait remarqué que les piliers x et y s'étaient fissurés et que la marne formant le sol des galeries se gonflait et se désagrégeait sous l'action de l'air et de l'eau » (Anonyme, 1873, p. 620). Les quatre piliers x et y sont situés près du croisement des galeries Saint-Ernest et Sainte-Julie, proche du pilier central (voir figure 1).

La rupture des tuyaux en fonte indique une subsidence au moins décimétrique. La réduction de hauteur de 80 cm de la galerie Sainte-Julie, et dans d'autres galeries proches du pilier central (Anonyme, 1873) est très suggestive. Le taux de défrètement est 80 % ; en moyenne, les piliers doivent s'enfoncer de 64 cm pour faire monter le mur des galeries de 16 cm et produire finalement une réduction de hauteur des galeries de 80 cm, *sauf au voisinage du pilier central dont l'enfoncement est susceptible de fournir de grands volumes de marne aux galeries limitrophes*. On ne peut imaginer qu'une zone de petits piliers s'enfonce de 64 cm sans que les zones voisines ne fassent de même (le toit n'y résisterait pas) ; c'est donc que le pilier central avait commencé à poinçonner le mur avant l'effondrement. Autrement dit, ce ne sont pas les petits piliers qui s'enfoncent autour de la galerie Sainte-Julie, mais le mur qui remonte.

4.2

Le mur marneux

Le comportement des marnes du mur avait attiré l'attention depuis longtemps :

« Cette couche de marne a probablement une épaisseur de plus de 20 m. A la partie supérieure [...] elle s'est présentée d'une pureté extrême, nécessitant l'emploi de la poudre. Elle se compose de marne gris bleuâtre, très compacte, alternant avec de petites couches irrégulières de sel gemme rougeâtre, sillonnées obliquement par des filons très nombreux de sel gemme rouge fibreux, contenant des rognons irrégulièrement disséminés d'une substance très dure qu'on a toujours décrite comme de la marne solidifiée par du sel gemme et surtout par de l'anhydrite » (Braconnier, 1873c, p. 1).

Sous cette croûte de marnes anhydritiques on trouve des marnes moins résistantes dites « brun-chocolat » dont l'épaisseur est de quelques mètres. Les deux types de marnes se dégradent quand elles sont en contact avec l'eau. Or l'eau était largement utilisée dans le quartier, notamment pour prédécouper le front de taille avant les tirs. Ainsi de la saumure non complètement saturée (sa concentration était estimée à 20° Baumé, soit environ 250 g/l) s'infiltrait dans le mur :

« [...] au bout de 17 ans d'exploitation continue la quantité d'eau infiltrée dans la couche de marne a pu être finalement très considérable. Cette eau [...] a dû dissoudre partiellement les lits, filons et rognons de sel contenu dans les marnes. Elle a dû hydrater l'anhydrite qui en se transformant ainsi en gypse, développe un travail brisant extrêmement énergique. Elle a dû débiter enfin la marne même par l'action de l'oxygène qu'elle tenait en dissolution et qui a dû agir sur les sulfures et matières organiques que contient cette marne

pure. Ces trois actions concouraient au même résultat qui a été l'amollissement général de la partie supérieure de la couche de marne et sa transformation en une masse spongieuse » (Braconnier, 1873c, p. 1).

5

Accidents de mines de sel

5.1

Ennoyage

La majorité des accidents de mines de sel ont été provoqués par un ennoyage de la mine, plutôt que par une instabilité mécanique, même si un ennoyage a souvent pour conséquence un effondrement. Les mines de sel sont très vulnérables aux venues d'eau : une entrée d'eau initialement minuscule peut dégénérer en invasion incontrôlable. Bien entendu ces accidents ont aussi une composante mécanique, à leur origine ou pendant leur déroulement ; mais c'est l'entrée de saumure claire dans la mine qui est l'élément déterminant. Quelques cas récents sont décrits par Bérest *et al.* (2004). Dans le cas de Saint-Maximilien, il est remarquable que l'effondrement ne se soit accompagné d'aucune venue d'eau dans le quartier, une circonstance qui reste vraie 135 ans plus tard, et établit qu'aucune fracture traversant le massif de sel n'a été créée.

5.2

Rupture des piliers

L'instabilité mécanique d'une mine de sel peut être provoquée par la rupture des piliers ; mais en général le sel est trop ductile pour que l'effondrement soit brutal. Minkley et Menzel (1996) ont montré que, dans la région de la Werra, en Thuringe (Allemagne), la destruction en 1989 de milliers de piliers en quelques secondes dans la mine de Voelkershausen, déclenchée par un tir, s'expliquait par la fragilité extrême du minerai exploité (carnallite) et le taux très élevé de défrètement ; Minkley *et al.* (2006) ont donné une analyse très complète de cet accident. L'effondrement de 1873 à Varangéville n'est clairement pas associé à l'écèlement des piliers : le gros pilier central a un élanement beaucoup trop faible ; d'ailleurs les petits piliers carrés étaient fendus après l'accident mais avaient conservé leur hauteur initiale.

5.3

Rupture d'une couche raide du toit

Une troisième possibilité de rupture brutale est la flexion et la rupture d'une couche « compétente » dans le toit immédiat. Dans la région de Stassfurt (Saxe-Anhalt) c'est l'existence de la couche dite « anhydrite principale » qui explique le caractère dynamique des effondrements (Menzel et Minkley, 1996). On peut être tenté de trouver dans un tel mécanisme une explication de l'effondrement de 1873 du quartier Saint-Maximilien. En effet, des centaines de cavités ont été lessivées dans la partie supérieure de la formation du Keuper inférieur dans laquelle la mine de Varangéville est ouverte. La formation de cratères à la surface du sol

survient par effondrement de ces cavités quand elles sont agrandies jusqu'à ce que leur diamètre devienne égal aux deux tiers environ de leur profondeur (typiquement 130 m pour 200 m). Des descriptions très précises peuvent être trouvées dans Buffet (1998) et Jeanneau (2005). Dans chacun de ces deux cas, à la fin du lessivage de la caverne, le toit de la cavité avait atteint le sommet de la formation salifère, à un peu plus de 200 m de profondeur. La couche marneuse surmontant le sel est alors dégagée ; elle se dégrade progressivement pour tomber au fond de la caverne. Le processus se poursuit de proche en proche pendant plusieurs années, de manière irrégulière, par chute de couches de marnes et d'anhydrite. Boidin (2007) a analysé cette évolution : le toit de la caverne, lorsqu'il est remonté d'une cinquantaine de mètres, se trouve au contact d'une couche raide et rigide de 6 à 8 m d'épaisseur, la dolomie de Beaumont, à 145 m de profondeur. Cette couche finit par porter l'essentiel du poids du recouvrement et rompre (Klein *et al.*, 2008), sans doute en raison des tractions engendrées par sa mise en flexion. Un mécanisme analogue d'effondrement a été décrit par Rothenburg *et al.*, 2002, dans le cas de cavités de dissolution dans la région de Windsor-Detroit, à la frontière des USA et du Canada. Dans le cas de Saint-Maximilien, la dolomie de Beaumont paraît trop peu profonde pour que ce mécanisme ait pu jouer un rôle (une douzaine de mètres sous la surface du sol, donc 140 m au-dessus du toit de la mine). A cette profondeur, la dolomie est souvent altérée par l'action des eaux souterraines et ne peut être considérée comme une couche compétente. Significativement, la formation de discontinuités verticales (« marche d'escalier ») n'a pas été observée après l'effondrement, au contraire du cas de la formation d'un cratère.

5.4

Les quartiers exploités ultérieurement

La comparaison avec les quartiers voisins est plus instructive. Après l'accident de 1873, les méthodes d'exploitation de la mine de Varangéville furent profondément modifiées. Une plaque de sel de 20 cm d'épaisseur fut laissée au mur et on n'utilisa plus l'eau douce pour pré-découper le front, deux mesures qui contribuèrent à protéger les marnes du mur de l'action de l'air, de l'eau ou de la saumure. On conserva une hauteur de galerie de 5,5 m, mais le taux de défructement fut progressivement réduit ; $\tau = 75\%$ à la fin du XIX^e siècle, puis 60 % et finalement 52 % dans les quartiers actuels. On n'a observé dans ces quartiers, dont certains ont plus d'un siècle d'âge, que des désordres mineurs (chutes locales du toit, au croisement de galeries, écaillage local de piliers, soufflage du mur – sans doute d'ailleurs associé au flambage de la plaque de sel laissée au mur plutôt qu'à une montée des marnes du mur). Autrement dit, sans dégradation de la résistance mécanique des marnes du mur, il n'y a pas d'effondrement brutal.

5.5

Le cas de la mine Dieuze

La mine de Dieuze (Feuga, 2002), creusée à quelques dizaines de kilomètres de Varangéville, mais un peu moins profonde que Saint-Maximilien, laissait

aussi le mur marneux à découvert, avec un taux de défructement analogue. Elle a été envahie par de la saumure saturée en 1864 mais est restée parfaitement stable depuis, comme l'a montré un relevé de forme par sonar réalisé par Geoderis en 2002. Trois explications de ce bon état, inattendu compte tenu de l'expérience de Saint-Maximilien, ont été avancées. Elles ne sont d'ailleurs pas contradictoires :

- les marnes du mur immédiat, qui contient du sel, ne seraient pas dégradées par la saumure saturée ;
- à Dieuze la première couche de marnes, plus dure, n'a pas été entaillée par des rigoles et elle aurait protégé la couche sous-jacente de marnes brun-chocolat ;
- enfin cette mine, moins large, moins profonde, soutenue par la pression de la saumure après l'ennoyage, serait mécaniquement plus stable que Saint-Maximilien (Feuga *et al.*, 2008). Cette dernière explication est la moins hypothétique, ce qui ne signifie pas que les deux précédentes soient inexactes.

5.6

Caractère unique de l'effondrement de Saint-Maximilien

En conclusion, l'effondrement de Saint-Maximilien présente des caractéristiques uniques pour une mine de sel ; ce n'est pas la rupture des piliers de sel, ni la rupture d'une couche raide dans le toit de la mine, mais le poinçonnement des marnes du mur par les piliers de sel de la mine qui est à l'origine de l'effondrement.

Il faut toutefois un second ingrédient pour expliquer la brutalité de l'effondrement ; on a vu que les marnes humides sont viscoplastiques, et on pourrait imaginer une descente graduelle du toit qui suivrait souplement l'enfoncement progressif des piliers dans le mur. En fait c'est la raideur du toit de sel qui retarde longtemps une telle descente progressive du toit : le mur n'est rapidement capable que de porter une fraction du poids du recouvrement, mais le toit raide reporte sur les bords fermes l'excès de charge. Un modèle très simple montre que ce report ne peut être indéfini et qu'il existe une taille de la mine pour laquelle le report devient impossible sans rupture. La mine est à la profondeur H ; le poids par unité de surface de la colonne de terrains de recouvrement (contrainte géostatique) est $P_\infty = \gamma H$. Le contour de la mine est assimilé à un cercle de rayon R . Le mur possède une résistance limitée, par exemple une cohésion C et un angle de frottement nul. La capacité portante du mur poinçonné par un pilier, soit ωC , est alors proportionnelle à la cohésion C ; la constante ω dépend notamment de la forme du pilier. Les piliers ne peuvent alors apporter au recouvrement, en moyenne, un support supérieur à $(1 - \tau)\omega C$. L'équation d'équilibre des terrains, projetée sur la verticale, donne :

$$\gamma H \pi R^2 - (1 - \tau) \omega C \pi R^2 + 2 \pi R H \bar{\sigma}_{yz} \quad (1)$$

(Fig. 5) où $\bar{\sigma}_{yz}$ est la valeur moyenne du cisaillement vertical qui s'applique le long de la surface verticale tracée à l'aplomb du contour du quartier. Lorsque le quartier s'élargit, ce cisaillement moyen croît comme le rayon R . Or le cisaillement moyen supportable est borné : le sel du recouvrement vérifie un critère de dilataance, qualitativement comparable à un critère de Coulomb, ou de Hoek and Brown, au-delà duquel sa résistance diminue. Comme la contrainte moyenne ne peut prendre que des valeurs limitées, de l'ordre de grandeur

de $II_1/3 = \gamma z$, il existe une valeur du rapport R/H pour laquelle l'équilibre du recouvrement est impossible ; des déformations localisées intenses apparaissent sur le pourtour de la mine ; elles confèrent brusquement au toit une grande souplesse, qui autorise l'achèvement brutal du processus de poinçonnement jusque-là retenu par la présence d'un toit raide.

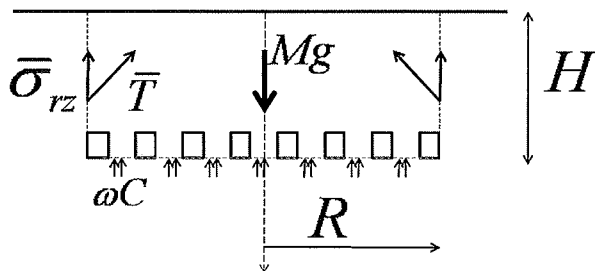


FIG. 5 Le poids du cylindre de terrains au-dessus de la mine ($Mg = \rho\gamma\pi R^2 H$) est, au plus, équilibré par la somme de la capacité portante du mur sous les piliers ($\omega C \times (1 - \tau)\pi R^2$) et de la résultante des cisaillements verticaux sur le contour ($\bar{\sigma}_z \times 2\pi RH$).

The weight of the cylinder above the mine ($Mg = \rho\gamma\pi R^2 H$) is balanced by the sum of the bearing capacity of the marls layer beneath the pillars ($\omega C \times (1 - \tau)\pi R^2$) plus the vertical shear stresses which apply on the mine contour ($\bar{\sigma}_z \times 2\pi RH$).

6

Une reconstitution de l'évolution du quartier

On peut ainsi esquisser une histoire mécanique du quartier. Le mur marneux était un point faible – d'autant plus que l'eau utilisée pour le pré-découpage s'infiltrait et réduisait sa résistance. L'ouverture progressive des chambres reportait sur les piliers une proportion initialement croissante du poids du recouvrement et créait des surfaces libres pour l'écoulement des marnes, permettant un début de poinçonnement du mur. Tant que les dimensions horizontales du quartier restaient faibles, le toit conservait une raideur globale suffisante pour empêcher qu'une flèche importante ne soit prise : le poinçonnement restait insensible. Au fil des années, le quartier s'élargissant, le toit devenait beaucoup plus souple ; en même temps plus d'eau ou de saumure s'infiltraient dans le mur. Les deux phénomènes permettaient un poinçonnement accru, dont les effets devenaient perceptibles au voisinage du pilier central : la hauteur des galeries y diminuait. Paradoxalement, la charge sur les piliers tendait à décroître, puisqu'elle ne peut pas excéder de beaucoup la capacité portante du mur, et une large fraction du poids du recouvrement se reportait sur les bords fermes. A la verticale du pourtour extérieur de la mine, des contraintes de cisaillement intenses se développaient dans le toit de sel où le critère de dilatance était atteint dans une zone d'extension verticale croissante. Le sel s'y radoucissait et, à grande échelle, le toit de sel, dont la raideur et la résistance avaient limité jusque-là le poinçonnement du mur, s'assouplissait alors brutalement, permettant en quelques secondes le poinçonnement complet par le pilier central du mur affaibli par l'infiltration de l'eau.

Ce schéma, qui ne s'appuie que sur des considérations élémentaires d'équilibre, fournit le mécanisme de l'effondrement. Toutefois pour que ce schéma soit crédible, on doit vérifier qu'il est compatible avec ce qu'on sait du comportement rhéologique des marnes humides, du sel et du toit ; et qu'on peut rendre compte quantitativement des traits principaux du comportement du quartier pendant ses 17 années d'existence.

7

Comportement rhéologique des diverses parties de la mine

7.1

Comportement des piliers de sel

Paradoxalement, le comportement rhéologique du sel gemme, malgré son caractère très particulier, ne joue pas (hormis la dilatance) un rôle essentiel dans l'accident. Le sel gemme est un matériau viscoélastique non linéaire : il flue même sous charge très faible. A Saint-Maximilien la profondeur du quartier est $H = 156$ m, et la contrainte géostatique est donc modérée, de l'ordre de $P_\infty = \gamma H = 3,5$ MPa. Dans un quartier peu étendu on peut donc attendre des contraintes déviatoriques – donc des vitesses de déformation – modérées, sauf peut-être dans les piliers eux-mêmes. En effet le taux de défruitement τ étant supérieur à 80 %, la charge tributaire est au moins de $q = \gamma H / (1 - \tau) \approx 17,5$ MPa, une valeur susceptible d'engendrer un fluage rapide des piliers. En fait les valeurs réelles étaient sans doute bien plus faibles – les mineurs n'ont décrit aucune manifestation caractéristique d'une déformation intense des piliers, même dans les zones ouvertes depuis 17 ans. La raison en est que les piliers n'appliquent rapidement sur le mur guère plus que sa capacité portante, que l'on évalue plus loin. De ce fait le comportement viscoplastique du sel ne joue qu'un rôle relativement discret du point de vue du mécanisme d'effondrement ; les piliers sont presque rigides en comparaison des marnes sur lesquelles ils s'appuient. Pour les calculs, on a utilisé une description du sel de Varangéville comme un matériau de Lemaitre-Menzel-Schreiner proposée par Vouille (1986).

Le critère de dilatance (ou radoucissement) du sel joue pour sa part un rôle essentiel ; il est abordé par la suite.

7.2

Comportement des marnes

7.2.1

Les marnes dans les formations salifères

La mine de Varangéville est exploitée depuis plus d'un siècle et les mineurs ont observé depuis toujours que les marnes du mur se dégradent rapidement au contact de l'eau et/ou de la saumure. Ce phénomène est aussi observé dans les marnes des formations salifères en couches exploitées par dissolution. Par exemple l'étude des cavités de Hengelo aux Pays-Bas conduit Bekendam (2000) à détailler les mécanismes physico-chimiques qui conduisent à cette dégradation. Les

marnes de Varangéville ont été étudiées d'un point de vue géomécanique par Vouille (1986) qui a mis en œuvre différents essais. Le prélèvement des échantillons était déjà difficile, et les résultats des essais étaient dispersés, de sorte que la définition d'un critère de résistance à court terme n'était pas aisée. Pour les marnes sèches et peu profondes (c'est-à-dire prélevées dans le mur immédiat) Vouille (1986) propose un critère de Tresca $C = 2 \text{ MPa}$, $\varphi = 0^\circ$ tout en considérant ces valeurs comme très pessimistes (plusieurs techniques de détermination ont été utilisées, et certaines conduisent à proposer un critère de Mohr-Coulomb). Des éprouvettes étaient soumises à une charge constante modérée (de 2 à 6 MPa) puis mises en contact après quelques jours avec de la saumure saturée : la rupture survenait après quelques jours, ou même immédiatement. Plus récemment Boidin (2007) a réalisé sur des marnes de la même formation géologique des essais qui suggèrent fortement que c'est l'hydratation des particules d'anhydrite disséminées au sein des marnes – un mécanisme déjà proposé par Braconnier il y a 130 ans – qui explique la dégradation des matériaux, plutôt que le gonflement des smectites de la phase argileuse, mécanisme qui est inhibé en présence de saumure saturée.

7.2.2

Infiltration de l'eau dans le mur de la mine

Il est difficile d'évaluer l'étendue que la zone dégradée par l'action de l'eau au mur de la mine avait atteinte à la veille de l'accident de 1873. Depuis l'accident on n'utilise plus d'eau dans la mine, de sorte qu'on manque de données et d'observations. Néanmoins il est certain que, par endroits, l'eau pouvait pénétrer profondément dans le mur, sous la couche supérieure dure anhydritique, jusqu'aux marnes brun-chocolat qui sont moins dures et particulièrement sensibles à l'action de la saumure.

« Une autre circonstance a facilité l'amollissement de cette marne. En raison de l'inclinaison générale de 12 mm par mètre de la 11^e couche vers le nord nord-ouest, il a fallu pratiquer dans la marne des rigoles dont la profondeur atteignait 2,50 m en certains points. Ajoutons enfin que sa machine à colonne d'eau et son bassin étaient placés dans une cavité creusée dans la marne, en partie sous les gros piliers du puits n° 1... » (Braconnier, 1873c, p. 1).

On peut en déduire que le mur dans la partie centrale de la mine, au voisinage du pilier central, où l'on collectait les saumures produites, était particulièrement affecté :

« L'amollissement de la marne était encore facilité par les nombreuses excavations qui y étaient pratiquées [...]. C'est dans le voisinage du puits que ces excavations étaient surtout nombreuses et profondes ; c'est là aussi que la marne était soumise, depuis le plus longtemps, à l'influence de l'air et de l'eau. C'est donc là que sa cohésion avait disparu le plus complètement et sur la plus grande profondeur » (Anonyme, 1873, p. 625).

7.2.3

Poinçonnement du mur marneux par les piliers

Quand elles sont détrempeées, les marnes du mur présentent une cohésion faible. Par contraste, les piliers de sel, qui sont peu chargés, comme on le vérifie

a posteriori, fluent lentement et peuvent être considérés comme rigides : l'enfoncement des piliers dans le mur peut être approché par le problème du poinçon rigide appliqué sur un demi-espace (visco-)plastique.

Pour calculer sa capacité portante, on a supposé que le mur marneux était constitué d'un matériau purement cohérent (pas d'angle de frottement) mais qu'il présentait une viscosité (matériau de Bingham). Outre que la viscosité régularise les calculs, on voulait décrire la cinématique de l'évolution, depuis l'ouverture de la mine jusqu'à l'effondrement. Pour un tel matériau, l'écoulement libre apparaît pour une valeur déterminée $\omega = q/C$ du rapport entre la charge et la cohésion. Cette valeur est indépendante des caractéristiques élastiques et visqueuses du matériau et des dimensions du pilier ; elle dépend de la forme du pilier. Le cas du pilier cylindrique posé sur un demi-espace infini a été traité semi-analytiquement par Salençon et Matar (1982). Le rapport critique vaut environ $\omega = q/C \approx 6$. On a conduit des calculs numériques pour le cas des piliers minces toriques (les calculs numériques de l'évolution de la mine seront conduits avec l'hypothèse d'axisymétrie) ; une valeur comparable a été trouvée.

7.2.4

Choix d'un comportement rhéologique des marnes du mur

Ces ordres de grandeur constituent un guide utile. Certains quartiers de la mine actuelle (le mur y est sec) ont été exploités avec un taux de défruitement de $\tau = 75 \%$ et un recouvrement localement égal à $H = 200 \text{ m}$. On n'y a observé aucun signe de poinçonnement. Leur extension horizontale est suffisante pour que l'hypothèse de la charge tributaire y soit raisonnable, ce qui conduit à une estimation de $q = \bar{\sigma}_{zz} = \gamma H / (1 - \tau) = 17,5 \text{ MPa}$ environ pour la contrainte verticale moyenne sur les piliers, de sorte que la cohésion des marnes sèches est supérieure à $C = q/\omega \approx 3 \text{ MPa}$ (par ailleurs, l'existence d'un angle de frottement non nul est probable). Les marnes humides de Saint-Maximilien avaient manifestement une cohésion bien plus faible, mais celle-ci ne peut être estimée que par tâtonnements en effectuant le calcul complet de l'évolution de la mine et en cherchant à rester le plus proche des observations faites en 1873, notamment celles qui concernent les déplacements. On a essayé plusieurs valeurs et, comme indiqué plus loin, on a trouvé que $C = 0,75 \text{ MPa}$ donnait un bon accord avec les observations faites en place.

Il serait certainement plus exact de faire dépendre la cohésion de la profondeur, de la distance au puits n° 1 et du temps, car la dégradation des marnes par l'eau n'a été ni uniforme ni instantanée. Mais, aucune description crédible du processus de dégradation n'étant disponible, on a jugé préférable de donner à la cohésion une valeur faible mais homogène – rendre le mur moins résistant sous le seul pilier central aurait pu par exemple sembler une façon de préjuger du mécanisme d'effondrement.

La viscosité était encore plus difficile à choisir. La viscosité du sel à température ambiante *sous faible charge* est de l'ordre de $\mu = 10^{17} \text{ Pa.s}$ (Bérest *et al.*, 2005) et il fallait manifestement adopter une valeur plus basse pour les marnes qui se sont déformées bien plus vite que les piliers de sel. On a retenu $\mu = 10^{15} \text{ Pa.s}$; des valeurs plus faibles encore ne changeaient pas qualitativement les résultats mais rendaient les calculs

très longs. Après la présente étude, il apparut que la valeur choisie n'était pas en désaccord avec les résultats d'essais de laboratoire postérieurs décrits par Boivin (2007).

7.3

Comportement du toit

7.3.1

Raideur du sel et raideur du toit de sel

Le choix d'une cohésion faible des marnes du mur dégradées par l'eau implique que leur poinçonnement par les piliers peut survenir très tôt. Si le toit était extrêmement souple, la mine se fermerait complètement avant que l'effondrement ne devienne possible. S'il était extrêmement raide, on n'observerait guère de subsidence ni de convergence avant l'effondrement : le poinçonnement commencerait mais serait rapidement bloqué, seule une flèche très limitée du toit étant possible. On dispose de ce point de vue de quelques observations précieuses de Braconnier (voir paragraphe 4.1) qui établissent qu'à la veille de l'accident la subsidence était décimétrique et que près du pilier central la hauteur d'une galerie s'était réduite de 80 cm au moins.

La raideur globale du toit est une notion différente du module de la roche qui le constitue. En fait, si on assimile le sel au-dessus du quartier (sans pilier) à une plaque élastique circulaire encastrée de rayon R , de flèche $u = u(r)$, supportant une surcharge uniforme p , on peut définir son module global comme :

$$\frac{p}{u(0)} = \frac{64EI}{R^4} \quad (2)$$

Le toit devient donc beaucoup plus souple quand la mine s'élargit. L'inertie à la flexion I n'est pas facile à apprécier ; elle vaut en principe $I = \eta^3/12$ pour une couche unique d'épaisseur η petite devant R . En fait il est fréquent qu'un toit soit composé d'une succession de couches raides séparées les unes des autres par des couches plus molles (argiles, marnes) qui n'offrent qu'une résistance très faible et permettent un glissement relatif aisé des couches raides les unes par rapport aux autres. Supposons que l'épaisseur totale soit composée de N couches raides d'épaisseur η/N séparées par des interlits très minces et très peu résistants. L'inertie globale est alors la somme des inerties des N couches, $I(N) = N \times \eta^3/12N^3 = I(1)/N^2$, donc bien plus faible que l'inertie d'une couche unique d'épaisseur η . Pour grossier qu'il soit, ce modèle montre que la raideur globale à la flexion d'un toit peut être beaucoup plus faible que l'impression tirée de la rigidité d'une éprouvette ne le suggère.

7.3.2

Les discontinuités du toit à Varangéville

La formation salifère contient un grand nombre de couches horizontales qui ont été décrites par les géologues (par exemple Marchal, 1983). La note aux *Annales des mines* (Anonyme, 1873) répertorie 10 couches marneuses qui séparent les 11 couches de sel entre le toit du sel et le niveau de la mine ; leur épaisseur varie de 0,5 m à 3 m. Braconnier (1873c) souligne, après sa seconde visite, que plusieurs minces couches marneuses

contenues dans le toit immédiat de la mine ont joué un rôle mécanique manifeste, puisque des fractures horizontales s'y sont développées pendant l'effondrement ; ces fractures, entre couches décollées du toit, sont bien visibles sur la figure 4. Plus inattendues dans une formation de sel en couche, on observe aussi, à la fois en 4° et 11° couches, de nombreuses discontinuités verticales, remplies de sel, de marnes et d'anhydrite. Le tracé d'au moins certaines d'entre elles est reporté sur le plan de la mine de la figure 1. Une description détaillée de ces fractures verticales, organisées suivant un réseau polygonal, est donnée par Robelin et Bonijoly (1990). Avant l'effondrement, on avait observé que « Un grand nombre de piliers carrés présentaient sur toute leur hauteur des fentes atteignant jusqu'à 5 cm [...] précisément dans les veines presque verticales de marnes qui traversent irrégulièrement la onzième couche » (Braconnier 1873c, p. 2). Dans la suite on montre que ces fractures ont été ouvertes pendant l'exploitation par les fortes contraintes horizontales engendrées par l'écoulement des marnes sous les piliers, lorsque ceux-ci ont commencé à poinçonner le mur.

Pour la modélisation numérique, une prise en compte détaillée de toutes ces discontinuités était évidemment hors d'atteinte ; une description simplifiée était nécessaire. Un modèle élastique orthotrope de révolution était une option intéressante, mais on a adopté une solution plus grossière en intercalant trois couches horizontales de « marnes » de 3 mètres d'épaisseur dans la masse de sel. Un plus grand nombre d'intercalations eut été plus réaliste, mais aurait conduit à un maillage très lourd, compte tenu du grand nombre de calculs nécessaires. On a donc complété « l'assouplissement » du toit en réduisant substantiellement la raideur du sel (et des marnes intercalées), avec l'inconvénient de mal respecter la raideur vraie pour les transformations autres que la flexion d'ensemble du toit.

7.3.3

Un modèle du toit

Pour estimer la raideur globale du toit ainsi constitué, on a effectué des calculs numériques (le détail du modèle est donné au paragraphe suivant) pour une « caverne » cylindrique de 160 m de rayon à 160 m de profondeur (c'est-à-dire sans piliers ; il est probable qu'une telle caverne ne serait pas stable, mais c'est la raideur du toit qui nous intéresse ici, et non pas sa résistance). On a examiné trois hypothèses :

- (1) le toit est « mou » (le module du sel est $E = 1$ GPa et celui des marnes est $E' = 0,5$ GPa) ;
- (2) le toit est « raide » ($E = 5$ GPa et $E' = 1$ GPa) et
- (3) le toit est « très raide » ($E = 26$ GPa et il n'y a pas d'intercalations de marnes).

La flèche maximale du toit, prise au centre du quartier, était respectivement 74 cm, 28 cm et 10 cm. Il était clair que seul le toit « mou » pouvait pousser suffisamment les piliers dans le mur avant l'effondrement et rendre ainsi compte des convergences observées près du pilier central. Les calculs conduits ultérieurement (pour la mine complète avec ses piliers) montrent que la subsidence calculée avec l'hypothèse du toit « mou » était de 32 cm en 1873 (juste avant l'effondrement) et beaucoup moins avec les deux autres modèles et que le déplacement vertical du pilier central à la même période était de 40 cm, alors que le mur était remonté de 50 cm, d'après

les calculs, dans la galerie contiguë au pilier central, soit une convergence apparente de 90 cm, compatible avec les observations de l'époque, et qui donne à l'hypothèse « molle » une crédibilité. Néanmoins le modèle du toit, s'il fournit une description assez réaliste de la flexion du toit, ne peut avoir l'ambition de décrire le détail de son comportement mécanique.

8

Calcul de l'évolution de la mine

8.1

Le modèle

Le quartier réel comporte un pilier central de 29 m x 40 m et un grand nombre de petits piliers de 6 m x 6 m (Fig. 1). Le contour extérieur du quartier est approximativement un cercle de 160 m de côté. L'attention ne se porte pas sur le comportement individuel de chaque pilier – ce ne sont pas eux qui se sont rompus – mais plutôt sur le comportement d'ensemble du quartier, de sorte qu'on a adopté une description axi-symétrique simplifiée. Une contrainte importante était de respecter le taux de défrètement de $\tau = 82\%$. Les centaines de piliers de la mine réelle ont donc été remplacés par 8 « piliers » toriques de 2,87 m de largeur délimitant 9 « chambres » de 13,18 m de largeur, numérotées de 1 à 9 du centre du quartier vers l'extérieur. Le pilier rectangulaire central était remplacé par un pilier circulaire de rayon 21,37 m (cette description du quartier, et celle de la chronologie du creusement sont dues à Gérard Vouille, que les auteurs remercient). Le modèle complet du massif est un cylindre de 400 m d'épaisseur et 300 m de rayon. Sur sa base les déplacements verticaux et les cisaillements horizontaux sont nuls. Sur les côtés la contrainte géostatique est imposée. Les éléments sont des triangles à 6 nœuds ; dans la plupart des calculs on utilise 52 548 éléments (105 434 nœuds).

Le calcul numérique permet d'analyser les effets de la viscosité du sel et des marnes. Il faut donc tenir compte de la chronologie du creusement du quartier. Il est resté ouvert de 1855 (après le creusement du puits n° 1) à 1873 (date de l'effondrement). On a supposé qu'entre ces deux dates le tonnage annuel de sel extrait était constant, ce qui fixe la chronologie de l'ouverture des 9 chambres du modèle, le creusement de la dernière commençant peu après 12 ans et s'achevant à la quinzième année. On poursuit les calculs pendant 10 années supplémentaires (la mine réelle est alors effondrée) pour examiner les tendances de l'évolution.

8.2

Évaluation des contraintes

Quand on ouvre les premières chambres, au voisinage du pilier central, la charge verticale portée par les piliers créés (dont le pilier central) croît depuis la pression géostatique $-\gamma H = 3,5$ MPa à une profondeur de 150 m – jusqu'à une valeur plus grande qui est notamment influencée par le rayon atteint par le quartier. Dès lors que la cohésion sélectionnée pour les marnes du mur est faible, et que le toit modélisé est « mou », la capacité portante du mur (qui vaut 6 à 7 fois la cohésion) est rapidement dépassée et les piliers, dont le pilier central, commencent à poinçonner le mur. Chaque fois qu'une nouvelle chambre torique est ajoutée, un surcroît de charge s'applique immédiatement sur les piliers déjà créés (Fig. 6 ; la charge représentée est la charge additionnelle, qu'on doit ajouter à la pression géostatique initiale) mais il diminue rapidement : la viscosité des marnes du mur n'est pas considérable et permet une résorption relativement rapide de l'écart à la capacité portante (Fig. 6). La charge sur le pilier central reste toujours plus faible que celle qui s'exerce sur les petits piliers toriques ; inversement la contrainte verticale additionnelle sur le bord ferme – moyennée jusqu'à la limite extérieure du modèle – ne cesse de croître.

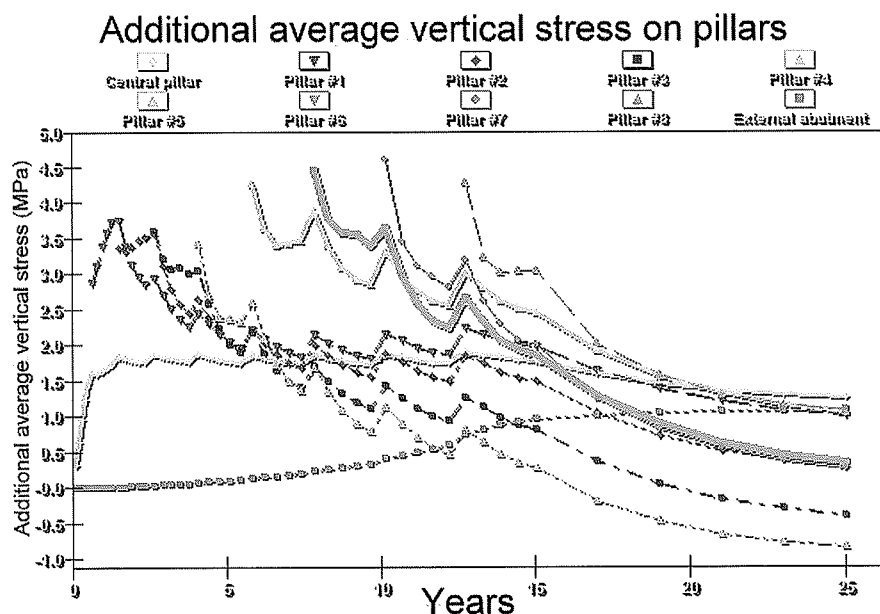


FIG. 6 Charges verticales additionnelles supportées par les huit piliers du modèle et le bord ferme (contour extérieur de la mine) en fonction du temps après l'ouverture de la mine.
Additional vertical loads on the pillars and external abutment as a function of time.

Déplacements

Les piliers pénètrent dans les marnes sous-jacentes qui sont repoussées vers les surfaces libres, c'est-à-dire les murs des deux galeries voisines, qui se soulèvent. Comme le volume des marnes demeure constant, le rapport entre l'enfoncement des piliers – qui est à peu près égal à la descente du toit – et le soulèvement du mur est dans le rapport des aires horizontales des piliers et des chambres, $\tau/(1 - \tau) \approx 4$, sauf toutefois au voisinage du pilier central et des bords fermes, où ce rapport est localement plus important. Notamment le poinçonnement précoce du mur par le pilier central déplace un volume important de marnes, permettant le soulèvement du mur de la galerie qui lui est contiguë. La figure 7 donne une image plus détaillée des déplacements dans les deux premières galeries les plus proches du pilier central. La descente du toit (40 cm) est identique dans les deux galeries. Les piliers poinçonnent le mur, de 38 cm pour le pilier central, et le mur se soulève de 40 cm dans la galerie n° 1 (le taux de défruiement local est proche de 50 %, et la descente du toit est presque égale à la montée du mur), moins dans les autres galeries, où le soulèvement est plus marqué au voisinage des piliers. La réduction de hauteur des galeries est la quantité que les mineurs pouvaient observer : le calcul la prédit un peu supérieure à 80 cm dans la galerie n° 1 : c'est l'ordre de grandeur de ce qui a été rapporté pour la galerie Sainte-Julie. Le modèle prédit aussi que le bord ferme poinçonne les marnes : cet effet n'est pas très réaliste, les marnes étant vraisemblablement restées sèches dans cette zone, mais le modèle ne rend pas compte de cette hétérogénéité probable de la cohésion.

Sous le premier pilier, à 35 m environ de l'axe du puits, l'écoulement des marnes est à peu près symétrique, de sorte qu'à la base du pilier des cisaillements de signe opposé sont appliqués sur la moitié gauche et la moitié droite. Le pilier étant raide en comparaison des marnes, des tractions horizontales apparaissent dans sa partie inférieure. Dans la vraie mine, ce mécanisme explique l'ouverture de fractures verticales, qui suivent les surfaces de faiblesse mécanique constituées par les

fentes remplies de marnes qui traversent les piliers. Dans la chambre la plus extérieure (non représentée) des compressions sub-horizontales sont engendrées dans les coins supérieur et inférieur du côté du bord ferme, comme il est logique au voisinage de l'encastrement d'une plaque en flexion. Après l'effondrement, la flexion du toit est plus grande, et ces contraintes de compression ont dû atteindre des valeurs considérables qui expliquent les dégâts observés dans le toit. Toutes ces remarques sont qualitatives, le modèle numérique ne reflétant que grossièrement la géométrie réelle des piliers.

8.4

Variantes

Les mêmes calculs ont été conduits en conservant l'hypothèse du toit « mou » mais en augmentant la cohésion du mur. Pour des valeurs de $C = 1$ ou $1,25$ MPa (au lieu de $C = 0,75$ MPa dans le cas de référence) l'évolution des charges portées par les piliers est la même que dans le cas de référence : elles convergent lentement vers la capacité portante du mur, qui est proportionnelle à sa cohésion. La réduction de hauteur de la première galerie après 25 ans est de 74 et 25 cm, respectivement, au lieu de 105 cm dans le modèle de référence. Dans la réalité la convergence était certainement supérieure à 80 cm (après 15 ans) de sorte que $C = 0,75$ MPa apparaît comme le meilleur choix. Quand on retient $C = 2$ MPa, la charge moyenne sur les piliers est de l'ordre de 9 MPa, moins que la capacité portante du mur qui est de l'ordre de $\omega C = 12$ MPa, et les piliers ne poinçonnent pas le mur ; d'ailleurs le déplacement vertical du toit après 25 ans n'est que de 35 mm : cette configuration est sans doute proche de celle de la mine sèche, telle qu'elle a été exploitée (sans eau) après 1873. Il est vraisemblable toutefois que les caractéristiques réelles des marnes sèches sont encore plus élevées (aucun indice de poinçonnement du mur n'a été observé depuis 135 ans dans la mine sèche).

On a aussi envisagé le cas d'un toit « raide » en conservant la cohésion de $C = 0,75$ MPa. Les charges verticales à 25 ans sur les piliers sont à peu près

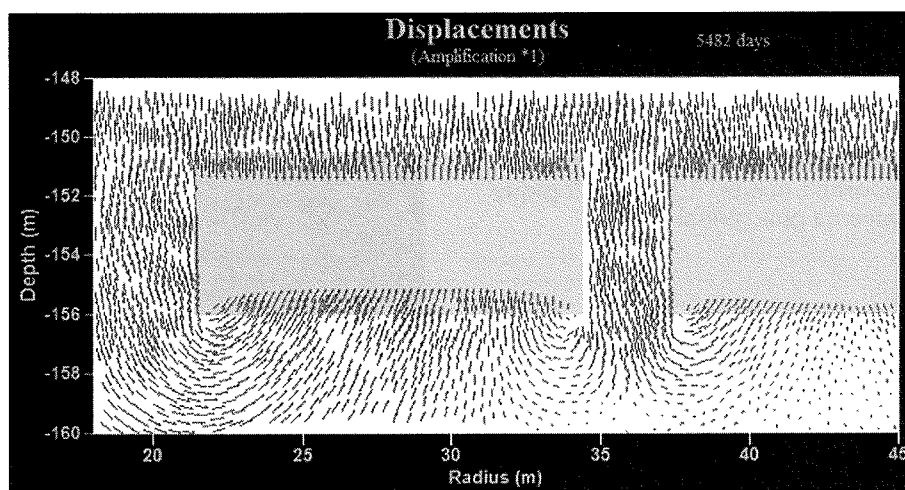


FIG. 7 Champ des déplacements dans les deux premières galeries 15 ans après l'ouverture de la mine.
Displacement field in the first and second galleries 15 years after mine creation.

inchangées, un résultat logique puisque ces charges tendent à devenir proportionnelles à la cohésion des marnes du mur. Mais avant cette date elles sont plus élevées que dans le modèle de référence, le poinçonnement étant plus progressif : le déplacement vertical à la base du pilier central à 25 ans n'est que de 21 cm au lieu de 44 cm dans le modèle de référence, qui doit donc être préféré.

9

L'effondrement

9.1

A la recherche d'un mécanisme de ruine

Le modèle, tel que décrit jusqu'ici, ne contient pas de mécanisme pouvant conduire à la ruine brutale du quartier. Certes l'écoulement libre est rapidement atteint sous les piliers ; mais le toit conserve une certaine raideur à la flexion qui limite le déplacement vertical des piliers et empêche un poinçonnement complet. Une ruine brutale ne peut qu'être associée à une chute brutale de la valeur d'un des deux paramètres essentiels, la cohésion du mur ou la raideur du toit, qui déterminent chacun un mécanisme particulier de rupture.

Une condition nécessaire pour que le premier mécanisme soit efficace est que le toit soit encore beaucoup moins raide qu'on ne l'a supposé jusqu'ici. On peut imaginer alors que la cohésion du mur marnéux – qu'on a choisie jusqu'ici faible mais uniforme et constante dans le temps – chute brutalement dans une large zone au cours du processus de dégradation par l'eau. Ce n'est pas une hypothèse invraisemblable, mais elle n'est pas conforme à l'image progressive que l'on peut se faire de l'infiltration de l'eau dans le mur.

Dans le second mécanisme, c'est la raideur du toit qui chute brutalement. On a observé que dans la galerie la plus extérieure le toit s'est effondré sur une épaisseur de plus de 3 mètres, et on pourrait être tenté d'y voir l'origine au moins immédiate de l'effondrement ; mais le toit de sel fait 70 m d'épaisseur, et une réduction de $3/70 = 4\%$ de cette épaisseur ne suffit pas à réduire significativement la raideur à la flexion. La chute du toit dans les galeries extérieures est très vraisemblablement une conséquence plutôt qu'une cause de l'effondrement. D'ailleurs il est difficile de concevoir que cette chute du toit, si elle avait été l'élément déclencheur, n'eût pas été précédée de signes précurseurs : les mineurs n'en rapportent aucun. Il est plus logique de chercher un mécanisme plus global.

9.2

Dilatace au-dessus du pourtour

On a vu que l'équilibre mécanique d'ensemble du quartier exige que des cisaillements verticaux croissants se développent sur le pourtour du cylindre constitué par les terrains au-dessus du quartier. Or on sait que le sel s'endommage (sans rompre franchement) quand l'état de contrainte sort d'un domaine dit « dilatatant » (la formulation la plus simple du critère dilatatant est $\sqrt{J_2} = C|I_1|$; $I_1 = \sigma_{kk}$ désigne le premier invariant du tenseur des contraintes et $J_2 = s_{ij}s_{ji}/2$ où $s_{ij} =$

$\sigma_{ij} - \sigma_{kk}\delta_{ij}/3$ est le second invariant du tenseur déviateur des contraintes) à l'extérieur duquel une microfissuration se développe, accompagnée de l'augmentation de la perméabilité, de la chute de la vitesse du son, de l'accroissement de l'émission acoustique et de celui de la vitesse de déformation, décrit par Chan *et al.* (1996) sous la forme d'un endommagement au sens de Katchanov ou Lemaitre. La description du comportement post-dilatant d'une structure complexe est délicate – une localisation des déformations est probable – mais on peut en première approche utiliser une analogie : si une large zone « dilatatante » (c'est-à-dire où le critère dilatatant est excédé) s'étend et notamment traverse la masse de sel, l'équivalent d'un écoulement libre devient possible. On a donc tracé l'évolution au cours du temps de la zone où le critère dilatatant est dépassé. On a utilisé le critère dilatatant assez élaboré proposé par De Vries (2003) pour le sel en couches de Cayuta (état de New York) ; on a utilisé toutefois des valeurs des paramètres de ce modèle qui rendent le sel de Varangéville un peu moins résistant que celui de Cayuta. On désigne par FOS (Factor of Safety) la valeur du critère pour l'état de contraintes calculé (ce rapport est supérieur à 1 quand

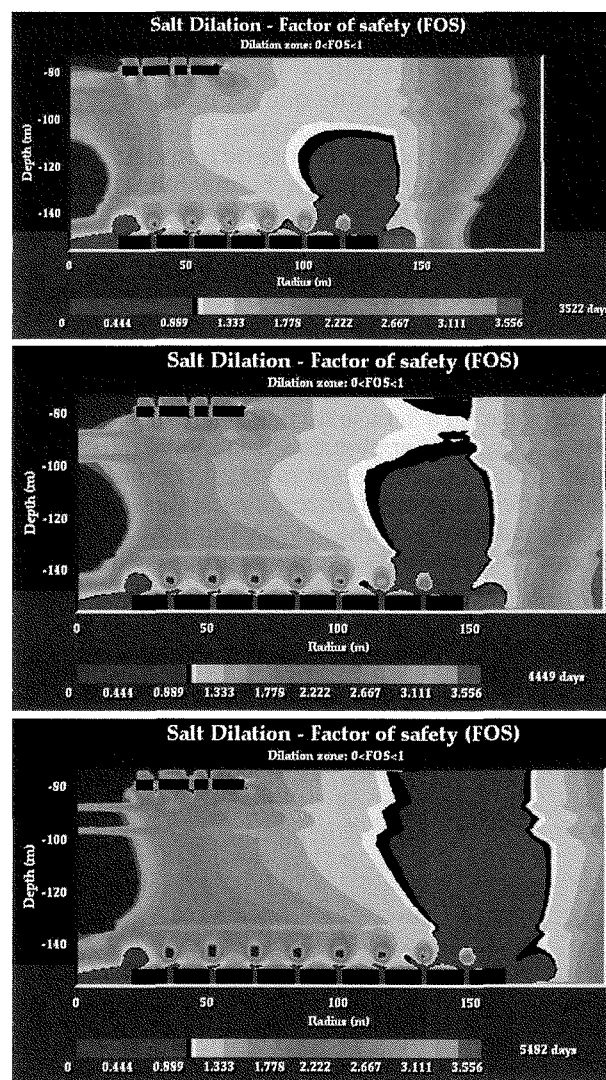


FIG. 8 Progression de la zone dans laquelle le critère dilatatant est dépassé pendant l'excavation des galeries n°s 7, 8 et 9. Progression of the zone in which the dilation criterion is met during excavation of galleries n°s 7, 8 and 9.

la dilatance n'est pas atteinte). Les résultats des calculs, dans lesquels on a pris en compte l'existence de l'exploitation en 4^e couche, sont présentés à la figure 8. Les trois dessins montrent le développement de la zone « dilatante », successivement après l'ouverture des 7^e, 8^e et 9^e galeries. Après que cette dernière est ouverte, s'étend du toit du quartier jusqu'au toit du sel une zone dilatante continue, qui peut fonctionner un peu comme une rotule plastique.

10

Conclusion

L'analyse des observations rapportées par les témoins de l'accident du quartier Saint-Maximilien permet de proposer une description cinématique de l'effondrement. L'origine de celui-ci doit être cherchée dans le poinçonnement par les piliers de sel des marnes du mur, affaiblies par la présence de grandes quantités d'eau utilisées pour l'exploitation de la mine. Le caractère brutal de l'effondrement, pour sa part, a pour origine vraisemblable une perte de résistance

des terrains du recouvrement à l'aplomb du pourtour extérieur de la mine, qui était le siège de sollicitations croissantes quand la mine s'élargissait. On a pu rendre compte de l'effondrement par le calcul numérique en traitant les marnes du mur comme un milieu viscoplastique de Bingham de cohésion réduite, en dotant le toit en sel, qui est traversé par de nombreuses discontinuités horizontales, d'une raideur à la flexion faible, et en prenant en compte un critère dilatant du sel proche de ceux proposés dans la littérature. Ces caractéristiques font de l'effondrement du quartier Saint-Maximilien un exemple probablement unique dans l'histoire des mines de sel.

REMERCIEMENTS

Cette étude a été rendue possible par un financement de Geoderis, l'agence de l'État chargée de l'Après-Mine, qui a autorisé la publication de cet article. La Compagnie des salins du Midi et des salines de l'Est (CSME) a aimablement autorisé la reproduction de photographies provenant de ses archives et Emmanuel Hertz a fait part aux auteurs de nombreuses remarques très précieuses. Gérard Vouille a proposé le découpage du creusement des chambres utilisé pour les calculs et rectifié plusieurs erreurs du manuscrit. Des discussions avec Jean Salençon et Alain Pecker ont permis d'éclaircir divers points relatifs à la capacité portante et aux effets dynamiques.

Bibliographie

- Anonyme – Note sur l'effondrement de la mine de sel gemme de Varangéville-Saint-Nicolas (Meurthe-et-Moselle). *Annales des mines*, 7^e série, Tome IV, 1873, p. 613-627.
- Bekendam R.F., Oldenzil C.E., Paar W.A. – Subsidence potential of the Hengelo brine field (part I). Physico-chemical deterioration and mechanical failure of salt-cavern roof layers. *Proceedings of the SMRI fall meeting*, San Antonio, 2000, p. 103-117.
- Bérest P., Brouard B., Feuga B. – Abandon des mines de sel : faut-il ennoyer ? *Revue française de géotechnique*, n° 106-107, 2004, p. 53-71.
- Bérest P., Blum P.A., Charpentier J.-P., Gharbi H., Valès F. – Very slow creep tests on rock samples. *International Journal Rock Mechanics Mining Sciences*, n° 42, 2005, p. 569-576.
- Boidin E. – *Interactions roches/saumures en contexte d'abandon d'exploitations souterraines de sel*. Thèse de doctorat de l'Institut national polytechnique de Lorraine, février 2007.
- Braconnier M.A. – 1^{er} rapport de l'ingénieur des mines sur l'effondrement de la mine de sel gemme de Varangéville-Saint-Nicolas, 2 novembre 1873a.
- Braconnier M.A. – 2^e rapport de l'ingénieur des mines sur l'effondrement de la mine de sel gemme de Varangéville-Saint-Nicolas, 3 novembre 1873b.
- Braconnier M.A. – 3^e rapport de l'ingénieur des mines sur l'effondrement de la mine de sel gemme de Varangéville-Saint-Nicolas, 4 novembre 1873c.
- Buffet A. – The Collapse of Compagnie des Salins SG4 and SG5 Drillings. *Proceedings of the SMRI fall meeting*, Roma, 1998, p. 79-105.
- Chan K.S., Munson D.E., Fossum A.F., Bodner S.R. – A constitutive model for representing coupled creep, fracture and healing in rock salt. *Proceedings of the 4th conference on the mechanical behavior of salt*. Clausthal-Zellerfeld, Germany : Trans Tech Publishers, 1996, p. 221-247.
- De Vries K.L., Mellegard K.D., Callahan G.D. – Cavern Design Using a Salt Damage Criterion : Proof-of-Concept Research Final Report. *Proceedings of the SMRI spring meeting*, Houston, 2003, p. 1-18.
- Feuga B. – Old salt mine at Dieuze (France) revisited 150 years after being abandoned. *Proceedings of the SMRI fall meeting*, Chester, 2002, p. 114-128.
- Feuga B., Bérest P., Karimi-Jafari M., Brouard B. – Mechanical Behaviour of a Marly Floor in two mines where brine or water was abundant. *Proceedings of the SMRI fall meeting*, Porto, 2008, p. 19-40.
- Feuga B. – Les effondrements dus à l'exploitation du sel. *Geosciences*, n° 9, avril 2009.
- Jeanneau V. – The sinkhole of the cavity LR 50/51 in La Rape Area, a case history. RHODIA Company. *Proceedings of the SMRI fall meeting*, Nancy, 2005, p. 9-24.
- Klein E., Contrucci I., Daupley X., Hernandez O., Bigarré P., Nadim C., Cauvin L., Pirson M. – Experimental monitoring of a solution-mining Cavern in Salt : Identifying and Analyzing Early-Warning Signals Prior to Collapse. *Proceedings of the SMRI fall meeting*, Austin, 2008, p. 135-146.
- Marchal C. – *Le gîte salifère keupérien de Lorraine-Champagne et les formations associées. Étude géométrique. Implications génétiques*. Mémoire n° 44, 2 volumes, 1983. Sciences de la Terre, Nancy.
- Minkley W., Menzel W. – Local Instability and System Instability of Room and Pillar Fields in Potash Mining. *Proceedings of the 3rd conference on the mechanical behavior of salt*. Clausthal-Zellerfeld, Germany : Trans Tech Publishers, 1996, p. 497-510.
- Minkley W., Mühlbauer J., Storch G. – Dynamic processes in salt rocks : a general approach for softening processes within the rock matrix and along the bedding planes. *Proceedings of the 6th conference on the mechanical behavior of salt* Taylor & Francis, London UK, 2007, p. 295-304.
- Robelin C., Bonijoly D. – Les discontinuités sédimentaires de la série salifère triasique de Varangéville (Meurthe-et-Moselle). Rapport BRGM-SGN R 31 834, octobre 1990.
- Rothenburg L., Dusseault M., Mraz D.Z. – A methodology for rock mechanics design of brine fields based on case histories of sinkhole formation in Windsor-Detroit area. *Proceedings of the 5th conference on the mechanical behavior of salt*. Clausthal-Zellerfeld, Germany : Trans Tech Publishers, 2002, p. 389-392.
- Salençon J., Matar M. – Capacité portante des fondations circulaires. *Journal de Mécanique Théorique et Appliquée*, vol. I, n° 2, 1982, p. 237-267.
- Vouille G. – Mine de Varangéville, Comportement mécanique des marnes du mur en présence de saumure. Rapport R 86/3 de l'École des mines de Paris pour la CSMSE, 1986.

Analyse en retour d'expérience de deux effondrements miniers dans des mines de charbon : cas des mines de Coalbrook (Afrique du Sud) et de Gardanne (France)

C. DIDIER

INERIS

Parc technologique Alata

BP n° 2

60550 Verneuil-en-Halatte

France

christophe.didier@ineris.fr

N. VAN DER MERWE

Past president of ISRM

University

of the Witwatersrand

Johannesburg, South-Africa

nielen@stablestrata.com

Résumé

Le présent article propose l'analyse en retour d'expérience de deux accidents miniers survenus au sein de mines de charbon. Le premier est la catastrophe minière de Coalbrook en Afrique du Sud qui a coûté la vie à plus de 400 mineurs. Le second correspond à l'effondrement de tout un secteur d'une mine située dans le bassin houiller de Provence (S-E de la France) qui n'a pas engendré de victimes mais a induit de gros dégâts pour l'exploitation. Après une description détaillée des contextes de ces deux mines et de la manifestation des deux effondrements, l'article présente les principales avancées dans le domaine de la mécanique des roches qui ont résulté de l'analyse de ces événements. Si les travaux consécutifs à Coalbrook ont été principalement consacrés à une meilleure caractérisation de la résistance des piliers *in situ*, le travail entrepris sur le bassin houiller de Provence a permis d'analyser, par le biais de la modélisation numérique, le mécanisme « piliers déformables – toit fragile » à l'origine des deux effondrements. Une mise en perspective des résultats et l'identification de pistes de développement complètent le document.

Mots-clés : mines, charbon, effondrement, retour d'expérience, résistance, piliers, rupture.

Back analysis of two collapses in underground coal mines: cases of Coalbrook (South Africa) and Gardanne (France)

Abstract

The paper proposes the back analysis of two major accidents that have occurred within underground coal mines. The first one concerns the Coalbrook disaster, in South-Africa, that killed more than 400 miners. The second one deals with the collapse of a whole sector of a mine located in the Provence coal basin (SE of France). This one did not induce any victim but generated major damage for the exploitation. After a description of the contexts of the two mines as well as the manifestation of the collapses, the paper presents the major improvements in the field of rock mechanics, which resulted from the analysis of both events. In the case of Coalbrook, the researches were mainly devoted to a better characterisation of the *in situ* pillar strength. In the case of the Provence coal field, the development performed made it possible to analyse, with the help of numerical modelling, the mechanism « crushing pillars – brittle roof » identified the origin of both brutal collapses. Some perspectives and identification of future developments are finally proposed.

Key words: mines, coal, collapse, back analysis, strength, pillars, failure.

Introduction

Le génie minier a toujours occupé une place à part dans le domaine de la mécanique des roches. Depuis la plus haute antiquité, les hommes se sont attachés à extraire du sous-sol les ressources minérales nécessaires au développement de leur société. Le dimensionnement et le creusement d'excavations souterraines ont ainsi constitué l'occupation principale de pionniers de la mécanique des roches. Leur expérience cumulée a progressivement contribué à l'élaboration de « l'art des mines » dont l'objectif principal a toujours été de combiner l'optimisation de la récupération du minerai avec la garantie d'une stabilité satisfaisante des ouvrages rocheux permettant d'assurer la sécurité des mineurs (Agricola, 1556).

Les développements technologiques ont progressivement transformé les pratiques. Les exploitations artisanales, de petite taille et peu profondes ont ainsi, peu à peu, laissé la place à des chantiers très mécanisés, de grande dimensions et dont la profondeur avoisine, aujourd'hui, les 4 000 m pour certaines mines (mines TauTona et Savuka par exemple, toutes deux exploitant l'or en Afrique du Sud). À l'origine, les connaissances et « bonnes pratiques », purement empiriques et « de bon sens », étaient transmises d'une génération à l'autre. Progressivement, des connaissances théoriques poussées dans le domaine notamment de la mécanique des terrains ont progressivement pris le relais (Hoek et Brown, 1980 ; Brady et Brown, 1993), complétées par de puissants outils de simulation numérique ou de caractérisation de laboratoire.

Pourtant, quelle que soit l'époque, la recherche et le développement des connaissances dans le domaine de la compréhension et de la maîtrise du comportement des massifs rocheux se sont toujours appuyés, pour une large part, sur le retour d'expérience. Notamment pour ce qui concerne l'analyse et la compréhension des accidents majeurs qui ont endeuillé l'histoire de l'activité minière et qui ont conduit les autorités responsables à identifier les phénomènes mis en jeu afin de prendre des mesures permettant d'éviter que de tels scénarios ne se reproduisent. En terme d'accidentologie minière, l'exploitation charbonnière a, sans nul doute, payé le plus lourd tribut en nombre de victimes. Les dix catastrophes les plus meurtrières de l'histoire minière se sont ainsi développées au sein de mines de charbon.

Bon nombre de ces catastrophes ont résulté d'explosions de poussières ou de gaz inflammables. C'est le cas des deux pires catastrophes jamais répertoriées. La première a endeuillé la Chine sous occupation japonaise, en 1942, engendrant la mort de 1 546 mineurs (Honkeiko Colliery). La seconde, la catastrophe de Courrières, a fortement marqué les esprits en France. Elle a frappé le bassin houiller du Nord et du Pas-de-Calais (France), en 1906, faisant 1 099 victimes. En marge de ce type d'accidents spécifiques des mines de charbon, plusieurs effondrements ont également généré des catastrophes majeures. Parmi celles-ci, la catastrophe de Coalbrook (Afrique du Sud) restera à jamais l'une des plus dramatiques et des plus marquantes de l'histoire minière internationale. Elle a coûté la vie à 437 mineurs et engendré l'effondrement spontané d'un secteur de chambres et piliers sur plus de 300 ha.

Le présent article s'attache à décrire le contexte de l'exploitation, en insistant sur l'identification des mécanismes ayant conduit au déclenchement de la catastrophe. Il synthétise également les principales avancées scientifiques et techniques qui ont résulté des analyses en retour d'expérience menées sur cette tragédie. Ces progrès ont principalement porté sur l'évaluation de la résistance des piliers *in situ*, dans le court et le long terme. La compréhension du fonctionnement couplé « piliers déformables / recouvrement raide », pourtant crucial dans la survenue de l'effondrement de Coalbrook n'a pour sa part que peu été étudiée à l'époque.

Pour illustrer cette problématique particulièrement complexe, nous nous appuierons sur un autre cas d'effondrement qui s'est, pour sa part, développé, en 1879, au sein du bassin houiller de Provence (France). Après une brève description du contexte et des caractéristiques de cet effondrement, une démarche méthodologique s'appuyant sur une ambitieuse campagne de reconnaissance valorisée par le développement d'une modélisation numérique à grande échelle des ouvrages souterrains est présentée. Elle a permis, dans un contexte d'abandon des travaux, d'identifier et de localiser les secteurs d'exploitation susceptibles de subir, dans le long terme, un phénomène semblable à celui ayant affecté l'exploitation de Gardanne par le passé.

Il peut apparaître surprenant de regrouper deux événements *a priori* très différents, tant pour ce qui concerne les dates de déclenchement (séparées de près d'un siècle), l'extension de la zone rompue (près de 20 fois plus importante à Coalbrook) mais également les conséquences de la rupture (l'une des pires catastrophes de l'histoire minière dans un cas, aucune victime dans l'autre). L'analyse des mécanismes mis en jeu dans le développement des effondrements met toutefois en évidence que ces deux événements présentent des similitudes, pouvant parfois même se révéler troublantes.

À la lumière des différentes avancées techniques décrites, les principaux questionnements et défis scientifiques qui demeurent et qui représentent des priorités de recherche pour les années à venir sont, pour conclure, mis en perspective.

2

La catastrophe de Coalbrook

La plupart des informations transcrites dans ce qui suit sont tirées de Van der Merwe (2006b), qui s'appuie lui-même sur les conclusions du rapport d'enquête sur la catastrophe réalisé par le *Government Mining Engineer* (1965).

2.1

Contexte géologique et minier de l'exploitation

La mine de Coalbrook est située au sein du bassin houiller du Vaal, au nord-est de l'Afrique du Sud, dans la région administrative de Orange Free State, à une petite centaine de kilomètres au sud de Johannesburg (Fig. 1).

Le gisement houiller de la vallée du Vaal, découvert au début des années 1870, se présente sous la forme d'une succession de trois couches de charbon, situées à la base d'une série géologique d'âge permien, consti-

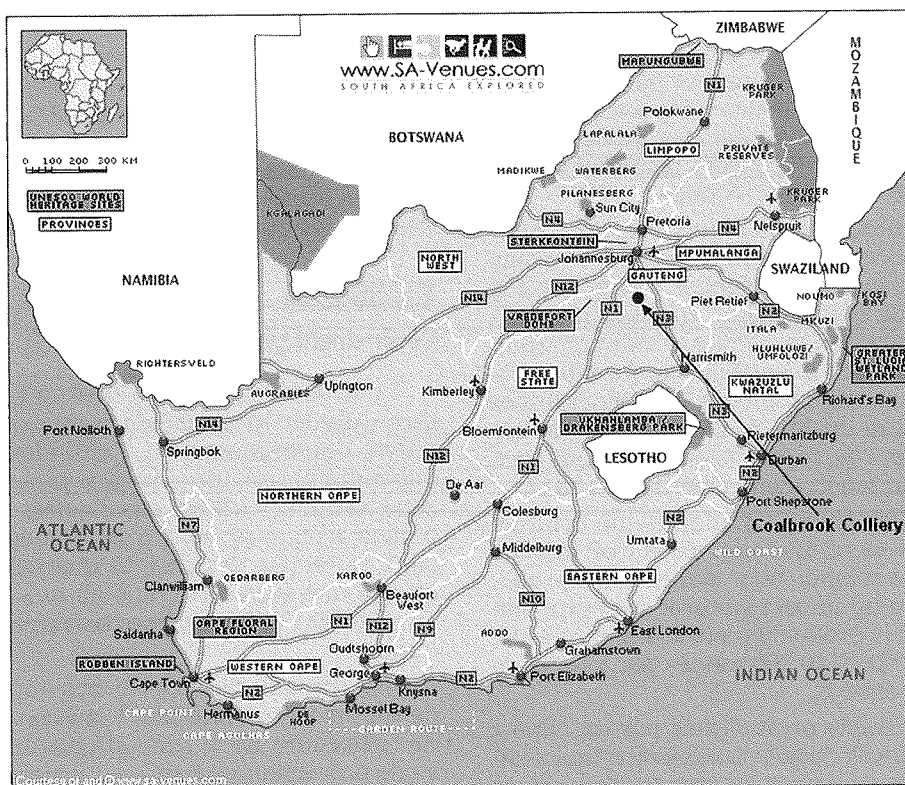


FIG. 1 Situation géographique de la mine de Coalbrook (source www.sa-venues.com).
Location of the Coalbrook mine (from www.sa-venues.com).

tuée, outre des veines de charbon, d'une alternance de grès, de grès schisteux, de schistes gréseux et de schistes calcaires. Le pendage des couches est subhorizontal, tout comme l'est la topographie des terrains de surface. La géologie du secteur est rendue particulièrement complexe par deux importants dykes de dolérite qui recoupent le secteur dans une direction NE-SW ainsi que par la présence d'un puissant filon horizontal de dolérite d'une quarantaine de mètres d'épaisseur, situé à 80 m à l'aplomb des travaux miniers (Fig. 2).

Le premier puits de la mine de Coalbrook fut foncé en 1905. La quasi-totalité des travaux miniers s'est, dès lors, développée au sein de la couche de charbon n° 2, située à une profondeur voisine de 140 mètres, sensiblement constante sur l'ensemble de l'exploitation (Fig. 3). Durant une trentaine d'années, les travaux

miniers se développèrent principalement vers l'est et le sud du puits principal, avec un schéma de dimensionnement globalement constant, à savoir des piliers carrés de 17-18 m de côté pour des largeurs de galeries voisines de 7 m, conférant à l'exploitation un taux de défrètement (noté τ) voisin de $\tau = 50 \%$ pour une hauteur limitée à 2,4 m et des piliers barrières séparant chaque quartier constitués par des bandes vierges

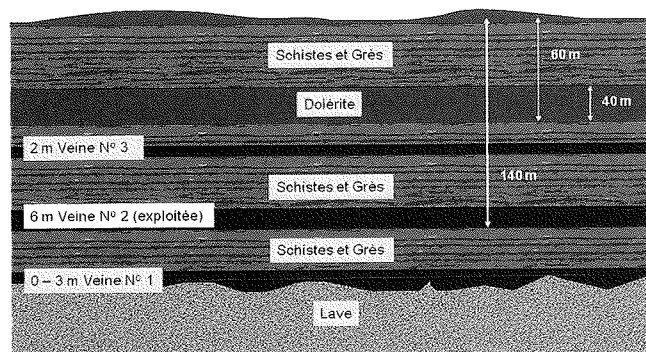


FIG. 2 Contexte géologique de la mine de Coalbrook (exploitation menée en couche 2).
Geological context of the Coalbrook mine (extraction within seam n° 2).

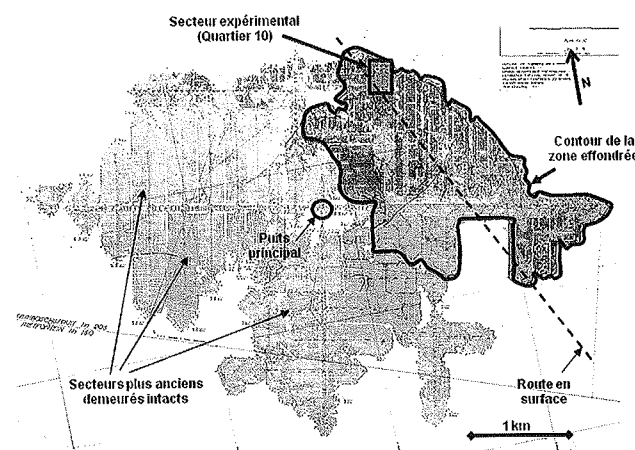


FIG. 3 Plan de la mine au moment de l'effondrement. Les zones en gris plus foncé ont été reprises sur le même principe que l'expérimentation menée au sein du « quartier 10 » (d'après Van der Merwe, 2006b).
Map of the mine at the time of the collapse. The darker grey sectors have been re-mined on the same principle of what has been performed in experimental « sector 10 » (from Van der Merwe, 2006b).

de 24,4 m de largeur. A partir de 1932, la largeur des piliers fut réduite à des valeurs de 13-14 m, pour des largeurs de galeries réduites pour leur part à 6-7 m, le tout conférant un taux de défrèvement pouvant localement dépasser 55 %, la hauteur des travaux étant toujours limitée à 2,4 m et les piliers barrières faisant désormais l'objet de fréquentes recoupes.

En 1949, les dimensions de piliers avaient à nouveau été réduites, avec une largeur moyenne voisine de 12 m pour des galeries maintenues identiques aux précédentes (taux de défrèvement, τ , pouvant atteindre 60 %). Les premières tentatives d'augmentation de la hauteur des galeries (jusqu'à 3,7 m) furent entreprises très localement sans toutefois être généralisées du fait de la mauvaise qualité du charbon abattu. Les dimensions des piliers barrières étaient, pour leur part, réduites à une valeur légèrement supérieure à 12 m.

A compter de 1950, l'implantation d'une centrale thermique dans le secteur fut entérinée et c'est la mine de Coalbrook qui fut retenue pour alimenter cette centrale. Ceci engendra un impact colossal sur l'exploitation de la mine dont la production eut à faire face à une augmentation de 1 600 à 10 000 tonnes par jour, et ce en moins de quatre années.

En dépit des conseils promulgués par un expert commis par la *Electricity Supply Commission* (qui avait conclu à la nécessité de ne pas augmenter l'ouverture des chantiers à plus de 2,9 m, de ne pas dépasser un taux de défrèvement supérieur à 40 % et de ne pas réduire la largeur des bandes fermes entre quartiers à moins de 18 m), diverses modifications substantielles du schéma de dimensionnement furent progressivement entreprises. Ainsi, à compter de 1951, l'augmentation de l'ouverture des chantiers fut systématisée, d'abord jusqu'à 3,7 m, puis à partir de 1957 jusqu'à 4,3 m et même localement jusqu'à 5,5 m.

Ce nouveau dimensionnement des chantiers contribua grandement à poursuivre l'augmentation substantielle de la production, cette dernière passant de 134 240 tonnes en 1954 à 2 260 660 tonnes en 1958.

2.2

L'effondrement

2.2.1

L'expérimentation du quartier 10

En complément de l'évolution progressive du schéma de dimensionnement détaillé ci-dessus, les responsables de la mine décidèrent, pour répondre aux besoins colossaux d'augmentation de la production, de mettre en œuvre une reprise des anciens quartiers, sous la forme d'une reprise conjuguée du bas toit et des piliers. Pour évaluer la faisabilité de la démarche, une expérimentation fut entreprise dans l'un des quartiers les plus récemment exploités (1952), le « Quartier 10 », situé à l'est de la mine (Fig. 3).

L'expérimentation consistait à créer des recoupes de 4 m de largeur et 2 m de profondeur au sein des piliers (pour atteindre un τ voisin de 65 %) et de rehausser l'ouverture des chantiers jusqu'à 4,3 m, voire localement 6,1 m. L'expérimentation fut appliquée à une centaine de piliers, soit une superficie environ égale à 3 ha. Le suivi du comportement de la zone expérimentale fut limité à de simples observations visuelles. Aucune

instrumentation ne fut entreprise. Après deux mois d'observations, comme aucun signe particulier n'avait été observé, on conclut au succès de l'expérimentation. Il fut donc décidé de généraliser le principe de reprise des anciens chantiers, tel qu'expérimenté au sein du Quartier 10, aux secteurs voisins, la mise en œuvre s'étendant progressivement vers le sud au sein des anciens quartiers.

2.2.2

L'événement précurseur

Le 28 décembre 1959, à environ 19 h, le secteur nord du « Quartier 10 », incluant la zone où avait été mise en œuvre l'expérimentation, s'effondra. L'effet de souffle engendré blessa une personne pourtant éloignée de la zone rompue. Il n'y eut pas d'autres dommages, aucun mineur n'étant présent, à ce moment, au sein des travaux de reprise des anciens quartiers. L'effondrement affecta une superficie de 6 ha environ et fut confiné au sud par l'un des piliers barrières de 12 mètres de largeur.

Les travaux de reprise des anciens quartiers se développaient à cette date à environ 300 mètres au sud de la bordure de la zone effondrée. Pourtant, aucun signe précurseur de type craquements ou dégradations anormales de piliers n'avait été détecté durant le poste de jour du 28 décembre. Au cours des 3 jours qui suivirent l'effondrement, des craquements sourds et des dégradations de piliers furent en revanche observés autour du périmètre de l'effondrement, puis tout cessa à nouveau. On ne dispose malheureusement pas d'une description détaillée de l'état des piliers au sein et en périphérie de la zone éboulée. La décision fut prise de redémarrer les travaux de reprise des anciens quartiers. Cet événement n'était hélas que le précurseur de la catastrophe à venir qui frappa la mine le 21 janvier 1960, soit 24 jours après le premier effondrement.

2.2.3

La catastrophe

Le 21 janvier 1960, à 16 h, le responsable en charge d'une équipe travaillant juste à l'ouest du Quartier 10 fut alerté par des bruits sourds provenant dudit quartier, accompagnés d'une dégradation rapide des piliers environnants. A 16 h 20, le responsable d'une autre équipe travaillant, pour sa part, en bordure sud du Quartier 10, lui aussi alerté par des indices sensiblement similaires, décida également de replier l'équipe dont il avait la charge mais, en chemin, ils furent surpris par un effet de souffle.

Les responsables de la mine, alertés par le rapport des responsables d'équipe, entreprirent immédiatement une reconnaissance du fond pour comprendre l'origine du phénomène. Ils découvrirent de nombreux barrages d'aérage rompus induisant l'émanation de méthane dans les chantiers exploités. L'absence de monoxyde de carbone leur permit d'écarter l'hypothèse d'une explosion pour origine des événements. Les craquements et la dégradation progressive des piliers se poursuivaient en bordure de la zone rompue de l'ancien Quartier 10. Le personnel de surface transmit l'information qu'une cuvette d'affaissement s'était développée, en surface, à l'aplomb du centre du quartier, délimitée par de larges fissures en périphérie.

Les responsables en conclurent que, la surface s'étant affaissée, « la charge sur les piliers devait s'être dissipée¹ » et que seul le Quartier 10 ayant posé problème, les autres secteurs pouvaient, pour leur part, être considérés comme sûrs. Ils décidèrent néanmoins d'évacuer les deux équipes situées à proximité immédiate du Quartier 10 et s'organisèrent pour assurer le remplacement rapide des barrages d'aérage endommagés. Les autres équipes en poste au sein des anciens travaux situés à l'est de la mine continuèrent à travailler normalement, aucune information signalant un quelconque dysfonctionnement n'ayant été émis par leurs responsables.

Peu après 19 h, les mineurs en charge du remplacement des barrages d'aérage au sud du Quartier 10 furent alertés par le développement croissant « de coups de tonnerre » provenant du centre du quartier ainsi que par l'augmentation des émissions de méthane. Ils décidèrent de se replier vers une zone sécurisée mais, avant qu'ils n'aient pu l'atteindre, ils furent engloutis par « un ouragan de poussière accompagné de coups de tonnerre ».

L'effet de souffle balaya la mine avec une extrême violence durant 10 min puis diminua progressivement d'intensité pour finalement prendre fin 45 min plus tard. De nombreux mineurs furent renversés par cet effet de souffle et l'ensemble du personnel évacua peu à peu la mine. Ce n'est qu'une fois cette évacuation achevée que l'on réalisa qu'aucun des mineurs travaillant au sein des quartiers situés à l'est de la mine n'avait pu remonter au jour.

Les reconnaissances aussitôt entreprises mirent en évidence que tous les accès menant aux quartiers est étaient effondrés. De nombreuses tentatives furent organisées pour forer des puits de secours depuis la surface mais le puissant filon de dolérite compliqua considérablement les travaux de forage. Au bout de quelques semaines, les travaux de recherche furent abandonnés. Tous les forages avaient mis en évidence les signes d'un effondrement généralisé de l'ensemble du secteur, accompagné localement de fortes venues d'eau et d'importantes émissions de gaz. Les corps des 437 mineurs qui périrent dans l'effondrement ne furent jamais retrouvés (Fig. 4).

En surface, la cuvette d'affaissement détectée suite à la rupture survenue à 16 h s'étendit progressivement vers le sud-est pour atteindre une extension de 1 200 m. A l'aplomb même de l'endroit où avait été menée l'expérimentation, une cuvette circulaire de 150 m de diamètre s'était développée, avec une profondeur d'environ 2 m, bordée par un réseau de fractures très largement ouvertes (0,5 m). La surface totale affectée par l'effondrement fut évaluée à 324 ha. En surface, l'amplitude moyenne de l'affaissement sur l'ensemble de la zone fut estimée à 0,6 m. Elle atteignait toutefois des valeurs plus élevées là où la reprise du bas-toit avait été menée de manière intensive.

2.3

Les principales avancées méthodologiques suite à la catastrophe

La catastrophe de Coalbrook engendra un véritable choc dans la communauté minière sud-africaine mais également internationale. Les experts gouvernemen-

⁽¹⁾ Concept peu clair traduisant probablement l'idée que la convergence des travaux souterrains s'étant reportée en surface, c'est l'ensemble des terrains de recouvrement qui s'étaient affaissés, ne laissant pas ainsi un haut-toit « suspendu » au droit de piliers rompus.



FIG. 4

Coupure de presse au lendemain de la catastrophe.

Press headline the day after disaster.

taux formulèrent des recommandations fortes parmi lesquelles la plus importante consistait à exiger, à l'avenir, une analyse argumentée des dimensions de piliers à mettre en œuvre au regard des différents contextes d'exploitation (*Government Mining Engineer*, 1965).

La priorité des travaux de recherche fut donc consacrée à l'établissement d'une méthodologie fiable permettant de définir la résistance effective de piliers *in situ* et, donc, de dimensionner efficacement les appuis. Les premières tentatives consistant à déterminer, en laboratoire, la résistance d'éprouvettes de petites dimensions (du dm^3 au m^3) puis à extrapoler les résultats vers des piliers de taille réelle étant trop complexes et sujettes à incertitudes, les recherches s'orientèrent vers deux approches menées parallèlement : la caractérisation de l'effet d'échelle dans la résistance des piliers et la prise en compte de l'effet d'élanement dans cette résistance.

2.3.1

Caractérisation de l'effet d'échelle dans la résistance des piliers

Bieniawski et van Heerden (1975) se consacrèrent, avec l'aide du CSIR (Council for Scientific and Industrial Research), à la caractérisation de la résistance d'échantillons de charbon de grande taille, en constituant, *in situ*, de petits piliers de charbon soumis progressivement à des sollicitations de nature à les conduire jusqu'à la rupture. Leurs travaux conduisirent notamment à deux avancées importantes :

- au-delà d'une dimension d'échantillons d'environ 1,5 m, l'effet d'échelle n'est plus notable dans le cas du charbon ;

- la résistance mécanique d'un échantillon de charbon est fonction croissante du rapport largeur sur hauteur (w/h)².

⁽²⁾ Dans la culture française où l'on parle plus généralement d'élanement des piliers (rapport largeur/hauteur), ce rapport w/h est fréquemment appelé « l'anti-élanement ».

Bieniawski (1968) proposa ainsi une relation linéaire reliant la résistance des piliers de charbon, σ_c , au ratio w/h (w : largeur des piliers ; h : hauteur des piliers) pour des rapports $w/h > 1$ et des largeurs $w > 1,5$ m.

$$\sigma_c = 2,76 + 1,52 w/h \text{ en MPa} \quad (1)$$

Pour généraliser la prise en compte de cet effet d'échelle, Holland (1973) et Hustrulid (1976) notamment proposèrent, dans les *unités de mesure du système impérial*, une relation du type :

$$R_{c_{d1}} = R_{c_{d2}} (d_1/d_2)^\alpha \text{ (en psi)} \quad (2)$$

Avec :

d_1 : dimension du côté des échantillons testés (en pouces) ;

$R_{c_{d1}}$: résistance à la compression uniaxiale d'un échantillon cubique de côté d_1 (en psi) ;

α : constante établie par les différents auteurs pour les différents sites étudiés.

Connaissant la résistance en laboratoire d'un échantillon de dimension d_2 , il est ainsi possible d'évaluer la résistance d'un pilier de dimension d_1 par ce processus de calcul³. Dans les faits, on n'affecte généralement pas à d_1 la largeur intégrale du pilier mais une valeur sensiblement égale à la taille représentative telle que proposée par Bieniawski (1968) ou Hustrulid (1976), à savoir entre 0,9 m et 1,5 m (taille minimale d'échantillon au-delà de laquelle il devient représentatif du massif et, de fait, l'effet d'échelle peut être négligé).

Pour Holland (1973), et Hustrulid (1976) ayant principalement travaillé sur des charbons sud-africains, les valeurs déterminées de α sont voisines de - 0,5.

2.3.2

Prise en compte de l'effet d'élancement dans la résistance des piliers

Salamon (1967) privilégia pour sa part une approche statistique du problème, s'attachant à mettre à profit une base de données de 27 piliers rompus et 92 piliers intacts. Avec l'aide de Munro, ils établirent une relation permettant de déterminer la résistance de piliers de charbon carrés afin de restituer, au mieux, le comportement observé des piliers constituant la base de retour d'expérience (Salamon et Munro, 1967) :

$$\sigma_p = 7,176 (w^{0,46})/(h^{0,66}) \text{ en MPa} \quad (3)$$

(avec w et h initialement en pieds)

Contrairement à la relation proposée par Bieniawski (1968), les exposants du numérateur et du dénominateur sont ici différents. L'application de cette formule doit donc être restreinte à l'utilisation de dimensions de piliers transcrites en unités équivalentes à celles utilisées pour son élaboration (à savoir des mètres pour les valeurs de α et β présentées ci-dessus).

La valeur 7,176 MPa figurant dans la relation précédente correspond à la valeur de résistance d'un charbon « moyen », représentatif de la base de données mise à disposition de Salamon, et permettant de prévoir 50 % de cas de rupture pour l'ensemble des piliers présentant un facteur de sécurité de 1,0. Salamon déduisit de ses travaux que, pour un panneau minier « classique », un facteur de sécurité de 1,6 devait être recherché, valeur représentative des échantillons non rompus présents dans la base de données étudiée.

⁽³⁾ Précisons à ce sujet que les échantillons testés étaient de section carrée, technique peu usitée dans l'approche française qui privilégie les éprouvettes cylindriques.

La formule de Salamon-Munro fut, dès lors, très largement adoptée et mise en pratique dans l'industrie minière sud-africaine au point d'être presque élevée au rang de dogme !

2.3.3

Évolution de la formule de Salamon

Différentes améliorations furent toutefois apportées, dans les années qui suivirent, à la formule fondatrice proposée par Salamon et Munro (1967). Son extension à des piliers, non plus carrés mais rectangulaires, fut ainsi étudiée par Wagner (1974), Salamon (1982) et Van der Merwe (1998).

Madden (1981) reprit l'analyse de Salamon et Munro en étendant la base de données initiale aux 17 nouveaux effondrements s'étant produits en Afrique du Sud entre 1960 et 1980. Il établit une nouvelle relation qui ne fut toutefois pas jugée suffisamment différente de celle de Salamon pour remettre en cause l'application de la formule « fondatrice » qui faisait désormais autorité dans l'industrie minière sud-africaine.

Van der Merwe (1993), étudiant l'application de la formule de Salamon et Munro (1967) à trois mines spécifiques du bassin houiller du Vaal (Sigma, Cornelia et Coalbrook) mit en évidence qu'elle ne permettait pas, en l'état, d'expliquer les nombreuses ruptures répertoriées sur ce seul secteur. Pour ce faire, il convenait de modifier le premier terme de la formule, le réduisant de 7,176 MPa à 4,5 MPa. Seule une réduction de cet ordre permettait de traduire le fait que le charbon du bassin du Vaal s'avère sensiblement moins résistant que la valeur moyenne que l'on est amené à retenir à l'échelle de l'Afrique du Sud. Il en résulte la constatation paradoxale suivante : la formule établie suite à la catastrophe de Coalbrook s'est avérée non parfaitement adaptée à l'environnement particulier de cette mine !

Van der Merwe (2003), valorisant une base de données encore enrichie et s'appuyant sur une approche statistique légèrement différente de celle employée par Salamon, établit deux nouvelles relations, cette fois-ci linéaires vis-à-vis du rapport w/h .

$$\text{Formule générale} \quad \sigma_p \text{ (MPa)} = 3,5 w/h \quad (4)$$

$$\text{Charbons du bassin du Vaal} \quad \sigma_p \text{ (MPa)} = 1,5 w/h \quad (5)$$

2.4

Retour sur le mécanisme de déclenchement de la catastrophe

Si on applique les relations présentées ci-dessus aux caractéristiques des piliers exploités dans le secteur effondré de la mine de Coalbrook, il est possible d'évaluer, en rétro-analyse, la résistance de ces appuis et d'en déduire leurs conditions de stabilité, indépendamment du comportement du recouvrement. L'analyse en détail du plan d'exploitation de la zone effondrée met en évidence l'existence de différents schémas de dimensionnement coexistant au sein de la zone. Pour simplifier l'analyse et ne pas multiplier les simulations, on prendra un « schéma moyen », jugé le plus représentatif possible des travaux souterrains du secteur.

Ainsi, les dimensions caractéristiques retenues pour définir ce schéma d'exploitation représentatif correspondent à des galeries de 6,1 m de largeur pour des

piliers carrés « équivalents » (intégrant l'existence de refentes locales) de 13,7 m de côté pour une hauteur moyenne de 4,9 m.

En limitant les applications numériques suivantes, aux fonctions les plus récentes et spécifiquement établies sur le bassin houiller du Vaal, il vient pour les valeurs de résistance des piliers à la compression (R_c) :

– Van der Merwe (1993), adaptation de la relation de Salamon et Munro au bassin houiller du Vall : $R_c = 5,3 \text{ MPa}$;

– Van der Merwe (2003) appliqué au bassin houiller du Vall sur la base d'une base de données élargie : $R_c = 4,2 \text{ MPa}$.

Dès lors, considérant une profondeur des travaux de 137 mètres, un poids volumique des terrains de recouvrement de 25 kN/m^3 et, considérant le dimensionnement des travaux précisés plus haut, un taux de défrêtement dans la zone de l'ordre de 53 %, il vient, si on applique l'hypothèse de l'aire tributaire (à savoir un recouvrement entièrement pesant sur les piliers), une estimation de la contrainte verticale s'exerçant au sein des piliers :

$$\sigma_p = 7,2 \text{ MPa.}$$

De fait, on peut évaluer les valeurs du coefficient de sécurité des piliers de charbon de la zone de reprise des piliers, en fonction des relations proposées par Van der Merwe (1993 et 2003). Il vient :

$$0,6 < F_s < 0,7 \text{ avec } F_s = R_c / \sigma_p$$

Il ressort de ces calculs que les piliers de charbon du Quartier 10 de la mine de Coalbrook étaient largement sous-dimensionnés pour pouvoir garantir, du fait de leur propre résistance, le poids des terrains de recouvrement. Pourtant, la stabilité du plot d'essai a été jugée satisfaisante au bout de quelques semaines et l'extension de la reprise des piliers a été mise en œuvre durant plusieurs années au sein du Quartier 10 avant le déclenchement de l'effondrement.

Seul un rôle majeur du recouvrement et notamment du banc massif de dolérite peut donc expliquer cette stabilité apparente des piliers pourtant largement sous-dimensionnés.

Cette estimation rapide de la résistance des piliers permet de valider l'interprétation du mécanisme de rupture proposée à la conclusion de l'enquête qui suivit la catastrophe (*Government Mining Engineer*, 1965). Selon les experts en charge du dossier, l'effondrement du 28 décembre 1959 s'est développé à l'aplomb de la zone d'expérimentation, fragilisant le filon de dolé-

rite, sans pour autant le rompre totalement (aucune apparition de cuvette d'affaissement en surface). Du fait de cette rupture, le filon, qui présentait jusqu'alors un comportement mécanique sensiblement assimilable à celui d'une plaque encastrée (en appui sur les bords fermes de l'exploitation), vit son comportement se transformer en un appui en « porte-à-faux⁴ ».

Le 21 janvier, la rupture totale du filon de dolérite induisit un report de l'ensemble du poids du recouvrement sur les piliers qui étaient largement sous-dimensionnés pour supporter cette charge transmise de manière dynamique. Le phénomène d'effondrement se généralisa alors à tous les quartiers environnants, la rupture ne s'arrêtant que sur les bords fermes de l'exploitation ou au contact de piliers barrières intacts et présentant des largeurs supérieures à 12 m. Seuls des appuis de ce type étaient en effet capables de reprendre l'intégralité du poids des terrains de recouvrement.

3

L'effondrement de Rocher Bleu

3.1

Contexte géologique et minier de l'exploitation

Le bassin houiller de Provence est situé dans le Sud-Est de la France, entre les villes d'Aix-en-Provence et de Marseille. D'orientation principale est-ouest, il s'étend sur 70 km de long et 12 km de large. Le pendage des couches, limité à environ 5° et régulier, est principalement orienté vers le nord et l'ouest. Hormis quelques accidents structuraux en bordure de bassin, les formations constituant le cœur du synclinal présentent une grande régularité et apparaissent peu déformées malgré la présence d'accidents transverses (Fig. 5).

Le gisement houiller est entièrement compris dans une formation calcaire massive d'âge Crétacé Supérieur, d'une puissance voisine de 200 m et constituée de bancs continus, souvent très résistants et très raides, recouverte, dans les parties les plus profondes du bas-

⁽⁴⁾ On parle de « porte-à-faux » lorsqu'une extrémité d'un élément se trouve sans support immédiat sous-jacent. La structure comporte dès lors un risque de rupture car sa stabilité repose principalement sur sa résistance au cisaillement au niveau de l'appui résiduel.

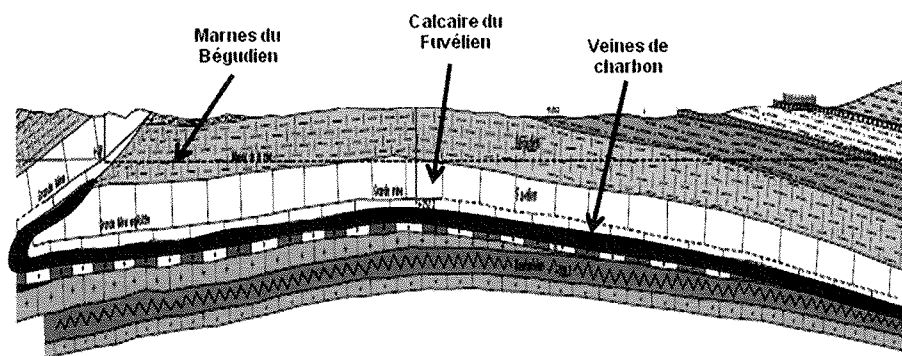


FIG. 5

Contexte géologique du bassin houiller de Provence (source Charbonnages de France).

Geological context of Provence coal field (from Charbonnages de France).

sin, par d'épais dépôts argilo-marneux. Il se compose de sept couches de charbon d'épaisseurs variables dont seules les 4 plus profondes ont été très largement exploitées. Parmi celles-ci, la couche la plus profonde, mais également la plus puissante, dite « Grande Mine » a fait l'objet de la grande majorité des travaux souterrains. Son épaisseur varie entre 2 et 5 m selon les secteurs du bassin (une valeur moyenne de 3 mètres peut être considérée comme représentative).

L'exploitation, qui débuta au XVI^e siècle, prit son essor industriel vers le milieu du XIX^e siècle et connut son apogée durant les périodes succédant aux guerres mondiales, avant de décliner progressivement à compter des années 80. La dernière taille s'est arrêtée fin janvier 2003, portant la superficie totale des terrains sous-minés à un peu moins de 200 km².

Jusqu'en 1930, la veine Grande Mine fut intégralement exploitée par chambres et piliers abandonnés (superficie de plus de 3 000 ha). Le schéma d'exploitation (piliers carrés de 10 m de côté et des galeries de 10 m de largeur) et le taux de défrètement résultant (τ voisin de 75 %), n'a que relativement peu varié avec le temps et la profondeur (depuis les affleurements jusqu'à 400 m environ).

A compter de 1930, la technique des longues tailles s'est progressivement substituée aux chambres et piliers abandonnés, notamment pour ce qui concerne les secteurs plus profonds (de 500 m à 1 300 m). A compter de 1970, seule la technique d'exploitation par longues tailles profondes était mise en œuvre dans le bassin houiller de Provence, la technique par chambres et piliers ayant été définitivement abandonnée (Fig. 6).

Les différentes sources d'informations consultées (enquête orale, photographies aériennes, archives écrites) convergeaient toutes pour indiquer que, du fait de la très grande résistance du toit calcaire notamment, les quartiers exploités par chambres et piliers abandonnés dans le bassin de Provence n'avaient pas généré de ruptures majeures en surface durant les deux derniers

siècles d'exploitation. Toutefois, presque par le plus grand des hasards, une très ancienne monographie (Villot, 1889) fut retrouvée, oubliée de tous ou presque, et décrivant un effondrement en masse ayant affecté le bassin houiller il y a 120 ans de cela, événement lui aussi disparu de la mémoire collective (probablement du fait de l'absence de victimes). Cet effondrement s'est développé au sein d'un secteur d'exploitation dit « du Rocher Bleu ». Sa description puis l'analyse du mécanisme déclencheur font l'objet de la suite du présent article.

3.2

Description de l'effondrement

Dans le tome XVI des *Annales des Mines* (année 1889), un article de M. Villot (Inspecteur Général des Mines), fait référence à un effondrement brutal ayant affecté, dans la nuit du 29 au 30 avril 1879, l'exploitation houillère de Provence en couche Grande Mine dans le secteur dit de Rocher Bleu (Fig. 6), dans un quartier où la profondeur moyenne des travaux est de 170 m (elle varie entre 160 et 190 m sur l'ensemble de la zone effondrée).

Dans le secteur concerné, la couche Grande Mine (de 2,5 m de puissance) était principalement exploitée en damier, avec un dimensionnement classique déjà évoqué plus haut (galeries de 10 m de largeur, piliers carrés de 10 m de côté) induisant un taux de défrètement de 75 %.

Quelques années avant l'effondrement, « sous l'influence des hauts prix qu'avaient atteints les combustibles » une expérimentation fut menée pour tenter d'améliorer la productivité de la mine. Entre 1873 et 1876, les exploitants ont ainsi réduit, au sein d'un secteur expérimental, les dimensions des piliers pour les limiter à des carrés de 6 m de côté pour des galeries de 14 m de large, augmentant, par là même, le taux de défrètement à une valeur proche de 90 %. Comme ce fut le cas à Coalbrook, l'expérimentation consista à dégraisser des piliers déjà existants et non à réaliser de nouveaux piliers avec le taux de défrètement expérimental. Ceci explique en partie pourquoi, du fait des plans d'exploitation non parfaitement tenus à jour, il est très délicat de circonscrire, avec précision, les contours, *a priori* assez étendus, du secteur d'expérimentation. On sait toutefois que ce secteur était contenu au sein de la zone effondrée.

Dès 1877, constatant les inconvénients de cette modification de la méthode d'exploitation sur la stabilité des ouvrages, l'exploitant est revenu aux dimensions initiales des piliers. Mais c'est environ 6 années après le début de l'expérimentation, nouvelle similitude intéressante avec le cas de Coalbrook, que le bien-fondé de la démarche allait trouver ses limites. Dans une circulaire du ministère de l'Industrie recensant les principaux accidents ayant affecté des exploitations souterraines menées par piliers abandonnés, il est précisé que :

« Depuis quelque temps avant l'éboulement, la partie exploitée par piliers plus faibles travaillait fortement. Les piliers s'écaillaient, les plus chargés se fissaient, certains s'effondraient et on percevait des craquements ».

Villot (1889) décrit la manifestation de l'effondrement de Rocher Bleu en ces termes :

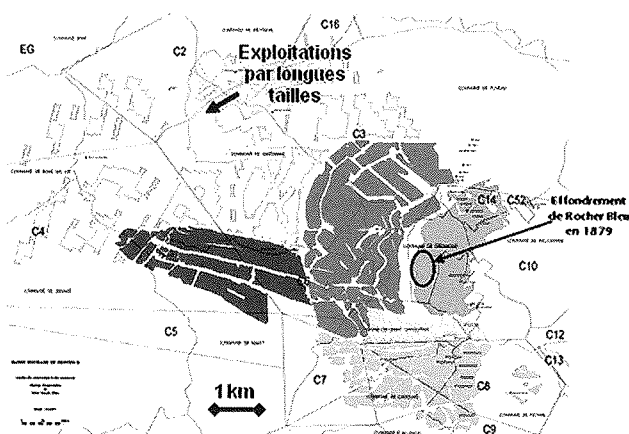


FIG. 6 Emplacement de la zone effondrée dans le secteur de Rocher Bleu. En gris pâle, secteurs exploités par longues tailles. En gris plus foncé, différents secteurs exploités par chambres et piliers abandonnés. Location of the Rocher Bleu collapse. In grey, sectors mined by longwall method. In other colors, several sectors extracted by room and abandoned pillars method.

« Dans la nuit du 29 au 30 avril 1879, un craquement formidable suivi de trépidations se produisit tout à coup ; fort heureusement les chantiers de cette région n'étaient pas occupés à ce moment. Une galerie de roulage qui les traversait, fut écrasée sur une longueur de près de 700 m ; par places, le toit et le mur se touchaient... ».

La partie éboulée semble avoir été assez nettement circonscrite par un quadrilatère délimité au nord, par une zone où la couche s'était avérée argileuse et moins résistante ; à l'est, par une faille bien connue ; à l'ouest, par une « moulière », terme local décrivant une faille remplie de boues argileuses prédisposant les épontes à des glissements ; enfin au sud par la bordure de l'exploitation. L'effondrement s'est ainsi développé sur une superficie légèrement inférieure à 20 ha. Au regard de l'extension de la zone touchée et de la violence du phénomène, l'absence de victimes résulte d'une combinaison de facteurs favorables (événement survenu en pleine nuit à la veille d'un jour férié, chantiers déserts). Si le phénomène s'était déclenché en d'autres circonstances, tout porte à croire que la mine du Rocher Bleu serait venue compléter la longue liste des exploitations endeuillées par l'occurrence d'accidents collectifs meurtriers.

En s'appuyant sur la description de la zone éboulée fournie dans la note de Villot, il a été possible de recalculer, au mieux, le secteur effondré sur un ancien plan d'exploitation (Fig. 7). On notera que, sur ce plan, les quartiers situés au sud-est de la zone effondrée (figurés sombres en bas à gauche du plan) sont postérieurs à la rupture et n'existaient donc pas à la date du 30 avril 1879.

Les manifestations en surface sont mal décrites, du fait notamment du caractère très accidenté et végétalisé des terrains de surface. On ne dispose d'aucune information sur l'extension ou sur la profondeur de la cuvette d'affaissement. Il ne fait en revanche aucun doute que l'éboulement se soit propagé au sein du recouvrement car l'exploitant a reconnu plus tard, à l'aplomb de la rupture, une veine de charbon, située plusieurs dizaines de mètres plus haut que la veine Grande Mine, intensément déformée, voire broyée du fait du mouvement de masse ayant affecté le toit.

On sait par ailleurs que d'importantes secousses furent ressenties en surface, notamment dans le village de Gréasque situé à proximité de la zone effondrée, à la périphérie duquel une maison s'effondra. Ces secousses furent d'ailleurs ressenties jusqu'à Gardanne, commune située à une dizaine de kilomètres de l'éboulement. Faisant suite à l'éboulement principal, plusieurs « répliques » d'intensité moindre furent à nouveau perçues le lendemain et le surlendemain.

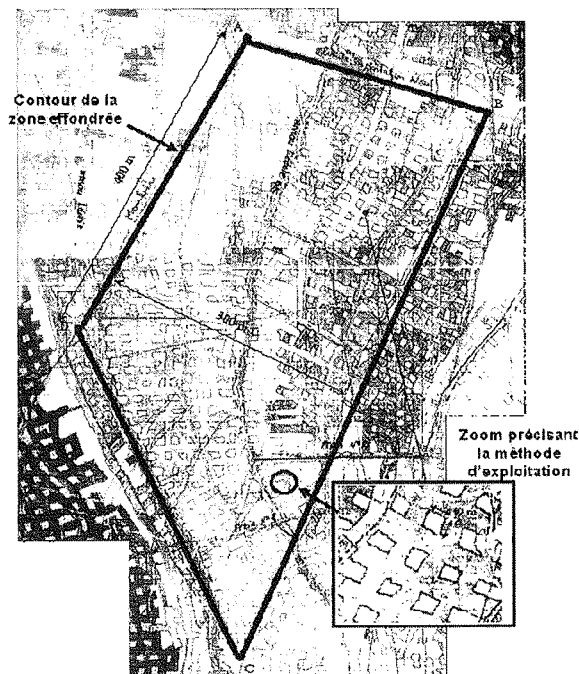


FIG. 7 Ancien plan de l'exploitation de Rocher Bleu.
Old map of the Rocher Bleu mine.

3.3

Analyse en retour d'expérience de l'effondrement

3.3.1

Collecte des informations

Au moment de l'arrêt des travaux et de la réalisation de l'analyse des aléas résiduels, l'ensemble des quartiers exploités par chambres et piliers étaient abandonnés et n'avaient plus été visités depuis plus de 30 années. Plusieurs visites de reconnaissance au sein des rares anciens quartiers encore accessibles furent donc entreprises (uniquement toutefois au sein des quartiers les plus « récents » qui sont aussi les plus profonds). Les observations mirent toutes en évidence un écrasement des piliers accompagné d'une flexion importante du toit calcaire avec des valeurs de convergence pouvant avoisiner le mètre pour une ouverture initiale des travaux de 2 m (Fig. 8).

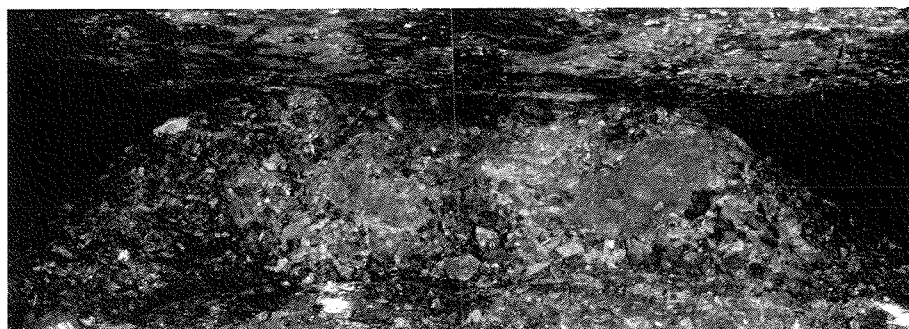


FIG. 8 Pilier de charbon ruiné au sein d'un ancien quartier profond.
Crushed coal pillars within an old mining sector.

Les piliers se présentent désormais sous la forme de « tas de charbon » écrasés entre les épontes et présentant des élançements résiduels très faibles (rapports w/h supérieurs à 10). Si on ajoute à cela le faible volume de vide résiduel (les « tas de charbon » adjacents allant jusqu'à se rejoindre à leur base), on peut raisonnablement considérer que ce type de « piliers » se trouvent dans un état de « post-rupture ». Ce type de secteurs n'est donc pas sensible au développement de mécanismes de type « rupture dynamique en chaîne de piliers résiduels par effet domino ».

En revanche, la forte convergence subie par les piliers doit conduire à s'interroger sur la capacité d'un toit aussi raide que celui du bassin houiller de Provence à encaisser des flexions importantes sans se rompre.

Par ailleurs, du fait de la très vaste étendue des travaux exploités par chambres et piliers (plusieurs milliers d'hectares) et de la grande diversité de configurations qui en résultaient (notamment du fait de la variabilité de la profondeur et de l'extension des panneaux), rien ne permettait d'affirmer que les observations réalisées lors des visites de reconnaissance pouvaient être généralisées à l'ensemble des secteurs exploités par chambres et piliers.

Pour disposer d'éléments de calage fiables, une campagne de forages et de diagraphies fut donc entreprise en différents secteurs du bassin désormais inaccessibles par le fond, dans le but de caractériser la hauteur de vide résiduel au centre de panneaux représentatifs situés à des profondeurs variées. Ces forages mirent en évidence, pour la totalité des quartiers situés à une profondeur supérieure à 250 m environ, une réduction sensible de la hauteur de vide (1 m résiduel sur les 2 m initiaux en cohérence avec les observations visuelles menées lors des reconnaissances).

A l'inverse, pour les quartiers situés à des profondeurs moindres, inférieurs à 200 m environ, des vides résiduels francs sensiblement identiques à l'ouverture initiale des chantiers furent mis en évidence, attestant que les piliers n'étaient pas rompus. Ce fut notamment le cas des forages réalisés dans le secteur de Rocher Bleu au sein duquel s'était développé l'effondrement de 1879.

3.3.2

Évaluation de la stabilité des piliers

L'évaluation de la résistance à long terme de piliers de charbon *in situ* n'est pas chose aisée. La structure même du charbon (matériau très micro-fracturé, souvent affecté par de nombreuses hétérogénéités) rend en effet complexe l'évaluation de la résistance des ouvrages dimensionnés en son sein. Comme mentionné plus haut dans cet article, la démarche sud-africaine s'est basée sur une approche empirique visant à établir, à l'aide de bases de données aussi complètes que possible, des relations permettant d'estimer la résistance *in situ* des piliers.

Principalement par culture, l'ingénierie française a, de tout temps, montré un intérêt sensiblement moindre pour les approches empiriques que ne l'ont fait les experts anglo-saxons. La constitution d'une base de données équivalente pour la France à celle utilisée par Salamon en Afrique du Sud n'a donc jamais été entreprise. L'estimation de la résistance des piliers du bassin houiller de Provence se doit donc d'être entreprise au travers d'une approche plutôt analytique qui s'appuie néanmoins pour partie sur les avancées résultant de la catastrophe de Coalbrook.

L'approche analytique consiste à mesurer la résistance d'une éprouvette de charbon en laboratoire puis à lui affecter une série de facteurs correctifs permettant d'extrapoler cette valeur à celle de la résistance d'un pilier *in situ* dans le long terme.

Ces différents facteurs sont notamment :

- la prise en compte de l'effet d'échelle particulièrement importante dans le cas du charbon (Holland, 1964 ; Bieniawski, 1968 ; Hustrulid, 1976) ;
- la prise en compte de l'effet d'élançement qui dépend évidemment des dimensions des piliers (Holland, 1964 ; Salamon et Munro, 1967 ; Obert et Duvall, 1967) ;
- la prise en compte de l'altération des propriétés mécaniques dans le temps et de la présence possible à terme d'eau au sein des travaux miniers.

Dans le cas particulier du charbon, le cumul de ces coefficients de pondération contribue à expliquer pourquoi la résistance *in situ* d'un pilier est considérablement inférieure à celle de la résistance instantanée d'un échantillon obtenue en laboratoire. Ainsi, on retiendra, à titre d'exemple, les ordres de grandeur suivants :

$$R_{LT} = R_i \cdot f_s \cdot f_{hp} \cdot f_t \cdot f_w \quad (6)$$

- R_{LT} : résistance à long terme du massif de charbon *in situ* (en MPa) ;
- R_i : résistance instantanée à la compression uniaxiale d'une éprouvette de charbon de Provence de diamètre 5 cm et d'élançement 2 : environ 25 MPa ;
- facteur multiplicatif correctif résultant de l'effet d'échelle : f_s voisin de 0,18 ;
- facteur correctif lié à l'effet d'élançement, pour des piliers moyens de 10 m de côté et 2 m d'ouverture : $1,5 < f_{hp} < 1,8$;
- facteur correctif lié à l'effet du temps : $0,6 < f_t < 0,8$;
- facteur correctif lié à l'effet de l'eau : $0,6 < f_w < 1$.

On aboutit, dans le long terme et en présence possible d'eau au sein des travaux miniers, à des valeurs de résistance *in situ* des piliers voisines de $R_{LT} = 5$ MPa pour des dimensions de piliers caractéristiques de l'exploitation de Provence (10 m de côté pour 2 m d'ouverture). Cette valeur apparaît très cohérente avec la littérature internationale et parfaitement en adéquation avec les estimations de la résistance des piliers sud-africains évoquées plus haut.

Elle met par ailleurs clairement en évidence l'importance de bien différencier les valeurs de résistance en laboratoire de celles de résistance des piliers *in situ*. Ceci est particulièrement sensible dans le cas du charbon (même si c'est également vrai, à un degré moindre, pour les autres matériaux). Ainsi, on retrouve ici un rapport voisin de 5 entre ces deux grandeurs (25 MPa de résistance instantanée en laboratoire pour 5 MPa de résistance long terme *in situ*).

Dès lors, considérant de telles valeurs, il apparaît que, pour un taux de défrètement moyen voisin de 75 % et en appliquant le principe de l'aire tributaire (recouvrement pesant) :

- au-delà d'une cinquantaine de mètres de profondeur, les coefficients de sécurité à long terme des piliers (définis par le rapport entre la résistance à long terme du massif R_{LT} et la contrainte s'exerçant au sein des piliers définie par le principe de l'aire tributaire) deviennent inférieurs à 1 ;
- à une profondeur de 150 à 200 m (caractéristique du secteur du Rocher Bleu), ces coefficients de sécurité à long terme sont proches de 0,3 ;

– à une profondeur moyenne de 350 m caractéristique du centre des panneaux ayant fait l'objet de reconnaissance visuelle, les coefficients de sécurité chutent à 0,1 ou 0,2.

Ces calculs basés sur des approches analytiques utilisées à l'échelle internationale et appliquées au contexte de Provence mettent clairement en évidence que les piliers laissés en place au sein des anciens travaux miniers de Provence ne peuvent supporter, par eux-mêmes, l'ensemble du poids du recouvrement situé à leur aplomb si celui-ci est entièrement pesant.

Les observations (Fig. 8) menées au sein de quartiers relativement profonds (350 m environ) confirment cet état de fait en mettant en évidence des piliers systématiquement rompus. En revanche, les mesures effectuées au sein des travaux situés à moindre profondeur (de 150 m à 200 m) infirment, pour leur part, ce diagnostic puisque les forages de reconnaissance réalisés dans ce contexte ont tous mis en évidence l'absence de convergence des chantiers et donc de ruine des piliers.

Une telle divergence entre le diagnostic analytique (coefficients de sécurité de l'ordre de 0,3 pour des quartiers de plus d'un siècle d'ancienneté et partiellement ennoyés) et les observations (absence de convergence des appuis) ne peut s'expliquer que par une prise en compte de l'interaction « piliers déformables-toit raide » qui joue un rôle essentiel dans le comportement des terrains du bassin houiller de Provence tout comme cela était le cas dans le développement de la catastrophe de Coalbrook. Dans ce type de situation, l'hypothèse de l'aire tributaire selon laquelle l'intégralité du poids du recouvrement s'applique sur les piliers sus-jacents n'est en effet plus applicable. Dans le contexte du bassin houiller de Provence, les bancs calcaires fuvéliens massifs contribuent par « effet dalle » à reporter une partie du poids des terrains de recouvrement sur les bords fermes de l'exploitation, soulageant, par là même, les piliers sous-jacents. Un tel comportement du toit le rend, en contrepartie, sensible au risque de rupture par flexion.

Tout l'enjeu de l'analyse menée lors de la fermeture des travaux miniers de Provence était donc de :

- comprendre les mécanismes conduisant au développement de deux comportements radicalement différents entre les secteurs profonds et les secteurs moins profonds ;
- identifier dans quels contextes un risque de remobilisation des terrains de surface était envisageable dans le long terme, à l'aplomb des différents secteurs d'exploitation.

3.3.3

Choix et développement d'un modèle

Seule une modélisation numérique du massif rocheux à l'échelle globale de plusieurs panneaux d'exploitation permet d'envisager une prise en compte satisfaisante de l'interaction « toit-pilier ». Les mécanismes de déformation et de rupture pressentis dans le bassin de Provence étant fortement influencés par la présence d'hétérogénéités, notamment stratigraphiques, le choix du code de calculs s'est porté sur le logiciel UDEC, dans la mesure où cet outil permet de prendre en compte l'existence et le comportement de discontinuités nombreuses (massif très stratifié dans le cas du bassin de Provence).

Le modèle a été développé en déformations planes (approche bidimensionnelle du problème). Pour ce faire, afin de conserver, en moyenne, l'intensité de la sollicitation s'exerçant au sein des piliers, la largeur des chambres a été artificiellement modifiée. Les conditions aux limites ont été fixées en déplacement et non en contraintes aux bords du modèle. Ceci permettait entre autres d'éviter tout effet de glissement artificiel des bancs le long des nombreux joints de stratification du modèle.

Devant la complexité du milieu et des mécanismes à modéliser, une approche « pragmatique » a été retenue, de manière à privilégier le calage du modèle à l'aide des données collectées lors de la phase d'investigation. Un modèle robuste capable de restituer fidèlement les mécanismes observés ou suspectés, tout en gardant une souplesse suffisante pour pouvoir être adapté aux différentes configurations rencontrées dans le bassin, a ainsi pu être bâti. Pour chaque secteur représentatif, une analyse paramétrique (principalement sur les paramètres de la loi de comportement du charbon) a donc permis de caler le modèle sur les informations collectées lors de la phase de reconnaissance (ouverture résiduelle des chantiers).

Pour restituer au mieux le comportement en post-rupture des piliers, nous avons retenu un modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb présentant un comportement post-rupture radoucissant pour modéliser le calcaire et le charbon. Pour ce qui concerne le charbon, nous avons retenu une valeur d'angle de frottement ϕ_c de 35° et une cohésion c_c variant approximativement de 5 MPa à 0,5 MPa. Pour simuler au mieux l'effet de « vieillissement » des piliers de charbon, nous avons, en effet, pris le parti de ne faire évoluer, au travers d'analyses paramétriques réduisant progressivement les propriétés mécaniques des piliers, que la seule cohésion du charbon, l'angle de frottement interne étant jugé moins prédisposé à dégradation. La résistance en compression simple R_c peut s'exprimer par la formule : $R_c = 2c (\cos\phi/1 - \sin\phi)$ dont on déduit que la gamme de résistance équivalente des piliers de charbon étudiés varie de 20 MPa (résistance à court terme) à 2 MPa (résistance à très long terme). Pour ce qui concerne le calcaire, la valeur d'angle de frottement ϕ_l retenue est de 60° et la cohésion c_l de 6,5 MPa, soit R_c équivalente voisine de 50 MPa.

Les raideurs des terrains, caractérisées à la fois à l'aide des essais de laboratoire mais également d'un rétro-calage du modèle à l'aide des données de convergence recueillies, sont définies respectivement par les valeurs du module de Young de $E_c = 3\,500$ MPa pour le charbon et de $E_l = 28\,000$ MPa pour le calcaire.

Les discontinuités sont, pour leur part, caractérisées par une cohésion et une résistance à la traction des joints de stratification et des failles nulles. Les raideurs normales et tangentielles sont, pour leur part, considérées proportionnelles à la contrainte normale, les coefficients de proportionnalité étant calés sur une capacité optimale du modèle à restituer un comportement cohérent aux points de calage (mesures de convergence).

Ce modèle ainsi constitué permet de localiser les éléments de maillage pour lesquels le critère de rupture a été violé (terminologie de « points plastiques »). Dans les faits, on considère le critère de rupture en grand d'un panneau d'exploitation comme la combinaison entre une forte densité de points de plasticité affectant la majorité des bancs du toit et une descente sensible des terrains de recouvrement.

Analyse en retour d'expérience de l'effondrement de 1879

Le pendage des couches (voisin de 5°) vers l'ouest est intégré dans les calculs tout comme le sont les principaux bancs calcaires au toit de la couche de Grande Mine. L'épaisseur des bancs calcaires introduite dans le modèle varie ainsi de 4 à 30 m environ.

Deux failles verticales ont été introduites dans le modèle pour restituer les informations transcrites par Villot (1889). Seule la moulière a été considérée comme présentant une résistance très faible aux contraintes de cisaillement, l'autre se voyant affecter des caractéristiques sensiblement plus résistantes.

La mise en œuvre du modèle se développe selon le phasage suivant :

- phase 1 : traçage de piliers de 10 m ($\tau = 75\%$) de l'est vers l'ouest en s'approfondissant et en s'arrêtant légèrement avant la moulière ;
- phase 2 : reprise de quelques piliers (réduction de la largeur de 10 m à 6 m) au milieu du quartier, soit suffisamment loin de la moulière ;
- phase 3 : traçage de piliers supplémentaires, en s'approfondissant, de manière à atteindre la zone affectée par la présence de la moulière (modélisée par une faille verticale).

Plusieurs simulations ont été réalisées, pour mener à bien une analyse paramétrique en retour d'expérience, afin de caler au mieux les caractéristiques géomécaniques du charbon et du calcaire utilisées dans le modèle. Les résultats du scénario le plus convaincant sont présentés ci-dessous.

- Phase 1 : on observe une stabilité globale de l'ensemble du modèle. Les points plastiques dans les piliers et dans le toit immédiat apparaissent relativement peu nombreux ; le chantier peut être considéré comme stable (Fig. 9).

- Phase 2 : le modèle reste globalement stable jusqu'au dégraissage du quatrième pilier qui a pour conséquence d'accentuer sensiblement la flexion des bancs du recouvrement : développement de contraintes de traction dans le recouvrement, apparition d'une cuvette d'affaissement d'une dizaine de cm d'amplitude à l'aplomb des quatre piliers dégraissés (Fig. 10).

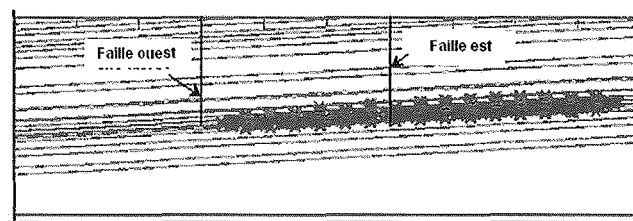


FIG. 9 Stabilité globale de l'exploitation en phase de traçage, peu de points en rupture (phase 1).

Global stability of the mine during extraction phase, few failure points (phase 1).

- Phase 3 : l'approfondissement des travaux jusqu'en bordure de la moulière induit l'amorce de deux lignes de rupture, l'une au niveau de la moulière, l'autre à proximité de la seconde faille (Fig. 11). Les affaissements induits en surface restent modérés mais le cisaillement le long de la moulière devient significatif (0,30 m). En terme qualitatif, cette simulation reproduit donc assez fidèlement la nature et la chronologie des faits relatés. En terme quantitatif, l'absence de mesures d'affaissement en surface ne permet pas de caler précisément le modèle.

Le calage du modèle en retour d'expérience sur l'effondrement de 1879 a permis de définir les caractéristiques géomécaniques les plus adaptées à une restitution aussi fidèle que possible du fonctionnement du massif rocheux. Ce sont ces caractéristiques qui ont ensuite été prises comme base pour le calage des modèles « prédictifs » qu'il s'est agi de mettre en œuvre en s'appuyant également sur les données de convergence tirées de la campagne de forages.

3.3.5

Secteurs les plus profonds (au-delà de 250 m)

Retrouvés au sein des archives, divers témoignages d'anciens mineurs ayant opéré dans ce type de secteurs d'exploitation décrivent qu'au-delà d'une certaine largeur de quartier n'excédant pas quelques travées de piliers, des affaissements pluridécimétriques des chantiers étaient constatés au niveau des piliers et du toit, et ce dès les premiers jours suivant le creusement des piliers.

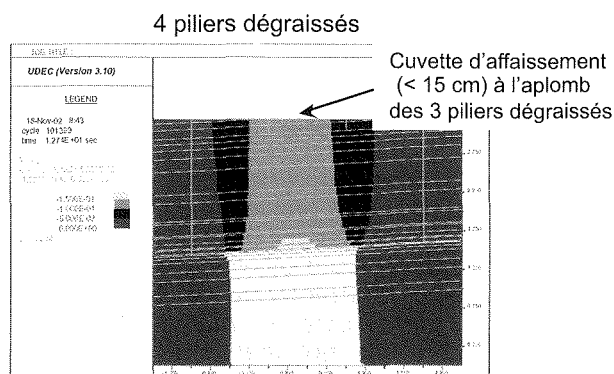
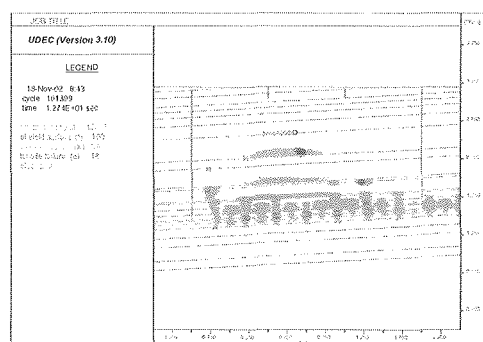


FIG. 10 Développement des points en rupture et des iso-déplacements à l'issue du dégraissage du 4^e pilier (phase 2).

Failure points and displacement development after the re-mining of the 4th pillar (phase 2).

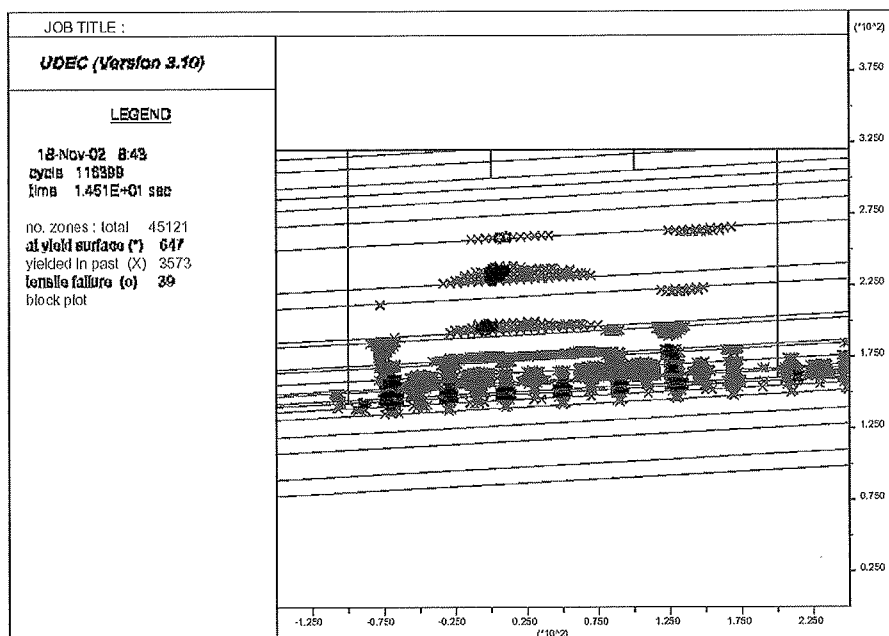


FIG. 11 Développement des points en rupture suite au dégraissage des piliers (phase 3).

Failure points development due to re-mining of pillars (phase 3).

A ces profondeurs, bien que l'extraction ait été menée par la technique des chambres et piliers, l'exploitation se comportait donc de manière sensiblement identique à une taille classique avec un « front de dégradation » du toit progressant avec le front d'abattage, à ceci près que les terrains de recouvrement ne se foudroyaient pas intégralement mais se contentaient de fléchir progressivement, prenant appui sur les piliers rompus persistant au sein des chantiers (technique d'exploitation connue sous le nom de piliers affaissables ou *yielding pillars*). La flexion du toit était rendue possible par la création de fractures au sein des bancs constituant le recouvrement. Les calculs mettent clairement en évidence que, compte tenu de l'épaisseur et de la raideur du recouvrement seule une rupture importante se développant au sein des bancs calcaires permet d'obtenir une convergence aussi élevée que celle observée au sein des travaux souterrains (voisine du mètre).

Les résultats des nombreuses simulations réalisées restituent bien qu'à moyenne ou forte profondeur, les piliers de charbon étaient, dès l'extraction (caractéristiques mécaniques non réduites par effet de vieillissement), soumis à des contraintes trop importantes pour qu'ils puissent y résister sans s'écraser. Ils entraînaient alors dans leur ruine la flexion puis la rupture progressive et maîtrisée du recouvrement. Cet affaissement se traduisait de manière très souple et souvent imperceptible en surface (pas effet sur les structures).

Les simulations numériques réalisées mettent en évidence que, pour obtenir une convergence prononcée du toit et donc un calage satisfaisant du modèle, la cohésion attribuée au charbon dans le court à moyen terme doit être inférieure à 2 MPa (Fig. 12), soit une résistance à la compression uniaxiale équivalente inférieure à 10 MPa.

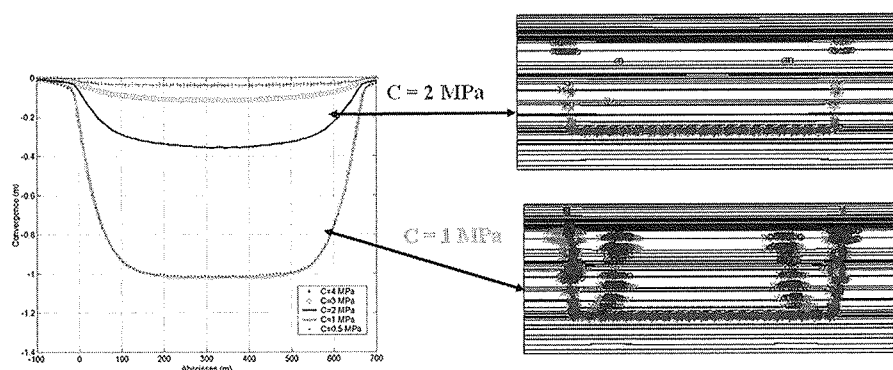


FIG. 12 Effet de la cohésion attribuée aux piliers de charbon (1 et 2 MPa) sur la simulation du comportement d'un panneau profond avec ruine systématique des piliers et fracturation du recouvrement. A gauche : convergence des chantiers, à droite zones en plasticité (en gris clair) et en traction (en gris foncé).

Effect of the cohesion value affected to coal pillars (1 et 2 MPa) on the modelling of deep panels behaviour with systematic pillar failure and overburden fracturing. On the left : mine workings convergence, on the right plastic zones (in light grey) and traction zones (in dark grey).

En considérant un pilier situé vers le centre d'un panneau profond, nous avons calculé, pour dix modalités (avant exploitation, puis la valeur de cohésion c_c variant de 4,5 à 0,5 MPa en diminuant progressivement la cohésion par pas de 0,5 MPa), la valeur moyenne de la contrainte verticale issue du calcul numérique et s'exerçant au sommet du pilier (Fig. 13).

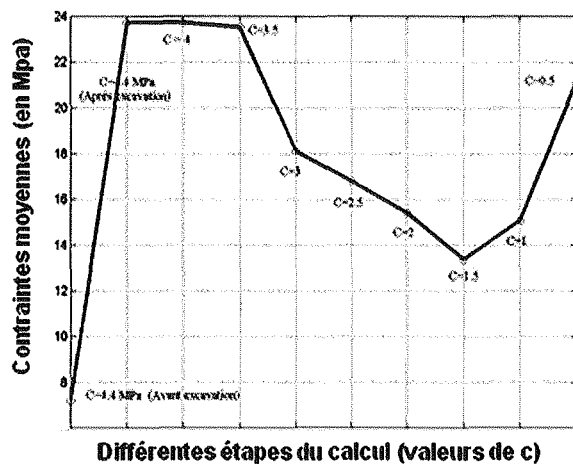


FIG. 13

Évolution de la contrainte moyenne au sommet d'un pilier situé au centre d'un panneau profond situé avant exploitation (cas 1) et, après exploitation, pour des valeurs de cohésion de charbon variant de 4 à 0,5 MPa (autres cas).

Evolution of the average stress at the top of a pillar located in the centre of a deep sector. Modalities vary from before extraction (1st point) and after for cohesion values decreasing from 4.0 to 0.5 MPa (other points).

Avant extraction, la valeur de 7,3 MPa obtenue est cohérente avec le poids des terrains sus-jacents. Après extraction, en tenant compte du taux de défrêtement de l'ordre de 75 %, on serait en droit d'attendre une contrainte normale voisine de 24 MPa selon une approche de type « aire tribulaire ». Pour des piliers très résistants (cohésion supérieure ou égale à 3,5 MPa correspondant à R_c supérieure ou égale à 15 MPa), c'est bien cette valeur qui est restituée par la modélisation numérique. Les piliers sont en effet capables de supporter le poids des terrains de recouvrement sans se déformer significativement.

Pour des modalités caractérisées par des cohésions variant de 3 MPa à 2 MPa ($8 \text{ MPa} < R_c < 12 \text{ MPa}$), on observe, du fait de l'écrasement progressif des piliers et de la mise en flexion du toit, une contrainte verticale s'exerçant au sein des piliers très sensiblement inférieure à la valeur théorique obtenue par l'aire tribulaire (jusqu'à 13 MPa à comparer à 24 MPa, soit proche de 50 % de la valeur attendue). Ces simulations traduisent le fait que le toit contribue à soulager fortement le pilier en reportant une partie de la charge sur les bords fermes du panneau.

Enfin, lorsqu'on poursuit la réduction de la valeur de cohésion du charbon (environ $c = 1,5$ ou 1 MPa), l'écrasement des piliers induit une flexion trop importante du recouvrement qui finit par se rompre. Le toit fracturé n'est alors plus capable de reporter la charge des terrains de recouvrement sur les stots de bordure et le poids des terrains de recouvrement s'applique intégralement sur

les piliers qui s'écrasent, augmentant ainsi la convergence des chantiers. On déstructure dès lors intégralement le toit raide. Ceci a pour conséquence de reporter progressivement le poids des terrains sus-jacents sur les piliers (disparition de « l'effet voûte »). Ainsi, pour une valeur de cohésion de $c = 0,5 \text{ MPa}$ ($R_c = 2 \text{ MPa}$), on retrouve, au cœur des piliers, une contrainte normale très voisine de celle induite par un recouvrement entièrement pesant (21 MPa simulés à comparer aux 24 MPa de l'approche « aire tribulaire »).

Dans cette configuration, une fois l'exploitation du panneau terminée et l'affaissement réalisé, l'énergie totale disponible est considérablement réduite, à la fois dans les piliers (écrasés et en état de post-rupture résiduel) et dans le toit (fracturé et reposant de tout son poids sur les piliers sous-jacents). Une telle configuration permet d'exclure le risque de rupture brutale du recouvrement à terme. En revanche, une poursuite (ou reprise) des affaissements souples est toujours envisageable en cas d'une poursuite du fluage des piliers rompus, liée notamment à l'intrusion possible d'eau.

3.3.6

Secteurs les moins profonds (en deçà de 200 m)

La figure 14 illustre la convergence calculée au sein des chantiers moins profonds en fonction de la valeur de la cohésion attribuée aux piliers de charbon.

L'analyse du résultat de ces simulations numériques (sachant qu'aujourd'hui les chantiers concernés n'ont pas subi de convergence sensible), conjuguée à celle du résultat d'une démarche identique menée sur les quartiers voisins plus profonds (qui ont pour leur part déjà subi une convergence importante) permet d'identifier les caractéristiques équivalentes les plus adaptées au modèle développé.

On en déduit ainsi que, dans le moyen terme, pour restituer de manière fidèle les mécanismes de dégradation des chantiers, les valeurs équivalentes de cohésion du charbon les plus adaptées aux observations varient entre 1 et 2 MPa. On notera que cette gamme de cohésion, obtenue par simple rétro-analyse dans le cadre du modèle, correspond à une gamme de résistance *in situ* à long terme très classique ($4 \text{ MPa} < R_c < 8 \text{ MPa}$).

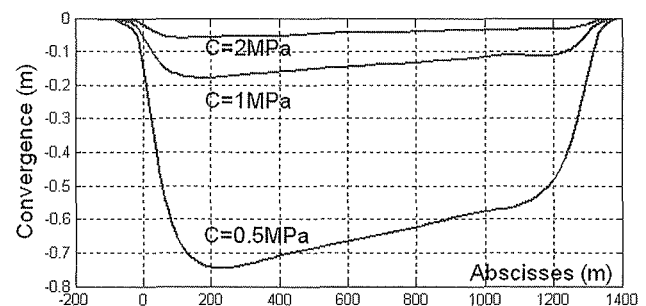


FIG. 14

Convergence calculée dans les chantiers peu profonds en fonction de la valeur attribuée à la cohésion du charbon.

Convergence evaluated within the shallow sectors depending on the cohesion value used for coal pillars.

Il devient alors possible d'extrapoler le comportement à très long terme des chantiers en réduisant, de manière sensible mais réaliste, les caractéristiques des piliers (effet possible du phénomène de « vieillissement ultime » des roches, notamment en présence d'eau, ce phénomène étant susceptible de se produire dans certains secteurs peu profonds du bassin).

La simulation de la dégradation des caractéristiques du charbon entre les modalités $c = 1$ MPa puis $c = 0,5$ MPa mettent en évidence une différence de comportement très sensible (Fig. 15).



FIG. 15 Simulation du comportement des travaux peu profonds pour les modalités $c = 1$ MPa et $c = 0,5$ MPa.

Behaviour simulation of shallow sectors for values of cohesion for coal pillars : $c = 1$ MPa and $c = 0.5$ MPa.

Si la modalité $c = 1$ MPa confirme bien l'état de stabilité actuel des chantiers (stabilité assurée par « l'effet dalle » du toit raide et non le dimensionnement des piliers), la modalité $c = 0,5$ MPa met en évidence l'apparition d'une ligne de rupture franche se développant en bordure du panneau. Plusieurs scénarios sont alors envisageables pour ce qui concerne l'évolution à long terme de ces configurations.

Le premier considère que les chantiers sont désormais stabilisés car une diminution très sensible de la résistance du massif est aujourd'hui difficile à justifier. Le principal argument en faveur de ce scénario résulte du fait que les secteurs concernés ont tous plus d'un siècle d'ancienneté et que certains ont déjà subi des ennoyages et dénoyages successifs.

Malgré cette hypothèse *a priori* vraisemblable, il est difficile, dans une approche sécuritaire imposée par la présence d'enjeux possibles en surface, d'exclure catégoriquement toute évolution des quartiers concernés vers une rupture de l'ensemble « toit-piliers ». La principale difficulté consiste alors à identifier le caractère brutal ou progressif d'éventuelles instabilités.

La modélisation fournit des indications importantes sur ce questionnement crucial. Si, dans les secteurs profonds, l'écrasement des piliers et la dégradation du toit se développaient durant la phase d'exploitation et progressaient avec le front d'extraction, il n'en va pas de même dans les secteurs moins profonds, comme c'est le cas du Rocher Bleu, qui n'ont, pour leur part, pas subi de convergence élevée. Dans ce cas, c'est l'éventuel affaiblissement du massif (effet de vieillissement) qui pourrait être à l'origine d'une instabilité.

Une telle dégradation ne se propagerait alors pas de manière lente et progressive dans l'espace (de manière semblable à l'avancement d'un front de taille), mais affecterait de manière homogène et concomitante, tout ou partie d'un secteur d'exploitation. La dégradation et l'écrasement progressif mais généralisé de l'ensemble des piliers seraient, dès lors, susceptibles d'induire

une mise en flexion globale du toit raide avec risque de rupture au niveau des bords fermes. Une telle rupture, comme ce fut le cas en Provence et à Coalbrook, engendrerait un report soudain de l'ensemble du poids des terrains sur les piliers non dimensionnés pour supporter une telle sollicitation. Le phénomène serait, dans ce cas, potentiellement brutal.

Ainsi, dans un souci de précaution vis-à-vis des enjeux présents en surface, l'occurrence possible de mouvements à caractère brutal n'a pas été catégoriquement exclue à l'aplomb des vastes secteurs exploités par la technique des chambres et piliers à des profondeurs inférieures à 250 m. La probabilité d'occurrence de tels phénomènes demeure néanmoins, *a priori*, très faible. Des mesures adaptées de gestion du risque ont, de fait, été mises en œuvre (surveillance micro-sismique) dans les zones concernées par la possibilité de déclenchement d'un tel mécanisme et présentant de forts enjeux.

4

Conclusion et perspectives

4.1

Points communs aux deux événements et avancées scientifiques et techniques

L'une des principales missions d'un expert en mécanique des roches est de se prononcer sur l'évolution prévisible d'une structure rocheuse. L'analyse en retour d'expérience constitue, pour ce faire, une source fondamentale de connaissance pour les experts et, à ce titre, elle mérite d'être systématisée.

La description et l'interprétation d'instabilités passées, lorsqu'elles bénéficient de données suffisamment nombreuses et précisément renseignées, fournissent en effet des indications précieuses sur l'origine, la nature et la manifestation des ruptures. Elles constituent également un vecteur privilégié de formalisation et de transmission du savoir, à destination notamment des plus jeunes, qui seront appelés, à leur tour, à prendre les dispositions requises pour que de telles catastrophes ne puissent se reproduire à l'avenir.

Les deux effondrements présentés dans cet article illustrent parfaitement cette importance du partage des connaissances. En effet, bien que très différents à première vue (séparés par près de 10 000 km, menés dans des contextes géologiques différents, ayant donné lieu à des catastrophes d'ampleur non comparable), ces deux événements se sont, en revanche, révélés très semblables en terme de mécanisme d'initiation.

Dans les deux cas, un banc massif et raide, jouant le rôle de « dalle armée » (dolérite à Coalbrook, bancs calcaires massifs en Provence) au sein du recouvrement, permettait de soulager les ouvrages miniers sous-jacents en reportant une partie du poids des terrains sus-jacents sur les zones vierges situées en périphérie de l'exploitation. Dans les deux cas, l'expérience des mineurs leur avait permis de dimensionner des piliers qui, bien que non capables de supporter l'ensemble du poids du recouvrement, étaient en revanche suffisamment pour conférer une stabilité satisfaisante à l'ensemble « piliers déformables – toit raide » ainsi constitué.

Dans les deux cas également, suite à des pressions économiques, une « zone test » destinée à évaluer la faisabilité d'une augmentation substantielle du taux de défrètement fut initiée. Dans les deux cas, ce plot pilote a été jugé suffisamment satisfaisant, dans le très court terme, pour être progressivement étendu aux quartiers voisins avant que des premiers signes de « travail » des chantiers ne laissent augurer des problèmes à venir. Dans les deux cas enfin, c'est l'effondrement de ce plot pilote, près de 10 ans après son traçage, qui a contribué à rompre le banc raide du toit, induisant, un report brutal de l'ensemble du poids des terrains de recouvrement sur les piliers non dimensionnés pour pouvoir supporter une telle contrainte. S'en est alors induit une rupture généralisée de l'ensemble des piliers situés au sein d'un secteur défini par l'absence d'appuis suffisamment massifs (piliers barrières, stots, bords fermes) pour arrêter la propagation du phénomène.

Rien ne permet d'affirmer qu'une large diffusion du retour d'expérience de l'effondrement du Rocher Bleu, survenu plus de 60 ans avant la catastrophe de Coalbrook, aurait contribué à faire prendre conscience aux responsables sud-africains du risque qu'ils prenaient en réduisant inconsidérément la dimension des piliers sous un recouvrement aussi raide. Dès lors que certaines priorités notamment économiques entrent en jeu, l'espèce humaine ne s'est pas toujours illustrée par sa capacité à savoir tirer les leçons du passé. Les drames qui ont parsemé l'histoire et qui débordent bien au-delà du domaine de la mécanique des roches en sont une triste confirmation. En revanche, si l'effondrement de Rocher Bleu s'était développé en pleine journée et avait engendré une catastrophe humaine retentissante à l'échelle internationale, le choc aurait sans conteste eu une portée bien plus grande. Une recherche plus poussée de la compréhension du phénomène aurait probablement été entreprise et des dispositions plus radicales en auraient résulté (cf. catastrophe de Courrières quelques années plus tard). Dans ce cas, et dans ce cas seulement, on peut se laisser aller à penser que le nom de Coalbrook ne serait pas aussi tristement célèbre dans le milieu de la géotechnique.

Il faut trop souvent attendre la survenue de catastrophes majeures pour enclencher des réformes salutaires. Pourtant, dans bien des cas, le recoupement de « signaux faibles » précurseurs aurait pu contribuer à engager les recherches avant le déclenchement d'accidents meurtriers. Voilà pourquoi la publication de retour d'expérience sur des échecs, non forcément catastrophiques, bien que trop souvent considérée comme peu valorisante par les responsables, est essentielle pour la communauté scientifique.

Dans le cas de Coalbrook, les recherches ont été entreprises dans une logique d'exploitation minière en plein essor. Ceci explique en grande partie pourquoi elles ont principalement été orientées sur la problématique de dimensionnement des piliers de charbon. La communauté minière a considéré qu'en présence de piliers suffisamment résistants, le comportement du recouvrement importait peu puisqu'il ne disposerait d'aucun « degré de liberté » pour se rompre. Les avancées réalisées dans le domaine demeurent encore d'actualité. Quelques améliorations lui ont été apportées depuis mais l'esprit de l'approche initiée par Salamon et Munro (1967) est encore largement appliquée aujourd'hui de par le monde pour le dimensionnement des piliers de charbon. Van der Merwe (2006), s'appuyant sur les plus récentes données disponibles, a

mis en évidence que, bien que des ruptures de piliers continuent à se développer au sein des mines sud-africaines depuis l'élaboration de ces principes de dimensionnement, la fréquence de ces instabilités s'est considérablement réduite dans le temps comparativement à ce qu'elle aurait été si aucun cadre réglementaire et technique n'avait été fourni.

L'augmentation de la taille des piliers a contribué à laisser en place plus de 600 millions de tonnes de charbon qui auraient été exploitées. En contrepartie de quoi, sur les 114 effondrements qui auraient risqué de se produire si les pratiques initiales avaient été poursuivies, ce sont seulement 23 qui ont dû être déplorés au sein des quartiers exploités postérieurement à 1967. Ceci correspond à environ 80 % d'effondrements évités et, de fait, à de nombreuses vies sauvées et d'importantes économies réalisées pour les exploitations.

L'analyse en retour d'expérience de l'effondrement du bassin houiller de Provence a été réalisée dans des circonstances très différentes de celle entreprise à Coalbrook. Elle s'est en effet opérée dans un contexte de fermeture et d'abandon des travaux, à une période où toute exploitation avait définitivement cessé. L'objectif premier de l'analyse n'était, de fait, pas de dimensionner convenablement les futurs ouvrages miniers mais d'identifier les secteurs susceptibles d'être affectés, dans le long terme, par de possibles mouvements de terrain en surface. Dès lors, l'analyse devait impérativement se porter sur le système couplé « piliers déformables – recouvrement raide », relativement peu étudié dans le cas de Coalbrook, bien qu'il en soit sans équivoque à l'origine.

Elle a contribué à mettre en lumière l'apport fondamental des outils scientifiques, désormais communément utilisés, mais non disponibles à l'époque de la catastrophe de Coalbrook. Les codes de calcul numérique, en constante évolution et s'appuyant sur des capacités de calculs toujours plus puissantes permettent en effet d'appréhender le comportement mécanique de systèmes complexes et ouvrent des perspectives intéressantes pour les années à venir. Ils ont ainsi permis d'identifier, au sein d'un très vaste secteur d'exploitation concerné par la présence de chambres et piliers (plusieurs milliers d'hectares), les zones (quelques centaines d'hectares) susceptibles de subir, à long terme, les conséquences en surface de ruptures dynamiques des travaux miniers résiduels.

4.2

Perspectives et défis scientifiques

De nombreuses questions soulevées lors les analyses en retour d'expérience des deux effondrements demeurent sans réponse. Parmi elles, la prise en compte du temps constitue, sans nul doute, l'un des principaux défis de la mécanique des roches. Le temps intervient à la fois dans le phénomène de « vieillissement » des structures rocheuses (réduction de leurs propriétés mécaniques, notamment la résistance) et donc dans l'évaluation, même très approchée, de la date de rupture prévisible. On citera, sur ce sujet, les travaux du GISOS sur le vieillissement des roches (Auvray *et al.*, 2008) et notamment le minerai de fer de Lorraine (Grgic *et al.*, 2006).

Van der Merwe (2006) précise pour sa part qu'en analysant les ruptures ayant affecté divers piliers de charbon, l'âge moyen, au moment de leur rupture, des

piliers dimensionnés avant l'élaboration de la formule de Salamon est légèrement supérieure à 8 ans. Celui des piliers rompus bien que dimensionnés après 1967 est, pour sa part, supérieure à 21 ans. Seule une mise en commun des rares bases de données disponibles consacrées à l'effet du temps sur la stabilité des structures rocheuses permettra à la communauté scientifique internationale de progresser dans ces questions, aussi complexes que cruciales pour la profession.

Le temps intervient également à travers la cinétique des mécanismes d'instabilité. Sa prise en compte est donc essentielle en terme de sécurité des personnes et des biens. La différenciation entre le déclenchement de phénomènes progressifs (de type affaissements) ou, au contraire, brutaux (effondrements en masse) n'est pas chose aisée. Le développement, commun à diverses disciplines complémentaires (mécanique de la rupture, calcul numérique), d'outils numériques performants et innovants devrait néanmoins permettre des avancées significatives dans ce domaine. Une réflexion précise et détaillée sur la nature des mécanismes à l'origine de la rupture doit, d'ici là, permettre d'orienter l'expert vers le type de manifestation le plus prévisible et, de fait, le renseigner sur sa dangerosité (Didier et Josien, 2003).

Les deux effondrements décrits dans cet article contribuent à poser une question cruciale dans l'élaboration d'une démarche de gestion des risques liés à la présence de mines abandonnées. Comme c'est le cas

de ces deux événements, la plupart des effondrements majeurs qui se sont développés en phase d'exploitation ont résulté soit d'une extension progressive des travaux vers une zone de moindre résistance, soit du dimensionnement déficient d'un secteur de la mine qui, se rompant rapidement après le traçage, a induit une propagation, de proche en proche (effet domino) de la rupture aux travaux voisins non suffisamment résistants pour s'opposer au phénomène.

Dans le contexte de l'après-mine, il est nécessaire de recenser et d'analyser précisément les mécanismes permettant d'expliquer comment, de très nombreuses années après l'arrêt des travaux, alors que la géométrie des vides n'évolue plus, un phénomène aussi brutal et dévastateur peut être possible. Là encore, la mise en commun, à l'échelle internationale, des exemples disponibles, suffisamment renseignés et interprétés s'avère de toute première importance. Elle permettra de ne pas négliger certains facteurs peu connus et mal maîtrisés, au regard du faible nombre de cas disponibles dans la littérature. A l'inverse, elle permettra de ne pas généraliser, au travers d'une approche trop conservatrice, la crainte de voir se développer systématiquement, du simple fait de la présence d'anciens piliers abandonnés dans les travaux souterrains, des instabilités majeures dont l'occurrence ne peut être comparée sans analyse préalable à celle correspondant au contexte très différent d'une ancienne mine en phase d'exploitation.

Bibliographie

- Agricola G. – *De Re Metalica*, 1556. Traduit en de nombreuses langues. Existe en diverses éditions.
- Auvray C., Homand F., Hoxha D. – The influence of relative humidity on the rate of convergence in an underground gypsum mine. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 45, Pergamon Press 2008, p. 1454-1468.
- Bieniawski Z.T. – The effect of specimen size on compressive strength of coal. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 5, Pergamon Press 1968, p. 325-335.
- Bieniawski Z.T., Van Heerden W.L. – The Significance of *In Situ* Tests on Large Rock Specimens. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Abstr.*, vol. 12, 1975.
- Brady B.H.G., Brown E.T. – *Rock Mechanics for Underground Mining*. Chapman & Hall, London, 1993, 2nd Ed., 571 p.
- Didier C., Josien J.-P. – Importance of failure mechanisms for management of surface instability risk above abandoned mines. *Proc. 10th ISRM Congress*. 8-12 September 2003. Sandton, South Africa. Symposium Series S33 vol. 1, p. 243-248.
- Government Mining Engineer – *Historical and technical review of the Coalbrook disaster*. Department of Minerals and Energy, Republic of South Africa, 1965.
- Grgic D., Homand F., Giraud A. – Modeling of the drying and flooding of underground iron mines in Lorraine (France). *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 43, Pergamon Press 2006, p. 388-407.
- Hoek E., Brown E.T. – *Underground Excavations in Rock*. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 1980.
- Holland C.T. – The strength of coal in mine pillars. *Proc. 6th Symp. on Rock Mech.*, Univ. of Missouri, Rolla, USA, 1964, p. 450-466.
- Holland C.T. – Pillar design for support of the overburden in coal mines. *Proc. 9th Can. Symp. Rock Mech.*, McGill Univ., Montreal, 1973, p. 114-139.
- Hustrulid W.A. – A review of coal pillar strength formulas. *Rock Mechanics*, vol. 8, 1976, p. 115-145.
- Madden B.J. – A re-assessment of coal pillar design. *J. S. Afr. Inst. Min. Metall.*, January 1991, p. 27-37.
- Obert L., Duvall W. – *Rock mechanics and the design of structure in Rock*. J. Wiley & Sons Inc. New York London Sydney, 1967.
- Salamon M.D.G. – A Method for Designing Bord and Pillar Workings. *J. South Afr. Inst. Min. Metall.*, vol. 68, n° 2, September 1967, p. 68-78.
- Salamon M.D.G., Munro A.H. – A study of the strength of coal pillars. *J. S. Afr. Inst. Min. Metall.*, September 1967, p. 56-67.
- Salamon M.D.G. – Unpublished report to Wankie Colliery, 1982.
- Van der Merwe J.N. – Revised strength factor for coal in the Vaal Basin. *J. S. Afr. Inst. Min. Metall.*, March 1993, p. 71-77.
- Van der Merwe J.N. – *Handbook : Practical coal mining strata control*. Ed. ITASCA Africa (Pty) Ltd, Johannesburg, March 1998, 2nd.
- Van der Merwe J.N. – Linear coal pillar strength formula for South African Coal. *J. S. Afr. Inst. Min. Metall.*, June 2003, p. 281-292.
- Van der Merwe J.N. – South African coal pillar data bases. *J. S. Afr. Inst. Min. Metall.*, February 2006a, p. 115-128.
- Van der Merwe J.N. – Beyond Coalbrook : what did we really learn ? *J. S. Afr. Inst. Min. Metall.*, vol. 106, December 2006, p. 857-868.
- Villot M. – Note sur la propagation latérale des mouvements d'effondrement dans les mines. *Annales des Mines*. Recueil tome XVI, 1889.
- Wagner H. – The determination of the complete load-deformation characteristics of coal pillars. *Proc. 3rd ISRM Congress*. Denver, USA, September 1974, p. 1076-1081.

Apport des retours d'expérience pour la mise en sécurité dans les mines de fer de Lorraine

J.-P. JOSIEN

Expert minier
Ancien Directeur
de Géodéris
63, rue Pierre-Sémard
54000 Nancy
jeanpierre.josien@yahoo.fr

J.-P. PIGUET

École des Mines de Nancy
Parc de Saurupt CS 14234
54042 Nancy Cedex
jack-pierre.piguet
@mines.inpl-nancy.fr

G. VOUILLE

Expert minier
2, impasse Bel-Air
77300 Fontainebleau
gj.vouille@wanadoo.fr

Résumé

L'article expose la démarche scientifique élaborée depuis une dizaine d'années dans le bassin minier ferrifère lorrain (1 700 km²) pour évaluer les risques d'affaissement progressifs ou d'effondrements brutaux, dans ce contexte géologique et minier particulier et alors que la totalité des exploitations sont aujourd'hui fermées. L'approche repose sur un processus interactif permanent entre d'une part, l'analyse, la compréhension et la modélisation des mécanismes d'instabilités en jeu (défaillance des piliers, rupture du recouvrement) et d'autre part, le retour d'expérience d'une quinzaine de cas bien documentés de phénomènes survenus tout au long du XX^e siècle.

Les paramètres ainsi identifiés comme déterminants à la lumière des mécanismes analysés (résistance ultime des piliers, géométrie des vides abandonnés après exploitation, indices de « massivité » et de raideur des bancs de recouvrement...) ont fait par ailleurs l'objet d'investigations et de mesures *in situ* (sur sondages), et en laboratoires (sur échantillons) selon les méthodes classiques de la mécanique des roches.

Le retour d'expérience permet de fixer les valeurs de référence et les seuils pour ces paramètres afin de proposer aux pouvoirs publics une évaluation et une hiérarchisation des risques. Ces éléments fondent les décisions appropriées (surveillance selon différents niveaux d'exigence ou traitement des zones à risques de type expropriation ou comblement) en associant prudence et rigueur.

Mots-clés : mécanique des roches, mines de fer lorraines, après-mines, sécurité.

Lessons learned from experience to ensure security in Lorraine iron mines

Abstract

The paper presents the scientific approach elaborated over more than 10 years in Lorraine iron basin (1,700 km²) for risk assessment of progressive subsidence or sudden collapses in this particular geological and mining context, and after complete closure of mines.

This approach is founded on a permanent interactive process between, in one hand analysis, understanding and modelling of instabilities (pillar yielding or overburden failures) and, in the other hand, the lessons learnt from experience based upon 15 cases stories, well known and documented phenomena during 20th century.

Parameters considered as determining in regards to the analysed mechanisms (strength pillars, geometry of abandoned openings, « massivity » index and stiffness of the overburden strata) have been investigated and measured with classical field and laboratories methods of rock mechanics.

Feed back from experience allows to choose the reference values and thresholds of these parameters in order to propose assessment and hierarchisation of risks to the authorities. These elements are the bases for making relevant and rigorous decisions: monitoring with different levels of strictness or treatment for instance expropriation orders or cavities filling.

Key words: rock mechanics, Lorraine iron mines, post-mining, security.

137

Présentation du bassin et historique des effondrements

Le bassin ferrifère lorrain s'étend sur 120 km entre la frontière luxembourgeoise, au nord, et Neuves-Maisons, au sud de Nancy, et sur 30 km entre Hettange-Grande, à l'est, et Dommary-Baroncourt, à l'ouest. Il est divisé en deux parties principales par l'anticlinal de Pont-à-Mousson : le bassin de Briey-Longwy-Thionville au nord couvrant 1 300 km² et le bassin de Nancy au sud couvrant 380 km².

1.1

Géologie

Le gisement ferrifère d'âge Aalénien (150 millions d'années environ) a une épaisseur variable de quelques mètres à une soixantaine de mètres. Il est composé d'une alternance de zones plus riches en fer (30 à 35 %) et de zones intercalaires. Le minerai se présente sous la forme de petits grains (« oolithes »), d'oxyde de fer hydraté, de dimensions voisines de quelques dizaines de millimètres et liés entre eux par un ciment constitué essentiellement de calcaire et de silice. Suivant qu'un minerai présente un indice de basicité CaO/SiO₂ supérieur ou inférieur au seuil de 1,4 correspondant à un mélange auto-fondant dans le haut-fourneau, on désignera le minerai comme « calcaire » (couches supérieures rouge, jaune, grise) ou « siliceux » (couches inférieures brune, noire, verte).

La série ferrifère est surmontée de la série marno-carbonatée du Bajocien qui comprend avec des variations importantes d'épaisseurs et faciès :

- les marnes de Charennes niveau imperméable ;
- une alternance de calcaire et de niveau argileux ou gréseux (calcaires d'Ottange et de Haut-Pont) ;
- les calcaires à polypiers ;
- les calcaires de Jaumont généralement assez massifs.

Le gisement affleure au nord dans la vallée de la Chiers et de l'Alzette et à l'est le long de la vallée de la Moselle. Il s'enfonce avec un pendage de 3 % vers l'ouest pour atteindre une profondeur de 280 m à la mine d'Amermont-Dommary en limite ouest de la zone exploitable et concédée.

1.2

Exploitation

Du gisement lorrain ont été extraits plus de 3 milliards de tonnes de minerai (1,2 milliard de m³ en volume), la quasi-totalité en un siècle jusqu'en 1997. Les méthodes d'exploitation modernes peuvent être classées en deux catégories selon qu'elles laissent ou non subsister des vides souterrains (*Manuel de Mécanique des Roches*, tome 2).

Le dépilage intégral consiste à enlever la quasi-totalité du minerai dans un panneau et à faire effondrer le toit immédiat de la couche. Ce foudroyage crée volontairement une cuvette d'affaissement en surface dont les effets débordent de l'aire dépilée au fond selon un angle d'influence.

Lorsque pour protéger la surface (bâtiment, infrastructure) ou pour des raisons économiques le foudroyage est proscrit, des piliers de minerai sont laissés en place pour soutenir le toit. Les panneaux sont découpés par des chambres comprises entre 4 et 7 mètres de large ; les piliers peuvent avoir des formes variées (carrées, rectangulaires, trapézoïdales...). Leur hauteur, égale à l'ouverture exploitée, est comprise entre 3 et 7 mètres et leur largeur varie entre 5 et 25 m. Ces méthodes par chambres et piliers laissent donc subsister des vides après l'arrêt de l'exploitation.

Le problème de la stabilité de tels vides miniers va donc se poser d'abord lors de leur réalisation, puis à long terme au cours du temps ou sous l'influence de modifications de leur environnement. Les difficultés dans la maîtrise de ce problème sont illustrées par l'apparition d'instabilités généralisées aux conséquences parfois meurtrières. Le bassin ferrifère lorrain n'a pas l'exclusivité de ce type de phénomène attaché à la méthode des chambres et piliers abandonnés quelle que soit la substance exploitée ; une enquête du Conseil Général des Mines recense en 1965 une soixantaine de cas sur une cinquantaine de sites dont sept cas pour les mines de fer de Lorraine (Chambon *et al.*, 1983). Celles-ci, par l'extension de l'emploi de la méthode et du fait des similitudes des conditions naturelles et d'exploitation, constituent donc un bassin de risque important pour la compréhension et la maîtrise des phénomènes d'instabilités généralisées.

1.3

Affaissement/effondrements

Une base de retour d'expérience a été formée avec 16 cas d'instabilités pour lesquels les données retrouvées ont été suffisantes (Tableau I). Dans tous les cas, il s'agit d'un phénomène de grande ampleur affectant plusieurs hectares de chambres et piliers et se traduisant au jour par un affaissement du sol d'ordre métrique.

Les manifestations des événements amènent cependant à différencier deux types de phénomènes se distinguant en particulier par leur cinétique : l'affaissement progressif et l'effondrement brutal.

L'affaissement progressif va se traduire en surface par une cuvette semblable à celle provoquée volontairement par l'opération de dépilage. Au centre de la zone les terrains descendent verticalement ; sur les bords internes de la cuvette des manifestations de contraction apparaissent (bourrelets) ; sur les bords externes se manifeste par contre de l'extension (fissures). La cinétique de formation des manifestations en surface est variable d'un cas à l'autre, de l'ordre de la journée pour les plus rapides (Moutiers en 1997, Auboué-Coinville en 1996) à plusieurs mois pour les plus lents (Roncourt en 1999). Après cette phase active les mouvements de tassement se prolongent pendant quelques années comme au-dessus des dépilages.

L'effondrement brutal se traduit au contraire par la descente en bloc de l'ensemble du recouvrement en quelques secondes. Il s'accompagne d'une secousse sismique qui a été enregistrée à Strasbourg et même jusqu'à Moscou pour certains (Roncourt en 1959). La brutalité de l'effondrement des travaux du fond est attestée par le souffle d'air chassé des vides effondrés et dont les effets peuvent être dévastateurs sur l'ensemble de la mine.

TABLEAU 1

Recensement des instabilités en grand du bassin ferrifère lorrain documentées.
Review of documented collapses in Lorraine iron basin.

Nom	w (m)	τ (%)	σ (MPa)	H (m)	lp (m)	Lp (m)	Lg (m)	Nombre couche	Type
Roncourt 1999	2,5	53	8,9	140	6	85	6	1	Progressif
Moutiers 1997	3	55	8,0	120	12	12	6	1	Progressif
Crusnes 1977	3,8	50	10,9	180	11	25	6	1	Progressif
Auboué 1972	6	45	12,0	150	11	70	7	2	Progressif
Auboué-R. Metz 1996	6	45	10,9	150	12	70	7	2	Progressif
Ville-au-Montois avril 1985	4,5	55	9,2	166	8,5	45	5	1	Progressif
Auboué-Coinville 1996	5	53	10,8	170	6	7	3	1	Progressif
Jarny 1949	5	56	11,4	200	9	11	5	1	Progressif
Rochonvillers 1974	4,5	61	14,6	190	7,5	10	5	1	Brutal
Rochonvillers 1973	4,5	62	15,0	190	6	13	5	1	Brutal
Sainte-Marie 1932	5	65	15,85	153	10	12	8	1	Brutal
Escherange 1919	6	65	17,6	170	6	70	6	1	Brutal
Roncourt 1959	5	75	16,8	140	12	12	12	2	Brutal
Roncourt 1954	7,5	70	14,7	147	7	80	7	2	Brutal
Moutiers 1940	11	70	10,1	121	10	11	7	2	Brutal
Audun-le-Tiche 1902	13,5	70	10,2	122	4	55	5	2	Brutal

w : ouverture exploitée
 τ : taux de défructement
 σ : contrainte sur les piliers
H : profondeur

lp : largeur pilier
Lp : longueur pilier
Lg : largeur galerie

Bien que des signes précurseurs aient été la plupart du temps enregistrés durant les jours précédents (craquements, signe de pression, convergence) qui ont permis d'évacuer les quartiers d'exploitation, les chantiers du fond restent accessibles sans dégradations importantes avant le phénomène.

En surface des crevasses ouvertes (jusqu'à 1 m selon certains témoignages) apparaissent immédiatement sur le pourtour de la zone, le dénivelé de l'affaissement se fait entre les lèvres des crevasses et non selon une cuvette continue.

Le phénomène d'effondrement brutal, du fait de la rapidité de sa mise en place (quelques jours) et de la brutalité de sa manifestation (quelques secondes) présente une dangerosité particulière tant au cours de l'exploitation, qu'après la fermeture de la mine, ce qui justifiera les recherches menées sur le mécanisme de formation et les conditions d'apparition.

Les risques d'affaissement et d'effondrement restent d'actualité même après l'arrêt de l'exploitation des mines ; en effet des phénomènes se sont produits alors que les travaux dans la zone avaient cessé depuis de nombreuses années.

2

Modèle de défaillance des édifices miniers

2.1

Choix du modèle d'instabilité et chargement des piliers

Comme rappelé dans le chapitre précédent, la typologie des effondrements miniers dans le bassin ferrifère lorrain au-dessus des zones exploitées par piliers

abandonnés, amène à distinguer les effondrements brutaux, d'une part, et les effondrements progressifs, d'autre part.

Dans tous les cas, même si les mécanismes en jeu varient pour ces différents phénomènes, la géométrie de l'édifice minier souterrain et les propriétés des piliers sont au cœur de leur déclenchement.

L'initialisation et la mise en place du processus d'instabilité commence par la défaillance des piliers, qui se déforment puis se rompent (dans le cas des effondrements brutaux en interaction avec la rupture du recouvrement comme cela sera évoqué au chapitre suivant).

Cette considération, associée au pendage généralement faible (quelques degrés) des couches exploitées et à la grande extension horizontale (pluri-kilométrique) du gisement, a conduit à adopter le modèle simple de l'aire tribulaire pour évaluer la charge sur les piliers. Cette méthode de calcul prend directement en compte la profondeur de la zone exploitée et le taux de défructement. En outre, elle s'adapte bien aux situations de piliers à section irrégulière et au cas des exploitations à couches multiples (Fig. 1).

De plus, la contrainte appliquée sur les piliers, ainsi calculée par le modèle de l'aire tribulaire, peut être corrigée selon les configurations d'exploitation situées dans le voisinage de la zone étudiée. L'exemple le plus courant correspond au cas où on se trouve en présence de zones totalement exploitées et foudroyées adjacentes à la zone étudiée. La surcharge introduite est alors de 20 ou 40 % selon la géométrie des travaux.

On dispose ainsi d'un paramètre robuste qui a été calculé sur toutes les zones exploitées partiellement avec piliers abandonnés du bassin ferrifère lorrain soit plusieurs milliers de zones. L'étape suivante a consisté à définir l'aléa d'effondrement sur ces zones, en comparant la charge sur les piliers avec leur résistance mécanique.

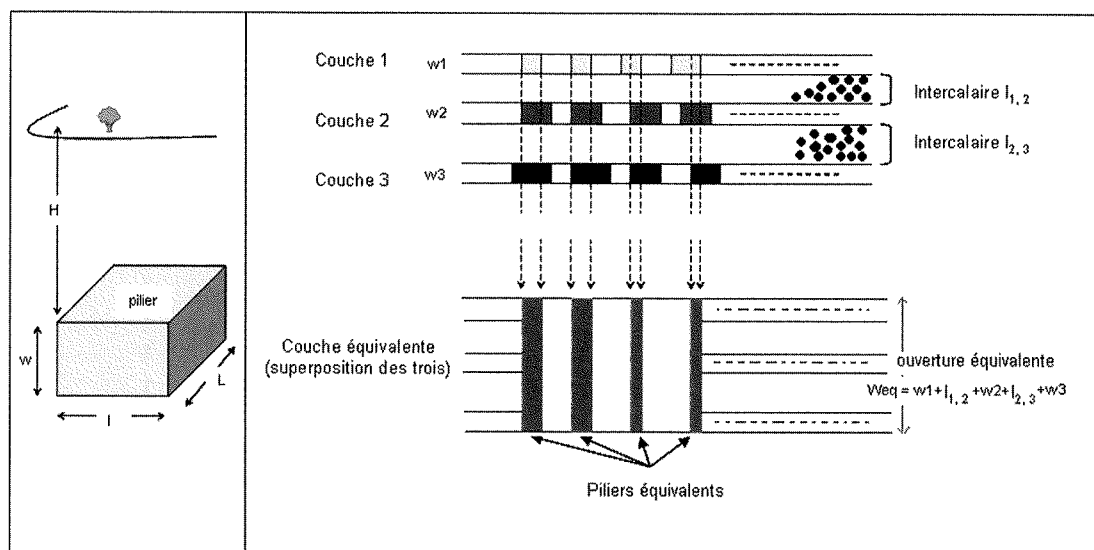


FIG. 1 Principaux paramètres utilisés dans le modèle de l'aire tributaire pour une exploitation par chambres et piliers mono ou multicouches, d'après Géodéris.

Main parameters used for tributary area model, in room and pillars mono or multi-seams context, after Géodéris.

Dans le cas particulier des exploitations multicouches, ce paramètre a été complété par l'épaisseur de l'intercalaire séparant deux couches. En première approximation, et au vu de cas d'expérience, il a été admis, d'après l'expérience, qu'une épaisseur d'intercalaire inférieure à 7 m induisait une instabilité potentielle quelle que soit la charge calculée sur les piliers des différentes couches. La zone correspondante était donc retenue comme zone d'aléa.

2.2

Détermination de la résistance à long terme des piliers

Pour déterminer la résistance à long terme des piliers, on a classiquement recours à la caractérisation géomécanique à partir d'essais en laboratoire sur échantillons, en prenant en compte toutes les influences connues par la mécanique des roches (effet d'échelle, effet d'élancement, degré de saturation en eau, etc.). Dans le cas présent, ce type de caractérisation a été largement effectué dans le passé en vue d'études particulières de mines ou de quartiers de mines en exploitation ou en projet. La figure 2 rassemble les résultats de ces essais de caractérisations, réalisés par l'École des mines de Paris, sur des éprouvettes cylindriques d'élancement 2 et diamètre 65 mm, selon les méthodes conventionnelles. Une centaine de séries d'essais ont été réunies, chaque point de l'histogramme représentant la moyenne d'une dizaine d'échantillons. Toutefois, étant donné la très grande étendue du gisement et la grande variabilité des propriétés, il est difficile de déduire à partir de ces données une valeur de référence pour la résistance valable pour une étude de risques d'ensemble (sauf à caractériser une à une chaque zone ce qui est évidemment hors de portée).

C'est pourquoi il a été fait appel au retour d'expérience en ayant recours aux données recueillies dans l'histoire séculaire du bassin. C'est ainsi qu'ont été

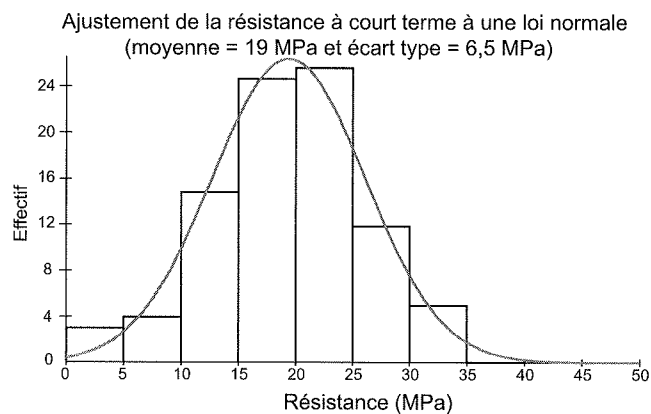


FIG. 2 Histogramme des résistances moyennes en compression du minerai de fer lorrain, d'après toutes les données disponibles.

Distribution of mean compressive strength of Lorraine iron ore, compilation of all available data.

analysés les seize cas d'effondrements documentés, survenus au cours du XX^e siècle et évoqués plus haut. Huit d'entre eux correspondaient à des effondrements brutaux, et huit à des effondrements progressifs. Le tableau I décrit les caractéristiques de ces zones.

On constate que pour tous ces cas d'effondrements avérés, la contrainte sur les piliers calculée par le modèle de l'aire tributaire est systématiquement supérieure ou égale à 8 MPa (cas de Moutiers, en 1997). Pour avoir une marge de sécurité, tenant compte en particulier des imprécisions sur les plans ayant permis le calcul du taux de défrètement, il a été décidé d'adopter la valeur seuil de 7,5 MPa : les zones dont les piliers sont soumis à une charge supérieure ou égale à ce seuil sont considérées comme zones d'aléas d'effondrement et, si des bâtiments ou des infrastructures se trouvent à leur aplomb, sont classées comme zones à risques. Inversement, les zones dont les piliers

sont sollicités par une charge inférieure à 7,5 MPa sont considérées comme durablement stables, si les conditions d'environnement restent constantes.

Ce résultat appelle quelques commentaires vis-à-vis de la caractérisation présentée dans la figure ci-dessus. En effet, celle-ci fait ressortir une distribution des résistances à la compression simple instantanée ajustable à une loi normale de moyenne 19 MPa et d'écart-type 6,5 MPa. On peut traduire ceci en notant que la valeur seuil de la résistance à long terme, retenue par retour d'expérience, est égale à la valeur moyenne de la résistance à court terme, mesurée sur échantillons en laboratoire, diminuée de près de 1,8 fois l'écart-type, ou encore la valeur seuil (long terme) représente environ 40 % de la résistance moyenne à court terme. Il est intéressant de rapprocher ces valeurs des règles en matière de dimensionnement souvent adoptées dans le passé pour ce type d'exploitation, alors en activité : la valeur de référence préconisée pour la résistance des piliers était égale à la moyenne moins deux écarts-types (pour garantir qu'avec la dispersion d'une distribution gaussienne, moins de 2,5 % des piliers ne risquent une ruine rapide), tandis que la limite de résistance à long terme était estimée de l'ordre de la moitié de la résistance instantanée. On remarque que malgré des démarches différentes et indépendantes, l'approche par retour d'expérience et l'approche par caractérisation classique fournissent des conclusions très concordantes.

On a par ailleurs vérifié que les zones à risques présentaient des piliers d'élancement inférieur à 1, ce qui ne conduit en aucun cas à corriger à la baisse les valeurs de résistance au motif d'un effet d'élancement.

L'écart entre la charge maximale mesurée en laboratoire et celle qui résulte du retour d'expérience est donc essentiellement imputable pour partie à l'effet d'échelle, à l'influence de l'eau et des marnes du mur, et pour partie à l'effet du vieillissement du minerai de fer qui a été mis en évidence dans des études récentes (Dagallier *et al.*, 2002 ; Grgic *et al.*, 2003).

2.3

Classement des zones d'aléas

Il a été également possible d'exploiter ces données d'effondrements avec un objectif de sécurité publique. En effet, nous avons souligné l'observation dans le passé de phénomènes brutaux ou au contraire progressifs, ces derniers eux-mêmes se caractérisant par une cinétique plus ou moins rapide. En termes de sécurité publique, il est bien clair que plus les événements sont soudains et se développent rapidement plus il est difficile pour les autorités de prendre les mesures appropriées. D'où l'intérêt d'établir une distinction, parmi les zones à « aléas effondrements », entre celles menacées d'effondrement brutal ou progressif, et pour ces dernières une classification en fonction de l'importance du risque encouru, c'est-à-dire de l'association entre l'importance de l'aléa, d'une part, et des conséquences prévisibles en surface au cas où il se réalise, d'autre part.

Le traitement des informations fournies pour les seize cas d'effondrements recensés a été effectué à l'aide d'une méthode statistique d'analyse de données (analyse discriminante), dont le principe et les résultats sont décrits en détail dans le chapitre suivant. Elle permet d'identifier les zones pour lesquelles le risque d'ef-

fondrement brutal ne peut être écarté (environ 10 % des zones soit une centaine), et celles qui sont menacées d'un effondrement progressif (90 % des zones soit près d'un millier).

L'analyse des premières montre qu'il faut faire intervenir un mécanisme d'instabilité complexe mettant en jeu le comportement des terrains du recouvrement absent des facteurs introduits jusqu'à présent dans notre raisonnement (et qui conduira plus loin à la définition d'un critère dit « géologique »). Leur étude fait l'objet du paragraphe 3.

Les zones à aléas d'affaissement progressif, quant à elles, peuvent être hiérarchisées en termes de risques, en prenant en compte à la fois la prédisposition d'instabilité de l'édifice minier souterrain, et la quantification des effets à la surface et sa vulnérabilité.

La hiérarchisation s'appuie sur une analyse multicritère, utilisant la méthode Électre TRI. Les critères, qui peuvent être quantitatifs ou qualitatifs, sont pondérés par des coefficients laissés à l'appréciation des utilisateurs, en fonction de l'importance relative qu'ils attribuent à chaque critère. Cette hiérarchisation permet ensuite de définir quelques classes d'action (de surveillance, d'aménagement du sol...) à l'intérieur desquelles chaque zone peut être affectée, au moyen d'une procédure dite d'agrégation. C'est ainsi que les zones à risques sont réparties entre quatre classes de surveillance, allant de la surveillance microsismique continue (classe 1) à un simple nivellement de référence (classe 4).

Les critères de prédisposition à l'instabilité sont : la sollicitation sur les piliers (comme expliqué précédemment) à laquelle s'ajoutent la taille et la forme des piliers, l'ouverture de la couche exploitée, le taux de défruitement, la profondeur, la sensibilité à l'engorgement (déterminé par la présence de marnes dans les épontes) et les conditions d'environnement du site (présence de failles, d'exploitation voisine...).

Les critères de sensibilité de la surface sont : l'affaissement maximal et la déformation horizontale maximale attendus en cas de rupture, la profondeur, la vulnérabilité des enjeux à la surface (bâti, infrastructures tels que routes, voies ferrées, réseaux, etc.).

Pour la détermination des caractéristiques de la cuvette d'affaissement, un nouveau recours au retour d'expérience a été nécessaire. Il s'est appuyé sur les données recueillies dans 18 cas d'affaissements ou d'effondrements ayant fait l'objet de mesures dans le bassin lorrain (10 cas au-dessus de zones intégralement exploitées et foudroyées soit en couche unique, soit en deux couches, 6 cas correspondant à des effondrements progressifs et 2 à des effondrements brutaux) (Tableau II). Les caractéristiques recherchées sont : l'affaissement maximal A_m au centre de la cuvette, la déformation maximale E_h en bordure de cuvette, la pente maximale P_m et l'angle d'influence en bord de cuvette (ces derniers ne sont pas introduits dans l'analyse multicritères).

Ainsi on établit que pour une couche unique, d'ouverture W , et une zone de dimension critique ou sur-critique, $A_m = 0,5 \times W \times \text{taux de défruitement}$ (1).

Pour plusieurs couches l'affaissement A_m est égal à la somme des affaissements induits par chaque couche.

La déformation maximale s'en déduit, pour une profondeur H , par la formule classique $E_m = \alpha \times A_m/H$ (2) et la pente maximale par la formule $P_m = \beta \times A_m/H$ (3).

TABLEAU II

Paramètres d'affaissements du bassin ferrifère lorrain issu de 18 cas étudiés.

Subsidence or collapses : parameters of 18 cas stories.

	N°	ID	Concession	Site / Mine	Am/w τ	L/H	β	α
Dépilage	1	Jœuf	Jœuf (63)	Jœuf	60 %	2,15	3,9 (T)	1,5
	2	Moy68	De Wendel (156)	Moyeuvre	67 %	2,25	4,1 (V)	0,75
	3	Mou68	Moutiers	Moutiers	76 %	1,5	1,57 (DE)	1
	4	Joud68	Joudreville	Joudreville	51 %	1	2,2 (DE)	1
	5	Hett68	Hettange-Grande	Hettange-Grande	46 %	-	3 (DE)	-
	6	Pier	François	Pierreuse	75 %	2	3,81 (V) 1,2 (DE)	-
	7	CD15	Montrouge	CD15	79 %	3,4	2,44 (V, T) 1,18 (V,T)	-
	8	Mou54	Auboué-Moineville	Cité de Gorcy	80 % (S) 50 % (N)	1,4 2,11	3,46 (T) 3,3 (T)	-
	9	Piennes	Piennes	Piennes	59 %	1,95	3 (T, DE) 2,26 (DE)	-
	10	St-P.	St-Pierremont	St-Pierremont	51 %	1,75	2 (DE)	-
Effondrement progressif	11	Jarny	Droitaumont	Jarny	43 %	5,5	4,68 (T)	-
	12	Crusnes	Aumetz	Errouville	46 %	1,3	1,82 (T)	-
	13	Coinville	Auboué-Moineville	Cité de Coinville	44 %	1	1,72 (T)	-
	14	Rue Metz	Auboué-Moineville	Rue de Metz	67 %	0,85	3,36 (T)	-
	15	Mou97	Auboué-Moineville	Moutiers haut	62 %	1,25	1,04 (T) 0,52 (DE)	-
	16	Ron99	Roncourt	Cité St-Joseph	49 %	0,8	2,3 (T) 1,15 (DE)	-
Effondrement brutal	17	St-Mar.	Ste-Marie-aux-Chênes	Ida	60 %	1,1	3,4 (V) 2 (V) 2,6 (DE) 7,1 (DE)	-
	18	Roch	Rochonvillers	Rochonvillers	-	-	-	-

Am : affaissement maximal
w : ouverture exploitée
 τ : taux de défructement

L : largeur du panneau exploité
H : profondeur

α et β étant deux coefficients déterminés empiriquement.

Le même retour d'expérience a amené à retenir les valeurs : $\alpha = 1,5$ et β compris entre 3 et 5 selon, respectivement, qu'on se trouve au bord d'une zone voisine vierge (ou faiblement tracée) ou bien exploitée totalement. Ces valeurs sont déterminées pour des déformations exprimées en mm/m et des pentes en pourcentage.

L'angle d'influence varie de 10 à 35° selon respectivement que la zone voisine est vierge ou exploitée totalement (20° s'il s'agit d'une zone exploitée partiellement par chambres et piliers).

3

Affaissement/effondrement : le rôle du recouvrement

Comme nous l'avons déjà indiqué, la reconnaissance des configurations d'exploitation susceptibles de se traduire par un effondrement brutal est particulièrement importante en raison de la rapidité avec laquelle le phénomène se met en place au fond (précurseurs limités à quelques jours avant le phénomène ce qui rend très difficile la mise en place de mesures appropriées de sauvegarde).

La comparaison des circonstances qui amènent l'occurrence d'un affaissement ou d'un effondrement confirme une différence dans le mécanisme d'évolution de ces deux types d'instabilités, différence proposée par (Tincelin, 1962 et 1982). La recherche consistait alors à définir des critères quantitatifs permettant d'exclure pour une zone d'exploitation la formation d'un effondrement.

3.1

Mécanismes d'instabilité

Dans le mécanisme de l'affaissement, le phénomène progresse à partir des travaux du fond vers la surface. Au sein d'une zone, les piliers ne sont pas uniformément chargés, certains arriveront plus vite à la rupture du fait de leurs dimensions plus petites, de leur position par rapport à l'environnement de la zone (bord ferme ou dépilage) ou des variations locales de résistance.

La rupture d'un pilier va se traduire par un éboulement du toit immédiat mais pour que le phénomène se propage jusqu'en surface, il faut que la zone affectée au fond soit suffisamment large. En effet aucun affaissement de surface mesurable n'est observé au-dessus d'une zone dépilée dont la largeur est inférieure à 0,4 H (H étant la profondeur de l'exploitation) ; l'affaissement reste très faible jusqu'à 0,6 H, puis augmente très rapidement avec la largeur de l'exploitation, ce que l'on peut interpréter comme signe de la rupture du haut toit.

Le processus d'instabilité peut être décrit comme celui de la « tache » qui s'élargit, la charge que ne supporte plus un pilier rompu étant reportée sur les piliers adjacents, jusqu'à atteindre l'extension permettant la manifestation en surface.

Ce processus d'effet « dominos » ne peut pas expliquer l'effondrement instantané de toute la zone pour un matériau aussi peu fragile que le minerai de fer. Pour que tous les piliers arrivent au même instant à la rupture, il faut qu'une sollicitation accrue leur soit imposée à tous au même moment.

Avant l'effondrement, les piliers seraient sollicités au-dessus de leur résistance s'ils avaient à supporter l'ensemble du poids du recouvrement, mais une partie des charges est reprise par le toit qui doit être suffisamment résistant pour assurer ce rôle. C'est ce toit qui a permis la réalisation de ces piliers très sous-dimensionnés.

Les contraintes et les déformations vont augmenter dans le toit en cours d'exploitation par augmentation de la largeur du panneau exploité et en post-exploitation par le fluage des piliers. D'autres conditions peuvent remettre en cause l'équilibre toit-pilier : enfoncement dans le mur des piliers, dépilage à proximité de la zone...

Lorsque l'augmentation de la déformation du toit amorce sa rupture et donc la fin de sa contribution à l'équilibre, l'ensemble des piliers est surchargé au-delà de leur résistance instantanée ; l'effondrement brutal de l'ensemble des travaux miniers et du recouvrement se produira si la rupture des piliers est de type fragile. Ce sera le cas de petits piliers élancés, fortement chargés, exploités avec un fort taux de défruitement.

Ce mécanisme met en évidence deux conditions nécessaires pour la formation d'un effondrement brutal :

- un banc (ou assemblage de bancs) raide, épais et résistant dans le recouvrement ;
- des travaux miniers dans les couches exploitées, très proches de l'instabilité.

Ces deux conditions nécessaires vont permettre de mener l'étude en deux étapes, en définissant d'abord un critère géométrique caractérisant les travaux miniers fragiles dont les données seront obtenues à partir des plans de mine, puis un critère géologique caractérisant les toits raides dont les données obtenues par sondages carottés ne seront à rechercher que sur les zones n'ayant pas satisfait au premier critère.

3.2

Critère géométrique représentatif de travaux miniers très fragiles

Le tableau I montre que les effondrements brutaux sont en moyenne caractérisés effectivement par un niveau de contrainte plus élevé (de l'ordre de 14 MPa contre 10 MPa pour les affaissements progressifs), un élancement¹ élevé (1,10 contre 0,5), une ouverture exploitée importante (7 m contre 4,5 m) des piliers peu larges (7,8 m contre 9,4 m).

Le taux de défruitement à lui seul permet de discriminer les deux phénomènes ; tous les cas d'effondrement ont un taux supérieur à 60 % alors que tous les cas d'affaissement ont un taux inférieur. Il aurait été dangereux de se contenter de ce seul paramètre comme critère ; en effet, l'échantillon de cas n'a pas été constitué *a priori* de manière à représenter l'ensemble des situations possibles. Les différentes variables ne sont pas indépendantes entre elles, par exemple l'élancement des piliers est très corrélé à l'ouverture cumulée.

Une étude statistique par analyse en composante principale et une étude paramétrique par modélisation des piliers et du recouvrement ont montré que le taux de défruitement limite était susceptible de varier en fonction des autres paramètres, en particulier l'ouverture exploitée (ou l'élancement).

Il est donc préférable de garder d'autres paramètres comme caractéristiques et de rechercher une fonction multivariable permettant de séparer les effondrements des affaissements par la technique de l'analyse discriminante. La meilleure fonction linéaire a été obtenue en combinant les variables : taux de défruitement, contrainte dans les piliers, profondeur, ouverture cumulée, diamètre hydraulique² des piliers, largeur de galerie, coefficient de surcharge. La figure 3 montre que cette fonction permet de distinguer très nettement les huit effondrements brutaux des huit affaissements progressifs. La séparation des deux nuages est suffisamment claire pour qu'il soit possible de fixer une borne ($f = 0,7$) permettant d'écarter le risque d'effondrement brutal pour une zone présentant une valeur de la fonction inférieure à cette borne.

⁽¹⁾ Dans le cas d'exploitation de deux couches avec un faible intercalaire, l'ouverture et l'élancement sont calculés en considérant l'ensemble des deux couches incluant l'intercalaire.

⁽²⁾ Le diamètre hydraulique est le rapport entre la surface du pilier et son périmètre, et traduit un « coefficient de forme » du pilier.

La comparaison de la charge sur les piliers dans un modèle d'aire tributaire avec la résistance limite à long terme (voir § 2) a permis de ne retenir sur les 3 500 zones (39 000 hectares) de chambres et piliers qu'environ 1 000 zones susceptibles de donner lieu à une instabilité en grand ; le critère géométrique seul permet d'éliminer le risque d'effondrement brutal sur 90 % de ces zones.

Il reste donc moins de 100 zones (1 600 hectares) pour lesquelles la géologie du toit doit être étudiée.

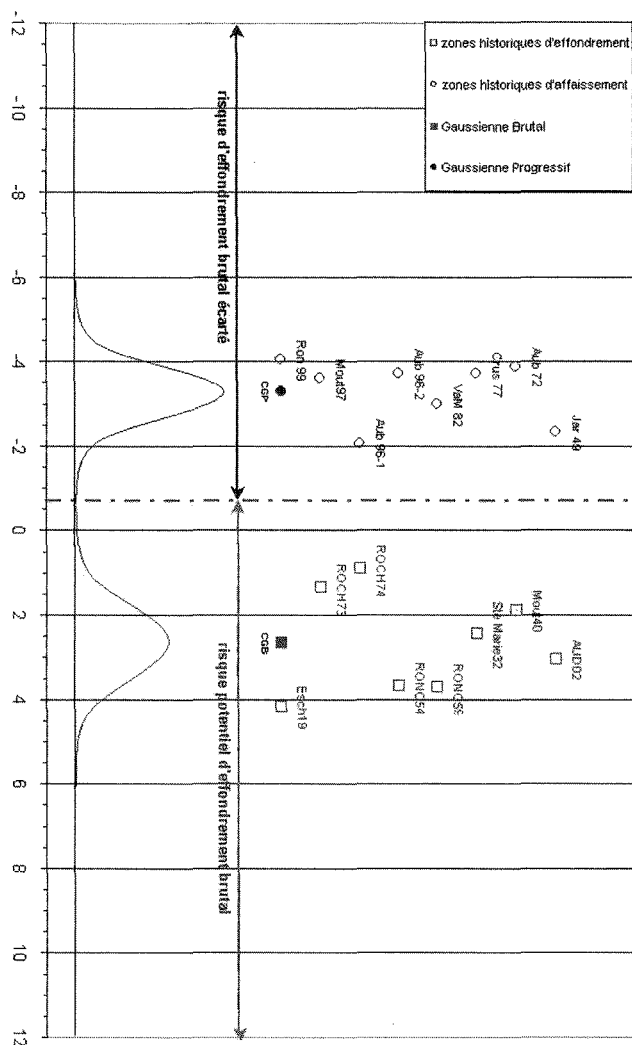


FIG. 3 Analyse discriminante : affaissements progressifs et effondrements brutaux sur l'axe canonique discriminant, avec critère géométrique.

Discriminating analysis : progressive subsidences and sudden collapses, discriminated with geometrical criteria.

3.3

Critère géologique représentatif d'un recouvrement raide

Dans le mécanisme de l'effondrement, l'ensemble du recouvrement jouera d'autant mieux son rôle protecteur puis déclencheur qu'il contient des bancs peu déformables et qu'il est donc épais et résistant.

Douze sondages carottés sur l'ensemble du recouvrement (de l'ordre de 150 m de longueur) ont été réa-

lisés à proximité des zones d'instabilités historiques et zones d'aléas les plus importants. Ils ont mis en évidence l'importance des variations verticales comme horizontales de faciès ; il n'est pas possible de s'en tenir à la description lithologique classique, un même niveau pouvant contenir des faciès de résistances très différentes (Tableau III).

Un sondage est donc décrit par une succession de bancs de même faciès caractérisés chacun par son épaisseur et un module de déformabilité obtenu en tenant compte des caractéristiques géomécaniques moyennes du faciès et de la fracturation relevée localement sur la carotte (Hoek et Brown, 1997). Deux indices ont été définis à partir de cette caractérisation d'un sondage exprimant :

- la massivité globale de la couverture à partir de la somme des produits des modules de déformabilité multipliée par les épaisseurs des faciès calcaires $A' = [\sum E_m \times h] / E_{max} \cdot H$ (4), H étant la profondeur des travaux ;
- le banc le plus « raide » $B' = \text{Max}(E_m \cdot h) / E_{max} \cdot h_{max}$.

Pour définir les indices ci-dessus et compte tenu de la variabilité constatée des paramètres, on a retenu pour les coefficients de pondération les valeurs maximales observées quels que soient le faciès et le sondage ($E_{max} = 40$ GPa et $h_{max} = 30$ m) (5).

A' varie entre 0 et 0,5, B' entre 0 et 1.

Cette massivité évaluée au niveau d'un sondage doit être complétée pour caractériser le comportement d'un panneau par l'environnement morphologique ; en effet, la morphologie du relief peut favoriser la fracturation verticale et la répartition des contraintes dans le recouvrement. On distinguera ainsi un panneau exploité sous un plateau, de celui exploité sous une pente libre (flanc de vallée) ou encore sous un promontoire (carrefour de vallées).

En combinant ces trois indices et le critère géométrique, un critère global de risque d'effondrement brutal a pu être élaboré ; la figure 4 montre la différenciation des affaissements et des effondrements historiques par ce critère combinant les deux conditions du mécanisme : le toit « raide » et les travaux miniers « fragiles ».

Les zones (une dizaine) sur lesquelles ce risque ne peut être écarté feront l'objet de dispositions spécifiques : surveillance continue sous astreinte par méthode micro-sismique, en attendant des mesures de mise en sécurité (expropriation, comblement des travaux au fond).

Cette méthodologie a été soumise à examen par un groupe international d'experts en mécanique des Roches (Fairhurst *et al.*, 2003).

4

Conclusion

Ce sujet fait toujours l'objet de nouveaux développements. Des travaux sont en cours à Géoderis sur la possibilité de repérer les paramètres capables d'influencer la cinétique des effondrements progressifs, dont on a vu qu'ils étaient susceptibles d'être plus ou moins rapides. Cette question est d'une grande importance pratique, car elle conditionne évidemment les modalités de la surveillance et la rapidité d'intervention en termes de sécurité publique. La réflexion s'oriente notamment vers l'influence possible de la forme des

TABLEAU III

Uniaxial compressive strenght and Young modulus of different facies in the sedimentary series.

Formation	Faciès	RC (MPa)	E (GPa)
Calcaires de Doncourt	DC : calcaire marneux	14	18
Calcaires de Jaumont	JM : calcaire et marne	18	18
	JCB : calcaire massif	54	34
Calcaire à polypiers	PCEAM : calcaire et marne	27	24
	PCB : calcaire biotherme	54	44
	PCA : calcarenite poreuse	26	28
Calcaire de Haut-Pont	HPC : calcaire blanc	71	51
	HPG : gréseux	17	12
Calcaire d'Ottange	OTC : calcaire blanc	22	20
	OTAG : argileux – gréseux	7	5
Marne de Charennes	Marneuse	9	5
	Carbonatée	21	8

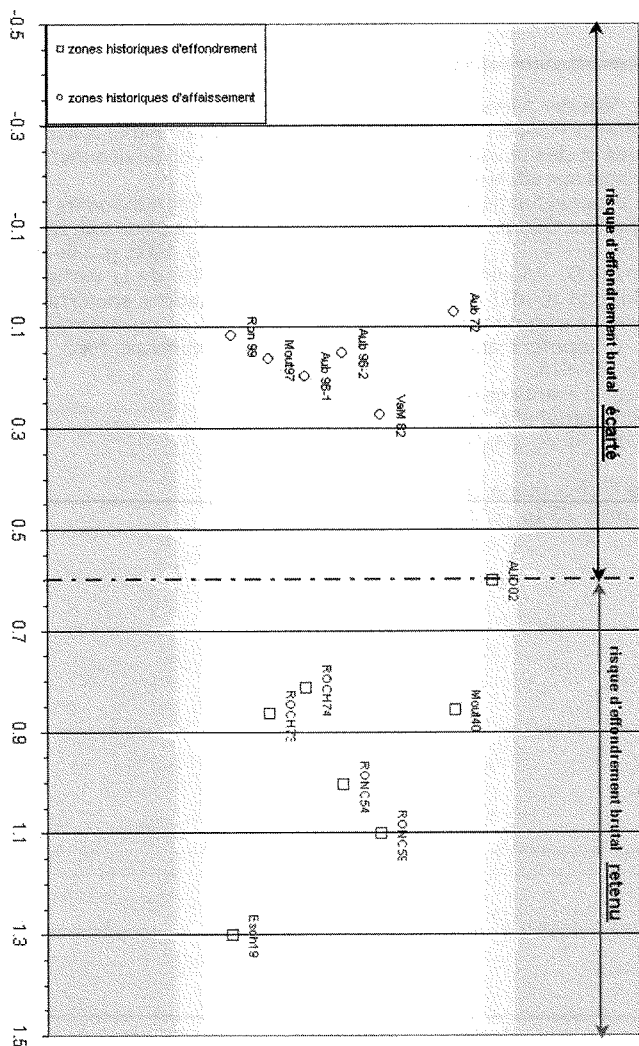


FIG. 4 Analyse discriminante : affaissements progressifs et effondrements brutaux avec critère géologique.

Discriminating analysis : progressive subsidence and sudden collapses, discriminated with geological criteria.

piliers (plus ou moins allongés) sur la cinématique (plus ou moins lente) de l'affaissement. Un indice de forme et de « massivité » des piliers discriminant à cet égard est actuellement en cours de mise au point (toujours en regard des comportements réels répertoriés).

Par ailleurs les instabilités potentielles imputables à un intercalaire d'épaisseur inférieure à 7 m, dans le cas des exploitations de couches multiples, sont soumises à un examen détaillé pour les situations dans lesquelles les piliers dans une ou plusieurs couches supportent une charge inférieure au seuil de défaillance à long terme (7,5 MPa). Cet examen ne remet pas en cause l'affectation en zone d'aléa, mais peut modifier le niveau de déformation finale en surface après affaissement, et donc le classement vis-à-vis des risques.

Enfin la question de la vulnérabilité fait l'objet d'une attention particulière avec l'élaboration d'un indicateur amélioré croisant la déformation attendue en surface avec une « note de vulnérabilité » qui intègre non seulement la sensibilité du bâti (CSTB) mais prend mieux en compte la densité de population.

Ces développements, destinés à mieux calibrer le niveau d'exigence requis en matière de surveillance, sont tous nourris des données d'expérience recueillies soigneusement depuis plusieurs années par Géoderis dans le bassin ferrifère lorrain.

La conclusion générale qui paraît s'imposer à ce sujet met en lumière l'intérêt d'une démarche coordonnée et interactive entre la compréhension approfondie des mécanismes fondée sur des études théoriques et des modélisations, et l'utilisation des retours d'expériences pour en caler les paramètres et en valider les principes. Le contexte présenté ici illustre spécialement bien ce propos.

L'occurrence des affaissements et effondrements et la nécessité de les prévoir et, si possible, les prévenir a conduit spontanément, dans le domaine minier, à l'élaboration de règles de dimensionnement empiriques, en révision permanente à mesure que de nouveaux cas de figure apparaissent, et, de ce fait, insuffisamment durables pour asseoir solidement une politique de mise en sécurité à long terme.

Mais, éclairée par la compréhension des mécanismes et leur modélisation avec des calculs validés, l'exploitation des retours d'expérience prend une toute autre dimension. Il devient possible d'identifier les paramètres pertinents et de les évaluer de façon fiable. Réciproquement, l'état des connaissances ainsi atteint autorise à élaborer des modèles opérationnels transposables à des configurations nouvelles.

Ce type d'approche donne confiance pour valider des décisions en matière de sécurité publique. Elle modifierait, le cas échéant, les méthodes de « design » d'une nouvelle exploitation dans un contexte comparable, faisant l'économie des périodes d'essais et erreurs pratiquées dans le passé et dont on connaît les conséquences aujourd'hui.

REMERCIEMENTS

Les résultats présentés dans cet article proviennent pour l'essentiel de travaux d'expertise mis en place et animés pendant plus de dix ans par le Groupement d'intérêt public Géodéris (constitué par le BRGM et l'INERIS, pour le compte des pouvoirs publics). Ils s'appuient sur des éléments qui ont été rassemblés et structurés par Géodéris.

Parallèlement les questions qui nécessitaient de nouvelles connaissances ont suscité des travaux de recherche qui ont été conduits, en coordination étroite avec l'expertise, dans le cadre du GISOS (Groupement d'intérêt scientifique sur l'impact et la sécurité des ouvrages souterrains) constitué par des équipes de chercheurs du BRGM, de l'INERIS, des Écoles de géologie et des mines de Nancy (ces dernières au sein de l'Institut national polytechnique de Lorraine) et de l'École des mines de Paris.

Que tous les acteurs soient ici remerciés.

Bibliographie

- Chambon C., Arcamone J., Josien J.-P., Piguët J.-P. – Évaluation de la stabilité d'exploitations par chambres et piliers et comportement du toit. 5^e Congrès international de mécanique des roches, Melbourne, avril 1983.
- CSTB – Typologie du bâti présent dans le bassin ferrifère lorrain. Niveaux d'endommagement (Annexe 10). In *Réflexion sur l'évolution de la surveillance micro-sismique dans le bassin ferrifère lorrain en vue de l'optimisation du dispositif*. Rapport Géodéris, 2009.
- Dagallier G., Grgic D., Homand F. – Mineralogical and microstructural characterization of the anthropic-origin ageing of iron ore in Lorraine (France). *CR Geosciences*, 334, 2002, p. 455-462.
- Fairhurst C., Piguët J.-P., Van der Merwe N. – Examen de la méthode « Géodéris » d'évaluation des risques et des conséquences potentielles relatifs aux affaissements de surface dans le bassin ferrifère lorrain. Rapport d'expertise Géodéris, 2003.
- Grgic D., Homand F., Hoxha D. – A short and long term rheological model to understand the collapses of iron mines in Lorraine (France). *Computers and Geotechnics*, 30, 2003, p. 557-570.
- Hoek E., Brown E.T. – Practical estimates of rock mass strength. *Int. Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 34(8), 1997, p. 1165-1186.
- Manuel de Mécanique des Roches* (tome 2). Les Applications, chapitre 23 (p. 259-277) et chapitre 26 (p. 319-327). Presses de l'École des mines de Paris, collection Sciences de la Terre et Environnement 2004.
- Tincelin E., Sinou P. – Effondrements brutaux et généralisés. Coups de toit. *Revue de l'industrie minière*, 1962, p. 239-262.
- Tincelin E. – La stabilité de la surface à l'aplomb des exploitations souterraines en mines métalliques ou assimilées. *Revue de l'industrie minière*, 1982.

INSTRUCTIONS AUX AUTEURS

Le projet d'article sera envoyé en deux exemplaires, accompagnés de la version électronique à l'un des rédacteurs en chef de la revue :

Philippe MESTAT
LCPC
58, boulevard Lefebvre
75735 Paris CEEX 15

Frédéric PELLET
INSA-Université de Lyon
Campus LyonTech La Doua
20, av. A. Einstein
69621 Villeurbanne CEDEX

Denis FABRE
CNAM
2, rue Conté
75141 Paris CEDEX 3

Un projet d'article sera composé sous **Word**, présenté en double interligne, sur feuilles de format A4 paginées. Un projet d'article (y compris la bibliographie) ne devront pas dépasser une trentaine de pages ; un projet de *notes techniques*, une dizaine de pages.

La première page comprendra le titre en français et en *anglais*, les noms, prénoms, organismes, adresses, des auteurs et les numéros de téléphone, fax et l'adresse électronique de l'auteur correspondant.

Les résumés, ainsi qu'une liste de **mots-clés** (moins de 10) devront être également fournis en français et en *anglais*, les résumés n'excédant pas 200 mots.

Les graphiques devront être de bonne qualité, avec des caractères et des chiffres d'assez grande taille pour en permettre une lecture aisée après une éventuelle réduction. Les traits devront être d'une épaisseur suffisante. Les **titres** des figures devront être fournis en français et en *anglais*.

Les photographies devront avoir été scannées à 300 dpi (format jpg ou tif) et fournies dans des fichiers à part (néanmoins, une sortie papier doit servir de document témoin)*.

Les tableaux pourront être intégrés dans le texte, leur titre fourni en français et en *anglais*.

Les équations seront numérotées entre parenthèses après l'équation. On utilisera les **unités SI**.

Les références bibliographiques citées dans le texte seront du type (Baguelin et Jézéquel, 1978), pour un ou deux auteurs ; (Wastiaux *et al.*, 1988) pour plusieurs auteurs.

La bibliographie, en fin d'article, sera présentée par ordre alphabétique des premiers auteurs :

- pour les ouvrages : titre en italique, le reste en romain ;
- pour les revues et actes de conférences publiés : titre de la revue ou de la conférence en italique, le reste en romain ;
- pour les rapports internes et les thèses : texte tout en romain.

Par exemple :

Baguelin F., Jézéquel J.F. – *The pressuremeter and foundation engineering*. Series on rock and soil mechanics, vol. 2, n° 4, Trans-tech Publications, 1978.

Wastiaux M., Ducroq J., Corbetta F. – Les pieux maritimes du pont Vasco de Gama. *Revue française de géotechnique*, n° 87, 1999, p. 27-33.

* Il est rappelé que les figures et photos sont imprimées en noir et blanc : l'usage de la couleur n'est donc pas recommandé.