

# REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

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

N° 133

38 €

4<sup>e</sup> TRIMESTRE 2010

# Sommaire



REVUE  
FRANÇAISE  
DE  
GÉOTECHNIQUE  
N° 133  
4<sup>e</sup> trimestre 2010

<b>Influence du réseau poreux sur l'altération par le gel des massifs calcaires fracturés</b> M. BOST, A. POUYA, S. GUÉDON	<b>3</b>
<b>Valorisation des argiles à silex : un exemple de traitement</b> Y. BOUSSAFIR	<b>11</b>
<b>Un modèle de calcul des hauteurs prévisibles de remontée de fontis à l'aplomb d'exploitations souterraines peu profondes</b> C. DIDIER, R. SALMON	<b>21</b>
<b>Étude comparée de la fracturation observable sur carotte de forage et obtenue par diagraphie. Application au marbre de Saint-Béat (31)</b> M. GASC-BARBIER, O. FOUCHÉ, C. GAILLARD	<b>37</b>
<b>Calcul en fiabilité d'un quai sur pieux à partir de données d'instrumentation</b> H. YÁÑEZ-GODOY, F. SCHOEFS, A. NOUY	<b>51</b>

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](http://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 2011 (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](mailto:presses.ponts@mail.enpc.fr)

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

N° d'imprimeur : 135803. Dépôt légal : avril 2011



# Influence du réseau poreux sur l'altération par le gel des massifs calcaires fracturés

M. BOST  
A. POUYA  
S. GUÉDON

Laboratoire Central  
des Ponts et Chaussées  
58, boulevard Lefebvre  
75015 Paris  
bost@lcpc.fr

## Résumé

En milieu montagneux, un des processus d'altération prépondérants des massifs fracturés est la propagation du réseau de fissures existant par gel-dégel. Afin d'évaluer la cinétique de ce type d'altération, la génération de contrainte le long d'une fissure artificielle au cours du gel a été étudiée en laboratoire. Les résultats indiquent que le type de réseau poreux de la roche a une incidence directe sur la contrainte générée par le gel dans une fissure. La valeur maximale de la contrainte est limitée par la perméabilité de la roche.

*Mots-clés* : calcaire, propagation de la fissuration, cycles de gel-dégel, contrainte, réseau poreux, perméabilité.

# Influence of porous network on cracked rock mass weathering by freezing-thawing

## Abstract

In mountainous area one of the dominant rock weathering processes is crack propagation due to freezing-thawing cycles. This mechanism within a cracked rock matrix was reproduced in laboratory with notched specimens to study its kinetic. Experimental results show that the type of porous network of the rock has a direct incidence on the stress generated by freezing in a crack. Maximum value of the stress in crack is bounded by rock permeability.

*Key words*: limestone, crack propagation, freeze-thaw cycles, stress, porous network, permeability.

## Introduction

Les chutes de pierres posent des problèmes d'aménagement et de gestion du territoire dans les régions montagneuses (Fig. 1 ; PIARC G2, 1999 ; Interreg IIC, 2001). Afin de pouvoir dimensionner les infrastructures exposées et/ou décider de mettre en place des dispositifs de protection adaptés, l'occurrence temporelle du phénomène dans les zones potentiellement instables doit être déterminée. Or si le degré de stabilité d'un versant rocheux peut être estimé, son évolution au cours du temps est mal connue.



FIG. 1 Éboulement sur la route d'accès au Mont-Blanc (mars 2007, image AFP).  
Rockfall on Mont Blanc mountain road.

En milieu montagneux, on peut considérer qu'un des processus d'altération prépondérants des massifs fracturés est la propagation du réseau de fissures existant par gel-dégel (Matsuoka, 2001a ; Frayssines, 2005). Si le mécanisme de gel-dégel au sein d'une matrice rocheuse ou *microgélivation* a été largement étudié, en laboratoire en particulier, le phénomène reste encore incompris quand, au réseau de pores, s'ajoute un réseau de fissures (*macrogélivation*) (Matsuoka, 2001b). Le nombre limité d'essais en laboratoire et la complexité des observations sur le terrain ont rendu difficile jusqu'ici l'établissement d'un modèle du processus de macrogélivation dans les roches.

L'objectif des recherches menées au LCPC a été d'améliorer l'évaluation de la sensibilité aux alternances de gel et de dégel, des falaises rocheuses, en termes de chutes de blocs rocheux. Il s'avérait nécessaire d'évaluer non seulement la cinétique d'altération par gel-dégel des massifs rocheux fracturés, mais également les facteurs dont cette dernière dépend. Pour cela, un dispositif expérimental a été mis au point afin d'étudier, en conditions de gel, la génération de contraintes le long d'une fissure artificielle dans un cube de roche. Nous nous sommes limités, dans le cadre de cette recherche, aux roches calcaires : la forte teneur en calcite des calcaires choisis a permis de s'affranchir, dans un premier temps, de la composition minéralogique de la roche.

## Reproduction du gel de l'eau dans une entaille d'un cube de calcaire

### 2.1

#### Principe

Pour caractériser la cinétique de propagation d'un réseau de fracturation dans un massif sous l'action du gel, il faut connaître les sollicitations auxquelles sont soumises les fissures existantes sous l'effet du gel. Notre démarche expérimentale a consisté à reproduire le phénomène d'avancement de fissure par action du gel à l'extrémité d'une unique entaille que nous avons façonnée dans un bloc de calcaire (Bost, 2008). Le mot « entaille » définit dans ces travaux, toute fissure artificiellement façonnée pour les besoins de l'expérimentation.

### 2.2

#### Dispositif expérimental

##### 2.2.1

#### Géométrie de l'éprouvette

Pour reproduire le cas simple d'une fissure parallèle à la paroi verticale d'un affleurement rocheux, chaque bloc de calcaire a été taillé sous forme cubique puis entaillé par l'intermédiaire d'un trait de scie (Fig. 2). Les extrémités latérales ont été étanchées par un produit souple et un joint torique chargé de reprendre la contrainte (Fig. 3). L'entaille étant remplie d'eau, le cube a été soumis à des cycles successifs de gel-dégel jusqu'à sa rupture. Au cours des cycles, la température et la pression en différents points de l'entaille ont été suivies (Fig. 3).

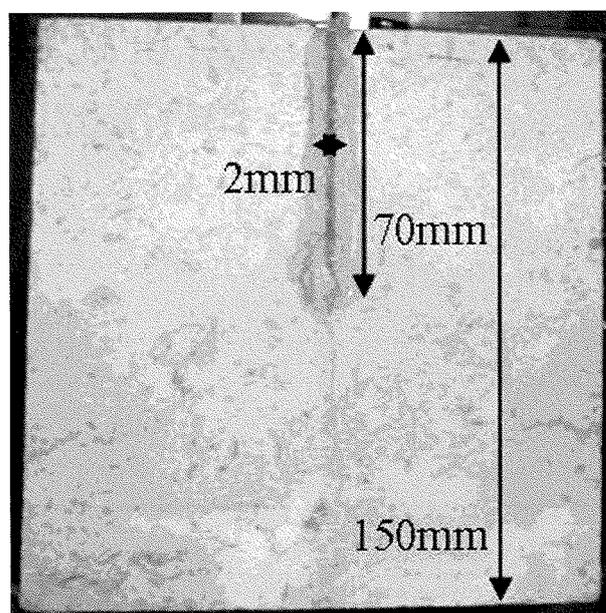


FIG. 2 Dimensions des éprouvettes de calcaires entaillées.  
Size of notched limestone specimens.

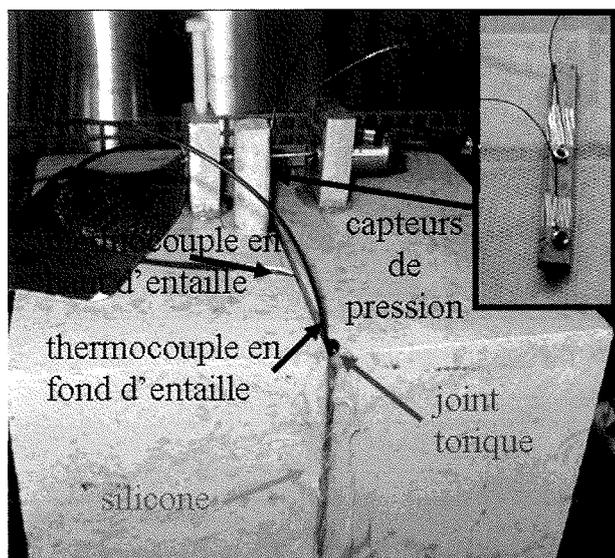


FIG. 3 Cube de calcaire entaillé et instrumenté.  
Notched limestone cube with instruments.

### 2.2.2

## Reproduction des cycles de gel-dégel

Afin de pouvoir extrapoler les résultats ainsi obtenus en laboratoire au massif rocheux en situation réelle, il était certes important d'imposer des conditions de variations de températures réalistes mais la lenteur du processus demandait également de choisir des conditions relativement sévères. Nous avons donc choisi d'imposer sur toutes les faces du cube un gel relativement doux en mettant l'enceinte frigorifique à  $-5\text{ }^{\circ}\text{C}$  mais sans mise en température graduelle : l'étuve passe directement de la température de gel à la température de dégel ( $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ ) sans palier intermédiaire et vice versa.

Les calcaires étudiés ayant naturellement un degré de saturation en eau élevé, nous avons décidé de tester les cubes après saturation à l'eau sous vide. Pour maintenir ce degré de saturation tout au long des cycles et éviter les pertes par évaporation, extrusion et autre migration d'eau (Tourenq, 1970), les éprouvettes de calcaire ont été placées dans un récipient contenant une tranche d'eau de l'ordre du centimètre.

### 2.2.3

## Instrumentation

La température de l'air dans l'étuve ne permet pas de rendre compte des variations de température dans la roche (Hall *et al.*, 2001) et en particulier dans l'entaille. La température a été suivie au cours des cycles, non seulement dans l'enceinte mais également en haut de l'entaille et en fond d'entaille par des thermocouples (Fig. 3).

TABLEAU I Caractéristiques des calcaires de l'étude (mesures faites en laboratoire selon les normes en vigueur).  
Limestones properties for this experiment (measurements done in laboratory according to French standards).

Calcaire	Porosité (%)	R (nm)	E* (GPa)	Rt** (MPa)
Chamesson	17,5	284	34,6	6,9
Larrys	4,3	75	64,9	11
Pierre de Lens	14	600	32,2	8,05

\* E = module d'Young ; \*\* Rt = résistance en traction-essai brésilien.

Même si, lors du changement de phase, l'eau passe de l'état liquide à l'état solide, nous avons fait le choix de mesurer la contrainte le long de l'entaille par des capteurs de pression. Afin d'avoir une mesure de la contrainte exercée par le gel sur les parois de l'entaille, nous avons usiné une encoche supplémentaire au milieu du cube le long d'une paroi de manière à ce que, une fois collés sur un support, les capteurs de pression aient leur surface dans l'alignement de cette paroi de l'entaille (Fig. 3). Selon les éprouvettes, deux ou trois capteurs de pression ont été ainsi positionnés à différentes profondeurs.

### 2.3

## Choix des calcaires d'étude

Nous avons choisi un Larrys comme calcaire de référence car s'il présente une matrice résistante du point de vue de la microgélivation, il renferme naturellement de nombreuses discontinuités qui représentent autant de zones de faiblesse pour les processus de macrogélivation.

C'est un calcaire oolithique. Sa porosité inférieure à 5 % le situe dans la moyenne basse des calcaires. Son rayon moyen d'accès aux pores (R, Tableau I) est relativement faible (75 nm). Comparativement à ce calcaire, nous en avons sélectionné deux autres, également oolithiques mais à la structure poreuse différente (Tableau I) : la Pierre de Lens de porosité assez élevée (14 %) mais au rayon moyen d'accès aux pores élevé (600 nm) et le calcaire de Chamesson de forte porosité (17,5 %) avec un rayon moyen d'accès aux pores intermédiaire (284 nm).

### 3

## Résultats et analyses

### 3.1

## Suivi de la propagation de l'entaille en fissure sous l'action du gel

Pour les cubes de Chamesson et de Larrys, respectivement un et deux cycles de gel-dégel seulement ont été nécessaires pour qu'une fissure soit visible à l'œil nu dans le prolongement de l'entaille initiale (Fig. 4). Le cube de Pierre de Lens n'a commencé à s'altérer qu'au bout de cinq cycles.

La sensibilité au processus de macrogélivation diffère donc selon le calcaire. Or les conditions de gel et la géométrie, en particulier des entailles, sont les mêmes pour les trois cubes. Par conséquent, cette différence est intrinsèquement liée aux caractéristiques de la roche.



FIG. 4 Prolongement de l'entaille en fissure suite aux cycles de gel-dégel, pour les trois calcaires testés.  
Crack propagation as a result of freeze-thaw cycles for three tested limestones.

Les trois calcaires testés étant quasiment purs en calcite, leurs caractéristiques thermiques (conductivité thermique, capacité calorifique, coefficient de diffusivité thermique) ne varient que par la valeur de la porosité et l'état de saturation. Or la porosité varie suffisamment peu entre les trois calcaires (Tableau I : de 5 à 17,5 %) pour que l'ordre de grandeur des caractéristiques thermiques diffère (Tableau II). D'autre part, la classification des calcaires selon leur sensibilité au gel dans une entaille ne correspond pas à celle établie selon la résistance à la traction (Tableau I) : le Larrys est moins résistant à la propagation de la fissuration sous l'action du gel que la Pierre de Lens malgré sa résistance à la traction plus importante. La propagation de la fissuration par le gel dans une roche ne peut s'expliquer par la seule augmentation volumique lors du changement de phase de l'eau. La variation du comportement lors du gel entre ces trois calcaires ne peut donc s'expliquer que par des processus complémentaires faisant intervenir la microstructure, propre à chacune des roches testées.

### 3.2

## Suivi de la variation de température en fond d'entaille

La figure 5 représente la superposition de la variation de la température en fond d'entaille pour les trois calcaires testés au cours d'un cycle de gel-dégel. La durée des phases a été adaptée pour chacun des calcaires en fonction de leur équilibre thermique. La phase de dégel se repère par l'augmentation de la température.

Les variations de la température, que ce soit avant ou après le changement de phase, sont quasiment similaires pour les trois calcaires (Fig. 5). Ainsi la comparaison de la variation de température en fond d'entaille entre les différents calcaires confirme que leurs comportements thermiques sont proches, tant qu'on reste suffisamment éloigné du changement de phase.

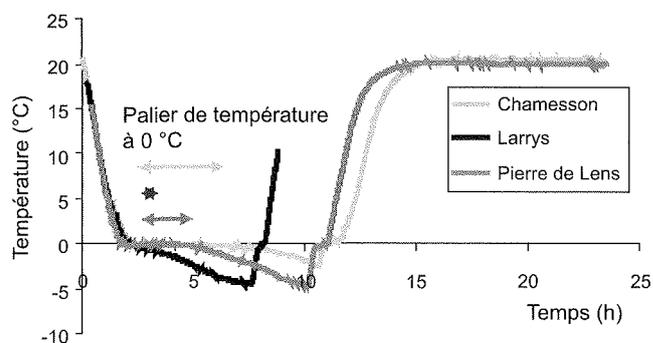


FIG. 5 Variation de la température (°C) en fond d'entaille de chacun des trois cubes calcaires testés au cours d'un cycle de gel-dégel.

Temperature evolution (°C) at the bottom of the notch for the three tested limestones during a freeze-thaw cycle.

Le changement de phase d'un corps pur à pression constante s'effectue à température constante. Pour le passage de l'état liquide à l'état solide de l'eau pure à la pression atmosphérique, cette température est de 0 °C. Un palier de température à environ 0 °C est observé en fond d'entaille pour chacun des calcaires (Fig. 5). Quel que soit le calcaire testé, une partie de l'eau contenue dans les éprouvettes testées (réseau poreux et/ou entaille) gèle donc quasiment sans surfusion à la température classique de changement de phase de l'eau liquide. Or la durée de ce palier, différente selon le calcaire, s'avère fortement corrélée à la porosité de la roche (Fig. 6). La durée du palier de gel en système ouvert (expansion volumique non restreinte) est en fait fonction de la quantité d'eau liquide à geler. Or plus le calcaire est poreux, plus la quantité d'eau susceptible de geler est importante. Cette relation entre une caractéristique propre de la roche, la porosité, et la variation de la température de l'eau dans l'entaille semble indiquer que la température dans l'entaille est imposée par celle dans la roche lors du gel de l'eau qu'elle contient.

TABLEAU II Caractéristiques thermiques des calcaires testés.  
Thermic properties of tested limestones.

Calcaire	Conductivité thermique ( $\lambda_w$ )*	Capacité calorifique ( $C_v$ )**	Coefficient de diffusivité
Unité	$W.m^{-1}.^{\circ}C^{-1}$	$J.m^{-3}.^{\circ}C^{-1}$	$m^2.s^{-1}$
Chamesson	3,0	$1,13.10^4$	$2,65.10^{-4}$
Larrys	3,6	$1,47.10^4$	$2,45.10^{-4}$
Pierre de Lens	3,1	$1,19.10^4$	$2,60.10^{-4}$

\* Selon la formule de Bousquié (1979) :  $\lambda_w = 3,8 (1-1,25 n)$ .

\*\* Selon la formule de Caicedo Hormaza (1991) :  $C_{v,calcaire} = C_{v,calcite} \times (1-n) + C_{v,veau} \times n$  où n est la porosité de la roche.

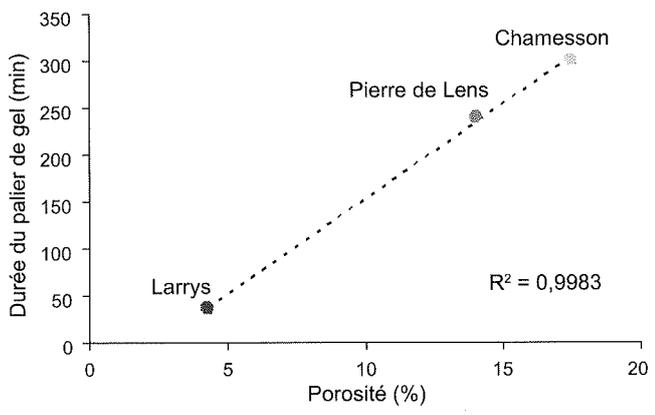
(1)

(2)

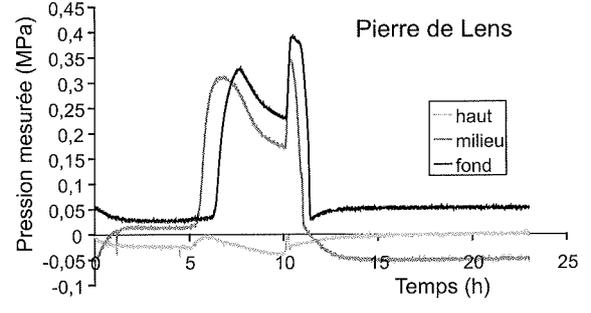
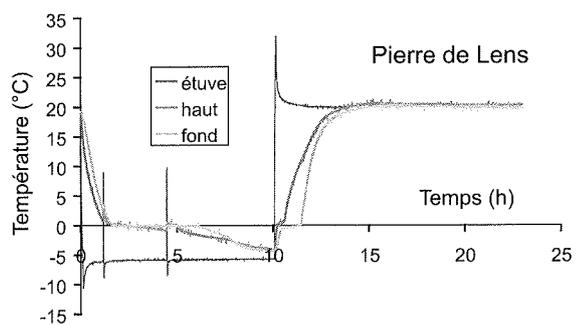
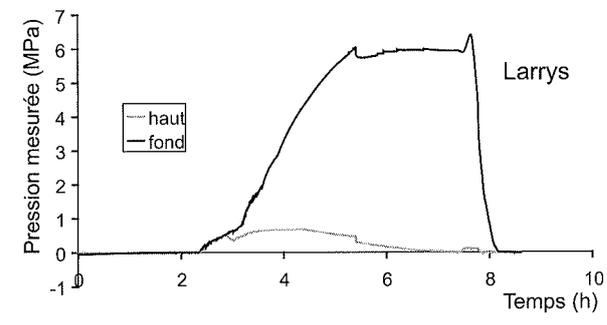
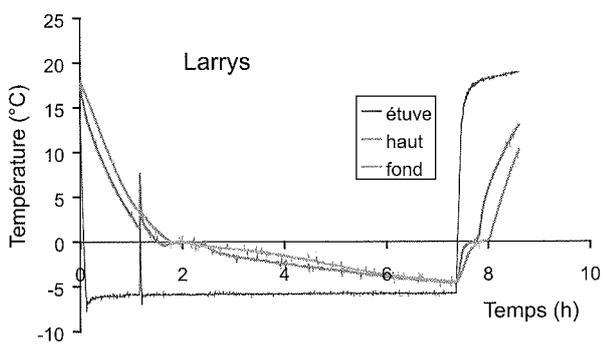
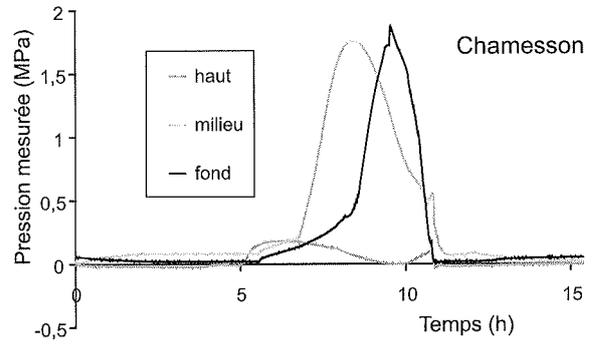
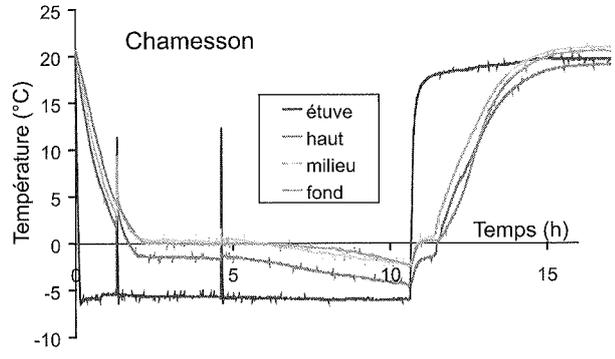
## Suivi de la contrainte générée au cours du gel de l'eau dans l'entaille

### Évolution au cours du temps de la contrainte le long de l'entaille

Pour le Larrys, la température évolue de manière quasiment identique en haut et en fond d'entaille et en particulier lors du palier à 0 °C (Fig. 7). Pour ce même calcaire, les relevés de la pression à différentes profondeurs de l'entaille indiquent que, lorsque le palier de température stabilisée à 0 °C, relativement court pour cette roche, s'achève, la contrainte augmente quasiment simultanément en tout point de l'entaille et de manière identique (Fig. 7). Il semblerait que, lors de ce palier, le gel rapide de l'eau des quelques rares gros pores du réseau poreux de la roche (la température de congélation de l'eau diminue avec le rayon des pores) et la formation d'une pellicule de glace dans la partie supérieure de l'entaille induisent le confinement de



**FIG. 6** Durée du palier de gel à 0 °C en fonction de la porosité du calcaire testé.  
Duration of « zero curtain effect » period versus tested limestone porosity.



**FIG. 7** Allure de la température et de la contrainte (MPa) mesurées en différentes profondeurs de l'entaille au cours d'un cycle de gel-dégel pour les trois calcaires.  
Evolution of temperature and stress value (MPa) at different depths during a freeze-thaw cycle for the three tested limestones.

l'eau encore liquide sous-jacente. Puis, quelle que soit la profondeur, la pression augmente jusqu'à une valeur maximale qui est plus importante avec la profondeur dans l'entaille (Fig. 7).

A l'inverse, dans le cas de la Pierre de Lens (Fig. 7), caractérisée par un réseau poreux à gros pores (Tableau I), le palier de température à 0 °C semble être plus long en profondeur qu'en haut de l'entaille. Il semble que la grande quantité d'eau dans le réseau poreux susceptible de geler à 0 °C pour cette roche se traduit par une propagation plus lente et donc visible du front de gel au cœur de l'échantillon par rapport au cas du Larrys. Par ailleurs, les valeurs de la pression au milieu et en fond d'entaille augmentent en haut de l'entaille d'abord faiblement dès la fin du palier à 0 °C, puis plus fortement successivement dans le temps avec la profondeur. La lente propagation du front de gel et la forte perméabilité de la roche semblent laisser le temps, en fond d'entaille, à l'eau encore liquide de s'échapper dans la roche et justifier ainsi l'augmentation initiale faible de la pression en fond d'entaille. La forte augmentation de pression, qui suit dans le temps au cours du gel, pourrait se justifier par l'arrivée du front de glace dans l'entaille au droit de la zone de mesure. Enfin, seules des migrations d'eau s'opérant par les parois encore non complètement obstruées par la glace peuvent justifier une pression non hydrostatique au sein de l'eau encore liquide dans l'entaille.

Chamesson a un comportement intermédiaire (Fig. 7) : le palier de température en fond d'entaille est un peu plus long que ceux en haut et en milieu d'entaille et la pression augmente de manière quasiment hydrostatique en milieu et en fond d'entaille avec un peu de retard par rapport au haut de l'entaille. Certes ce calcaire est le plus poreux des trois testés (Tableau I) mais son réseau poreux a de moins gros pores que la Pierre de Lens si bien que la propagation du front de gel est relativement rapide et permet, après un certain temps, le confinement de l'eau encore liquide en fond d'entaille. De la même manière que pour la Pierre de Lens, le passage du front de glace dans l'entaille au droit de la zone de mesure pourrait justifier la brusque augmentation de pression que ce soit en milieu ou en fond d'entaille.

### 3.3.2

#### Contrainte maximale au cours d'un cycle de gel-dégel à différentes profondeurs le long de l'entaille

On peut noter que la valeur et l'allure de la contrainte maximale le long de l'entaille varient selon le cube de calcaire (Fig. 8). La contrainte développée dans

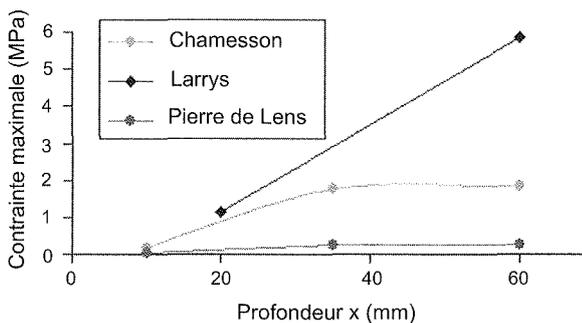


FIG. 8 Allure de la contrainte maximale (MPa) en fonction de la profondeur de mesure, x (mm).

l'entaille par le gel est plus élevée dans le cas du Larrys que dans les cas du Chamesson et de la Pierre de Lens. Par ailleurs, alors que pour le Larrys, on observe une forte augmentation du maximum de pression avec la profondeur, ce phénomène est beaucoup moins marqué dans le cas du Chamesson. Pour la Pierre de Lens, on observe même une très légère diminution à partir du milieu de l'entaille.

### 4

## Rôle du réseau poreux dans la sensibilité à la macrogélivation des calcaires

### 4.1

#### Un processus de gel différent selon le réseau poreux

Le réseau poreux de la roche module la sollicitation mécanique à laquelle elle est soumise lors du gel de l'eau dans son réseau de fissures.

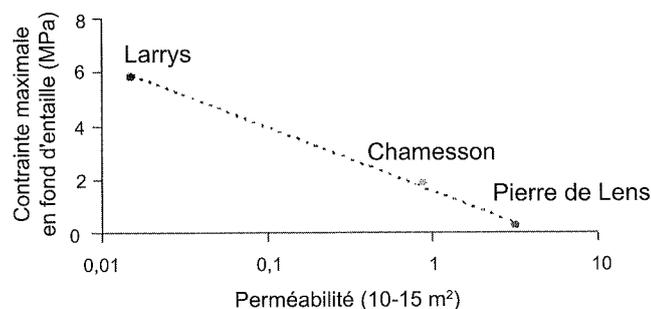
Si la roche s'avère peu poreuse (comme le Larrys), l'eau contenue dans les quelques gros pores dont la température de congélation est à 0 °C, gèle rapidement. Le palier à 0 °C est effectivement plus bref avec le Larrys qu'avec des calcaires plus poreux (Chamesson, Pierre de Lens) (Fig. 6). L'eau contenue dans le fond de l'entaille n'a pas le temps de geler. De plus, d'après Letavernier (1984), la perméabilité est une fonction décroissante de la porosité et du rayon moyen d'accès aux pores. Par conséquent, la perméabilité d'une roche peu poreuse est déjà faible initialement et va diminuer rapidement suite à la formation de glace dans le réseau poreux. Les migrations d'eau étant ainsi limitées de l'entaille vers la roche, l'eau encore liquide en fond de fissure se trouve confinée. Avec le développement du front de glace dans l'entaille et l'augmentation volumique induite par le passage à l'état solide de l'eau, la contrainte mesurée en fond d'entaille ne peut qu'augmenter.

Si la roche est poreuse (Chamesson, Pierre de Lens), dans un premier temps, les gros pores gèlent à 0 °C avec une certaine inertie du fait de la quantité d'eau concernée plus importante que dans le cas d'une roche moins poreuse. Ce délai laisse le temps à l'eau de la partie supérieure de l'entaille, à la pression atmosphérique, de se transformer en couche de glace et à l'eau sous-jacente, encore liquide, contenue dans l'entaille de migrer dans le réseau environnant au fur et à mesure que cette dernière se trouve confinée. Ces mouvements d'eau sont d'autant plus facilités que la porosité et/ou le rayon moyen d'accès aux pores étant forts, la valeur de la perméabilité de la roche est élevée (Letavernier, 1984). Ces pertes d'eau de l'entaille et les possibilités d'extrusion de la glace nouvellement formée ne peuvent que diminuer la valeur de la contrainte générée par l'augmentation de volume lors du gel de l'eau dans le réseau de fissures d'une roche poreuse.

Cette hypothèse sur le processus de macrogélivation est en adéquation avec l'observation, au cours du gel, d'une pression non hydrostatique dans l'eau encore liquide en profondeur dans les fissures des roches à gros pores.

## Une contrainte maximale linéairement liée à la perméabilité

Ces processus de gel dans une fissure mettent en évidence la forte influence de la perméabilité de la roche sur la contrainte maximale générée. Cette dernière mesurée en fond d'entaille a été comparée à la perméabilité pour les trois calcaires testés. Dans le cas strict de la géométrie choisie et de nos conditions d'essais, la contrainte maximale est une fonction linéairement décroissante du logarithme de la perméabilité (Fig. 9). Or, d'après la formule établie par Letavernier (1984), la perméabilité d'une roche est proportionnelle



**FIG. 9** Valeur maximale de la contrainte en fond d'entaille en fonction de la perméabilité pour les trois calcaires testés.

Maximum value of stress at the bottom of the notch versus permeability for the three tested limestones.

au produit de sa porosité et du carré de son rayon moyen d'accès aux pores. Par conséquent, la sollicitation générée par le gel dans le réseau de fissures d'une roche calcaire est directement liée aux caractéristiques de son réseau poreux.

Considérant le réseau poreux et la résistance de la roche, la sensibilité à la macrogélivation des roches calcaires peut être connue.

## 5

## Conclusion

La contrainte générée par le gel dans le réseau de fissures des roches calcaires est le fruit du conflit entre la cinétique de formation d'un bouchon de glace à l'entrée des fissures, la cinétique d'écoulement des fluides contenus dans les fissures vers le réseau poreux environnant et la cinétique de progression du front de gel dans le réseau poreux de la roche. Dans le cas d'un modèle simple d'une fissure unique, la contrainte maximale générée est proportionnelle au logarithme de la perméabilité. Dans le cas réel d'un réseau de fissures, il faudrait tenir compte de sa tortuosité qui peut avoir son importance sur le confinement créé par la formation progressive de glace. Par ailleurs, l'épaisseur des fissures relativement à la taille des gros pores pourrait avoir son importance dans la primauté de l'une ou l'autre des cinétiques.

Cette étude a été effectuée sur des roches calcaires. Elle doit maintenant être étendue à d'autres types de roches afin de généraliser ces résultats. Elle demande également à être validée par l'étude de cas extrêmes : calcaires de très fortes et très faibles perméabilités.

## Bibliographie

- Bost M. – *Altération par le gel des massifs rocheux : étude expérimentale et modélisation des mécanismes de génération des contraintes dans les fissures*. Thèse, École nationale des Ponts et Chaussées, 2008, 281 p.
- Bousquie P. – *Texture et porosité de roches calcaires. Relations avec la perméabilité, l'ascension capillaire, la gélivité, la conductivité thermique*. Thèse, université Pierre-et-Marie-Curie, Paris, 1979, 191 p.
- Caicedo Hormaza B. – *Contribution à l'étude de la migration de l'eau dans les sols pendant le gel et le dégel*. Thèse, École centrale, Paris, 1991, 108 p.
- Frayssines M. – *Contribution à l'évaluation de l'aléa éboulement rocheux (rupture)*. Thèse, université Joseph-Fourier, Grenoble, 2005, 218 p.
- Hall K., André M.F. – *New insights into rock weathering from high-frequency rock temperature data : an Antarctic study of weathering by thermal stress*. *Geomorphology* 41, 2001, p. 23-25.
- Interreg IIC, Groupe Falaise – *Prévention des mouvements de versants et des instabilités de falaises. Confrontation des méthodes d'étude des éboulements rocheux dans l'arc alpin*. Programme IIC – « Falaises » Méditerranée occidentale et Alpes latines, 2001, 239 p.
- Letavernier G. – *La gélivité des roches calcaires. Relations avec la morphologie du milieu poreux*. Thèse, université de Caen, 1984, 181 p.
- Matsuoka N. – *Direct observation of frost wedging in alpine bedrock*. *Earth Surf. Process. Landforms* 26, 2001a, p. 601-614.
- Matsuoka N. – *Microgelivation versus macrogelivation : toward bridging the gap between laboratory and field frost weathering*. *Permafrost and Periglacial processes* 12, 2001b, p. 299-313.
- PIARC G2 – *Natural Disaster Reduction for Roads*. Final Report, 1999.
- Tourenq C. – *La gélivité des roches : application aux granulats*. Rapport de recherche n° 6, LCPC, Paris, 1970, 60 p.



# Valorisation des argiles à silex : un exemple de traitement

**Y. BOUSSAFIR**

Institut français des sciences  
et technologies des transports,  
de l'aménagement  
et des réseaux.  
58, boulevard Lefebvre  
75732 Paris Cedex 15  
yasmina.boussafir@ifsttar.fr

## Résumé

Plusieurs tentatives de valorisation des silex contenus dans les argiles à silex se sont révélées peu rentables financièrement et écologiquement, car souvent très consommatrices en eau de lavage. Dans un contexte globalement de pénurie de matériau noble et sous la pression d'un contexte environnemental fort (politique européenne du zéro déchet-zéro emprunt), l'étude et la valorisation des gisements d'argile à silex redeviennent d'actualité. Le chantier de la déviation de la RN 10 entre Lisle et Pezou dans le département du Loir-et-Cher (41) a été l'occasion de montrer que l'on pouvait valoriser ces matériaux en base de structure de chaussée (couche de forme) par le biais d'un processus d'élaboration adéquat (traitement, criblage, concassage). Bien que combinant deux difficultés majeures, une forte plasticité (IP > 25) classant les sols en C1A3 au sens de la norme NF P11-300, et la présence de gros éléments (silex de taille supérieure à 200 mm), il a été possible grâce aux moyens de chantier traditionnellement maîtrisés par les entreprises de terrassement en France, de valoriser le matériau. Un pré-traitement à la chaux au déblai a favorisé l'extraction des matériaux, l'abaissement de la plasticité des argiles et le désenrobage des éléments de silex de leur gangue argileuse. La reprise du stock avec criblage et concassage des éléments grossiers a permis l'homogénéisation du matériau et l'élaboration d'un 0/63 mm apte à un traitement en place au liant hydraulique.

**Mots-clés :** terrassements, argile à silex, traitement, concassage, criblage, couche de forme.

## Successful treatment of « argiles à silex »

## Abstract

« Argiles à silex » is the name of a geological formation from the western part of France, composed by a mix of clay material and flint. They are the result of the transformation of the chalks at the end of the Cretaceous, under specific weathering conditions. Nowadays, Flint from the « Argile à silex » formation may constitute an important source of granular material but the clay matrix avoid to used them directly like in a usual carry. Their study as cuts in the new construction of the RN 10 between Lisle and Pezou (Loir-et-Cher, 41, France) pointed the possibility to valorize the whole material after a specific process which could allow their use as the subgrade of this road. They have been tested for the realization of subgrade on the by pass of the national road RN 10 between Lisle and Pezou. This paper describes the different stages during the work area: results of studies in laboratory, lime treatments, screening, crushing and cement treatment. The results as a first experience have been successful and have really improved the process as something easy to reproduced.

**Key words:** earthworks, clay and flint, treatment, crushing, screening, subgrade.

## Introduction

La déviation de la RN 10 entre Lisle et Pezou remonte sur les coteaux vendômois au Nord de l'actuel tracé en traversant les formations géologiques du Tertiaire et de la fin du Secondaire. Les déblais recoupent dans leur majorité des « argiles à silex » (Fig. 1) et des biefs à silex<sup>1</sup>. Le mouvement des terres du tracé sur environ 6 km était excédentaire en matériaux.

Le premier scénario de terrassement pour la réalisation de la couche de forme était fondé sur une fourniture de matériaux en provenance d'un emprunt, constitué de graves anciennes du Loir, bien connues dans le département comme étant un matériau de très bonne qualité.

Malheureusement, le gisement étudié par le maître d'œuvre, la DDE de Loir-et-Cher, se situait au droit d'un site archéologique apparemment important : le coût des études archéologiques est vite apparu prohibitif par rapport au coût du matériau en provenance de ce site. Le maître d'œuvre s'est alors tourné vers une solution de valorisation des matériaux en provenance des déblais. Le Laboratoire régional des ponts et chaussées de Blois (LRPC Blois) a été chargé de cette étude de niveau projet.

L'étude du tracé datait de 1997. L'étude de projet de recherche d'un gisement issu des déblais pour élaborer la couche de forme a été menée en 2003. Les travaux de terrassement ont commencé deux ans plus tard avec

<sup>(1)</sup> Bief à silex : formation remaniée d'argile à silex.

le même maître d'œuvre et le LRPC de Blois comme contrôle extérieur des travaux de terrassement. Ceci a rendu possible une vision globale du projet. La participation du Laboratoire central des ponts et chaussées à une recherche spécifique sur cette expérimentation a permis de vérifier les caractéristiques des argiles à silex en place, après traitement au liant hydraulique.

## Caractérisation du gisement

La déviation comportait trois déblais suffisamment importants en cubature pour constituer des gisements pour la couche de forme. Des sondages à la pelle ont été réalisés en décembre 2002 afin de reconnaître ces trois zones (Fig. 1).

Les zones 1 et 2 ont été éliminées pour les raisons suivantes :

- l'hétérogénéité des matériaux en place avec une alternance de sables argileux, d'argiles sableuses et d'argiles, ce qui est une caractéristique des biefs à silex d'âge tertiaire. Ces hétérogénéités empêchaient de constituer un stock de caractéristiques identiques. Souvent enrichis en sable, leur plasticité est très variable ;
- la présence d'agglomérats silicifiés de silex dénommés « poudingues », qui sont également une caractéristique des altérations climatiques du Tertiaire. Ces agglomérats de taille pluri-métrique constituent une véritable gêne à l'extraction et auraient ralenti l'exploitation et la stratégie d'élaboration prévue pour la couche de forme.

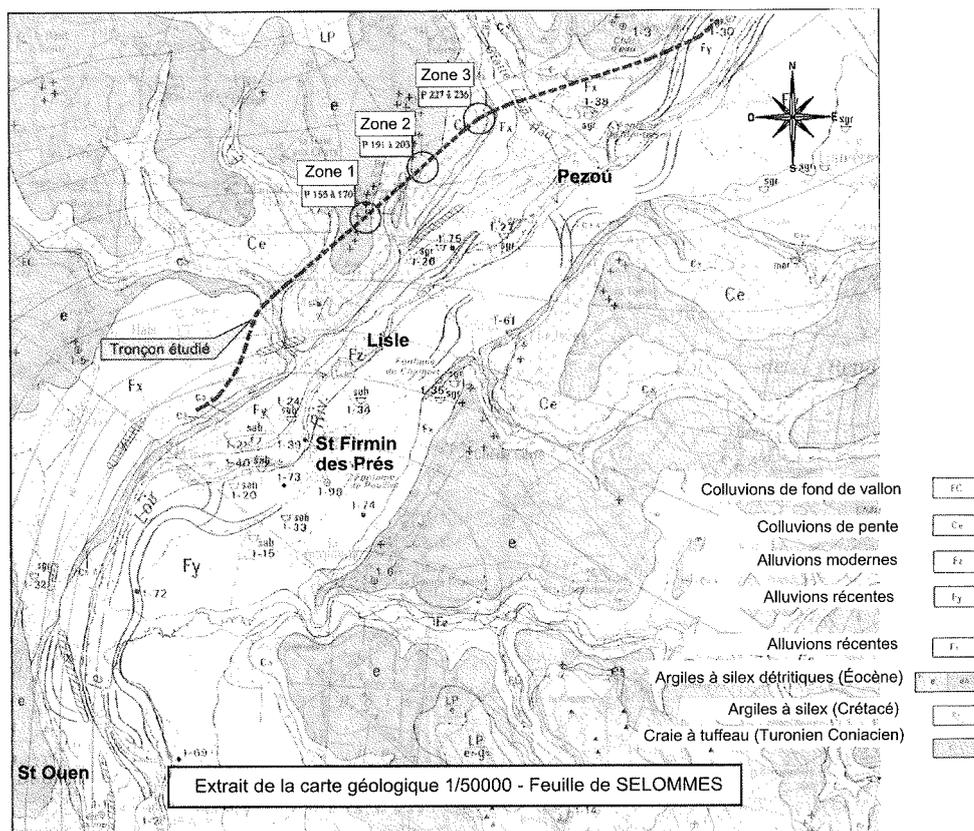


FIG. 1 Situation géologique du projet.

Le troisième déblai (zone 3 sur les figures 1 et 2) était le plus intéressant du projet car il présentait des volumes suffisants (environ 68 000 m<sup>3</sup> sur 300 m de déblai), une position judicieuse par rapport à une possible aire de stockage temporaire, et de manière relative, une meilleure homogénéité des matériaux en place. Ces matériaux correspondaient au faciès des argiles à silex de l'Éocène (autrement appelées « Formation résiduelle à silex »), très différents des formations appelées biefs à silex qui, elles, correspondent à des faciès remaniés des argiles à silex.

Les caractéristiques des matériaux rencontrés en sondages sont les suivantes :

- D<sub>max</sub> = 80 à 250 mm (localement 300 mm) ;
- < 80 μm = 42,9 à 75,2 % ;
- < 20 mm = 66 à 85 % ;
- < 50 mm = 79 à 87 % ;
- IP = 24 à 38.

Les sols ont été majoritairement classés en C<sub>1</sub>A<sub>3</sub> au sens de la norme NFP11-300 (AFNOR, 1992).

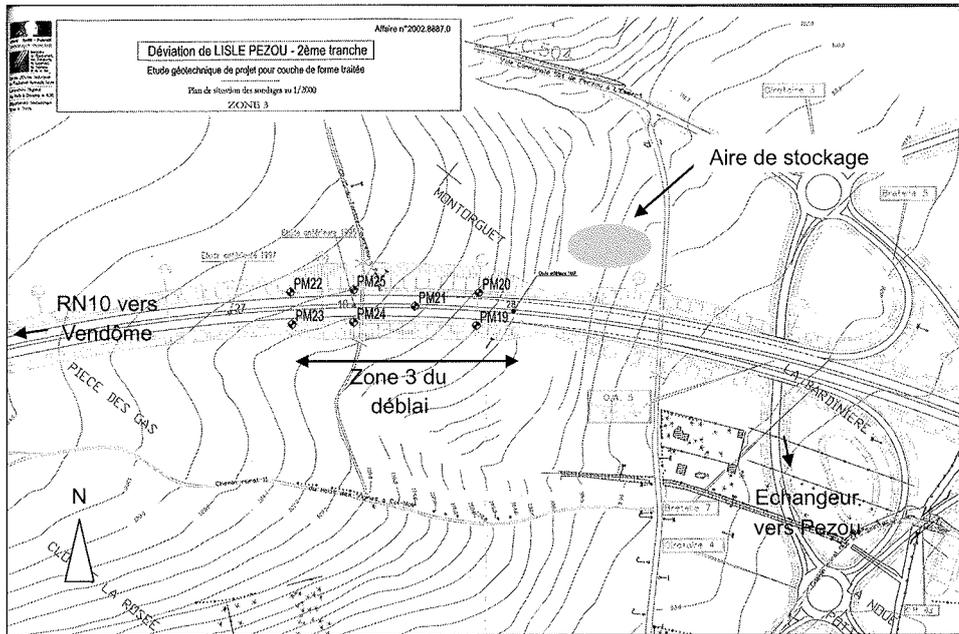


FIG. 2 Localisation en plan de la zone 3 concernée ; position des sondages de reconnaissance et de l'aire de stockage.

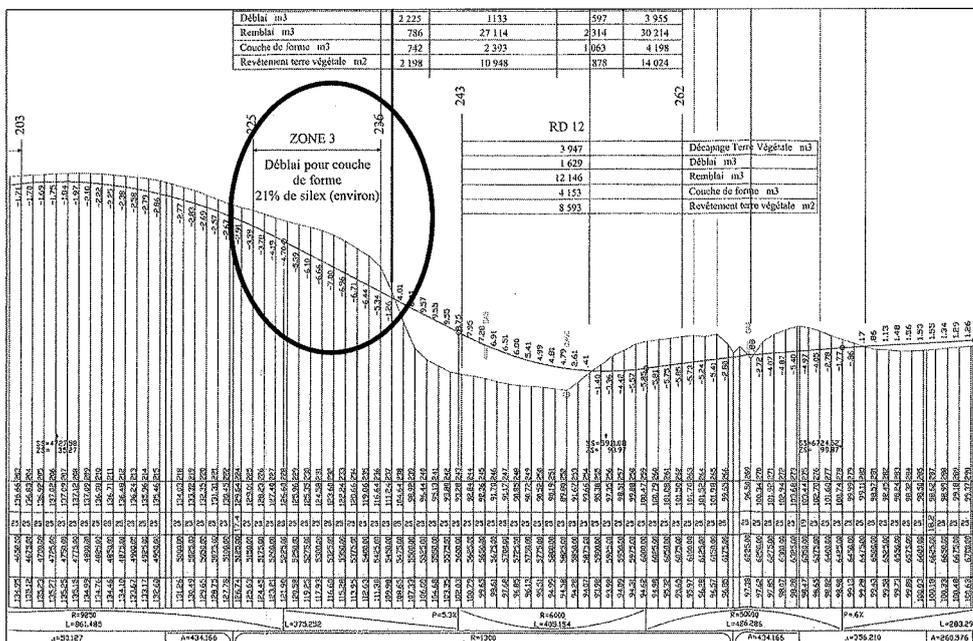


FIG. 3 Localisation de la zone 3 sur le profil en long dans l'axe du projet.

Deux études de traitement chaux-ciment ont été programmées sur deux échantillons représentatifs du gisement. Pour le premier échantillon non traité, appelé par la suite mélange A et d'indice de plasticité = 26, les références de l'étude Proctor normal sont :

$$\rho_{d\text{ OPN}} = 1,52 \text{ t/m}^3 ;$$

$$w_{\text{OPN}} = 24,6 \text{ \%}.$$

Pour le deuxième échantillon non traité, appelé par la suite mélange B et d'indice de plasticité = 37, les références de l'étude Proctor normal sont :

$$\rho_{d\text{ OPN}} = 1,42 \text{ t/m}^3 ;$$

$$w_{\text{OPN}} = 29,5 \text{ \%}.$$

Dans le *Guide sur le traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques* (LCPC-SETRA, 2000), le critère d'homogénéité est basé sur la densité OPN. Dans cette étude et compte tenu de la variabilité des  $D_{\text{max}}$ , le critère retenu pour apprécier la variabilité du gisement a été l'indice de plasticité, car cet indice semblait être l'élément le plus important pour juger de l'aptitude ou de la facilité au traitement. L'analyse de ces indices a permis de considérer le gisement comme moyennement homogène.

### 3

## Résultats de l'étude de traitement

L'étude réalisée au titre du projet a été basée sur un pré-traitement à la chaux vive (2 et 3 %) suivi d'un traitement au ciment normalisé CEM II A/LL 32,5R, avec des dosages classiques de 4 et 6 % de ciment.

Les deux mélanges ont été testés séparément. Pour cela, les matériaux ont été homogénéisés, tamisés à 20 mm et préparés à la teneur en eau OPN. Après malaxage dans un cutter HOBART et incorporation du dosage en chaux et en ciment étudié, des petites éprouvettes ont été confectionnées pour étudier l'évolution des résistances en compression simple et en compression diamétrale dans le temps.

### 3.1

## Évolution des résistances en compression simple ( $R_c$ )

Elles ont été déterminées sur des éprouvettes compactées statiquement, de diamètre 10 cm et hauteur 20 cm, moulées à 98,5 % de la densité OPN et à la teneur en eau OPN. Elles ont été écrasées après des délais de conservation de 7, 28, 60 et 90 jours dans des étuis étanches à 20 °C en atmosphère saturée ou en immersion dans l'eau. Les résultats sont présentés dans le tableau I.

L'évaluation des résistances en compression simple permet de juger de l'évolution de la prise hydraulique et de sa qualité en fonction du vieillissement des éprouvettes. Les résultats ont montré qu'une prise hydraulique se développait, avec malgré tout un faible niveau de performances au bout de 90 jours. L'évolution était continue et ne semblait pas finie après 90 jours de cure, ce qui semblait un critère rassurant pour le niveau de qualité final.

Déviations de la RN10 entre Lisle et Pezou (41)  
Évolution des résistances en compression simple ( $R_c$ ) en fonction de l'âge  
Étude de traitement au CEM II 32,5R des argiles A3

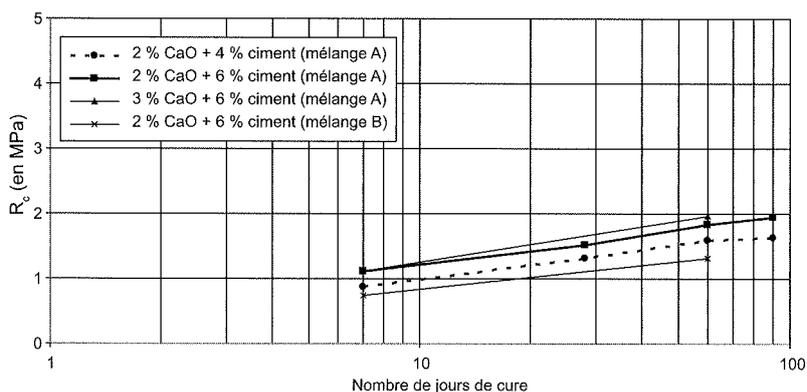


FIG. 4 Évolution des résistances en compression simple des éprouvettes traitées (MPa) en fonction de l'âge (en jours de cure).

TABLEAU I Synthèse des moyennes des résistances en compression simple obtenues sur trois éprouvettes à chaque âge et à chaque dosage pour chacun des mélanges (en MPa).

		Mélange A			Mélange B
		2	3	6	2
	% chaux	2	3	6	2
	% ciment	4	6	6	6
Âge en jours de cure	7 jours	0,87	1,11	1,11	0,75
	28 jours	1,31	1,52	non réalisé	non réalisé
	60 jours	1,59	1,83	1,96	1,31
	90 jours	1,63	1,95	non réalisé	non réalisé
	$R_i^*$	0,91	0,95	0,89	0,58

\*  $R_i$  = rapport d'immersion à 60 jours =  $R_c$  avant immersion /  $R_c$  après immersion.

## Évolution des résistances en compression diamétrale ( $R_{it}$ )

Ces essais ont été effectués sur des éprouvettes de diamètre 10 cm et de hauteur 10 cm, moulées par compactage statique à l'aide d'une presse à double effet à 96 % de la densité OPN et à la teneur en eau OPN. Les moyennes des résistances en compression diamétrale ( $R_{it}$  ou anciennement  $R_{tb}$ ) et des modules ( $E_{it}$ ) mesurés sur les éprouvettes de sol A et B traités à la chaux et au ciment sont regroupés dans le tableau II.

Ces résultats replacés dans un diagramme ( $R_vE$ ), classiquement utilisé pour le dimensionnement des couches de formes traitées aux liants hydrauliques, permettent de situer les performances en zones mécaniques 4 et 5 (Fig. 5).

Le classement en zone mécanique 4 ou 5 autorisant une utilisation et un dimensionnement en couche de forme traitée (*Guide de traitement des Sols*, LCPC-SETRA, 2000), ces résultats ont permis de définir une solution pour le projet. Cette solution était basée sur un traitement en place à 2 % de chaux vive suivie d'un traitement à 6 % de ciment qui est la solution étudiée autorisant le meilleur classement mécanique ; le dimensionnement global de la chaussée proposé en référence au *Guide de traitement des sols* avec l'hypothèse d'une arase AR1 (35 MPa) permet l'obtention d'une plateforme PF2, avec 35 cm du matériau du déblai 3 traité conformément à la présente étude à 2 % CaO et 6 % de ciment.

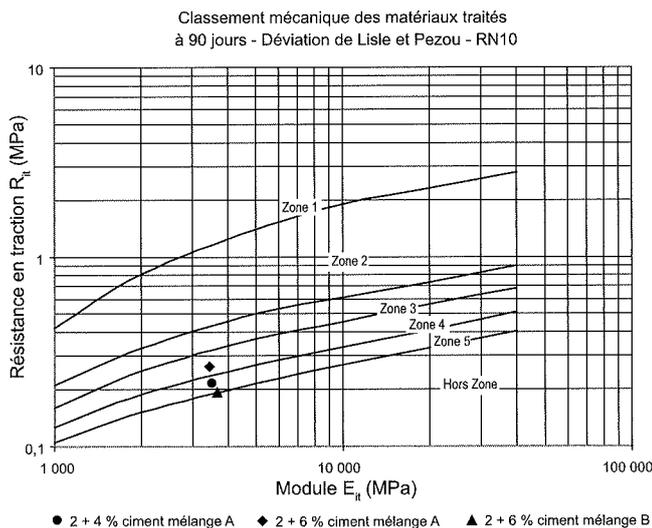


FIG. 5 Résultats à 90 jours des mélanges A et B traités chaux et ciment reportés dans un diagramme ( $R_vE$ ).

Les caractéristiques mécaniques obtenues sur les mélanges (en laboratoire) permettaient de supposer le matériau traité comme non gélif à 90 jours ( $R_{tb} > 0,25$  MPa, selon le *Guide de traitement des sols*).

## Conduite du chantier

### Élaboration du matériau

Le réemploi des argiles à silex de la zone retenue pour le projet a été entièrement défini dans le *Cahier des clauses techniques particulières* (CCTP) du Dossier de consultation des entreprises (DCE), appuyé par l'étude de faisabilité effectuée par le LRPC de Blois.

L'entreprise Razel retenue pour les travaux a réalisé l'ensemble des dispositions prévues avec l'application d'un Plan d'assurance de la qualité (PAQ) mis en œuvre par son laboratoire de chantier.

La zone définie entre les profils chantiers 225 et 236 (zone 3 des figures 2 et 3) a fait l'objet d'un pré-traitement rustique à la chaux vive au déblai en septembre et octobre 2005 (Fig. 6). Le dosage réellement mis en œuvre, de 1,5 % au lieu de 2 %, résulte d'une adaptation pour tenir compte des nombreux silex de taille supérieure à 50 mm.

La méthode de traitement à la charrue a permis de traiter les matériaux quel que soit le diamètre des silex en place. Elle présentait l'avantage de fournir un niveau relativement élevé de cadence pour un taux d'usure du matériel de traitement quasiment nul. Du point de vue énergétique, il a été nécessaire de réaliser deux à trois passes de charrue pour garantir une certaine qualité d'homogénéisation entre le matériau et la chaux. La taille des « mot-



FIG. 6 Traitement à la chaux réalisé à la charrue à socs tractée par un buteur.

TABEAU II

Synthèse des moyennes des résistances en compression diamétrale ( $R_{it}$ ) et des modules ( $E_{it}$ ) obtenus sur 3 éprouvettes à 90 jours pour chaque dosage et pour chacun des mélanges (en MPa).

		Mélange A		Mélange B
Écrasement à 90 jours	% chaux incorporé	2	2	2
	% ciment incorporé	4	6	6
	$R_{it}$	0,27	0,33	0,24
	$R_t = 0,8 \times R_{it}$	0,22	0,26	0,19
	$E_{it}$	3 520	3 450	3 650

tes » d'argile après traitement était d'environ 50 à 100 mm de diamètre. La taille des silex n'a par contre pas du tout été modifiée par ce mode de traitement et est donc restée à l'identique, soit environ 250 à 300 mm de diamètre. Une fois le matériau traité, l'extraction du mélange a été assurée par un échelon de décapeuses (motorscrapper) jusqu'à la zone de stockage temporaire située exactement au pied du déblai (localisation sur la figure 2).

Le stock a été compacté à l'aide d'un compacteur pieds dameurs de type SP2 afin de fermer le matériau et d'assurer le maintien des états hydriques jusqu'à sa reprise, prévue six mois plus tard au moment de la réalisation de la couche de forme (Figs. 7 et 8).

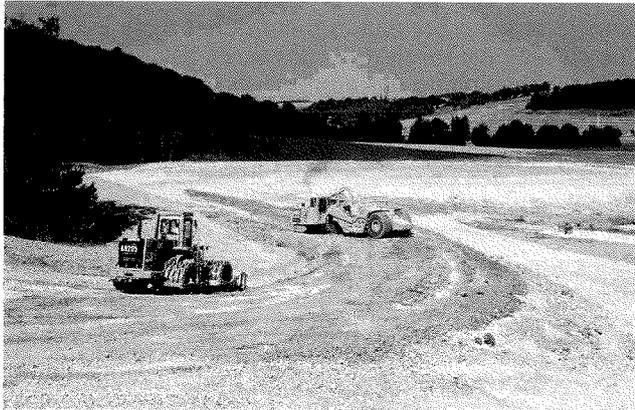


FIG. 7 Aire de stockage des argiles à silex traitées à la chaux vive au démarrage des travaux.

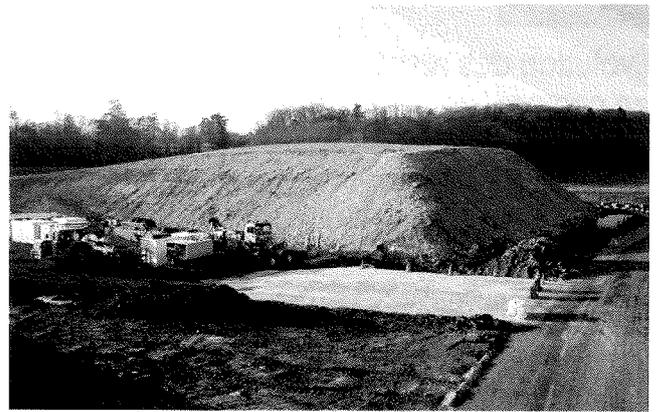


FIG. 8 Aire de stockage des argiles à silex traitée à la chaux à la fin des travaux - vue du stock.

A la fin des terrassements en grande masse et après la réception de l'arase de terrassement, une planche de convenue a été réalisée en mai 2006 afin de valider le processus d'élaboration du matériau pour la couche de forme. Celui-ci, bien que décrit dans le CCTP, devait être validé avant le stade opérationnel par l'analyse du PAQ de l'entreprise, la discussion de sa procédure de travail et la réalisation d'une planche de convenue. Le dispositif de reprise et d'élaboration du matériau (Razel, Fig. 9) réellement mis en place par l'entreprise était fondé sur :

- une reprise du stock à la pelle ;

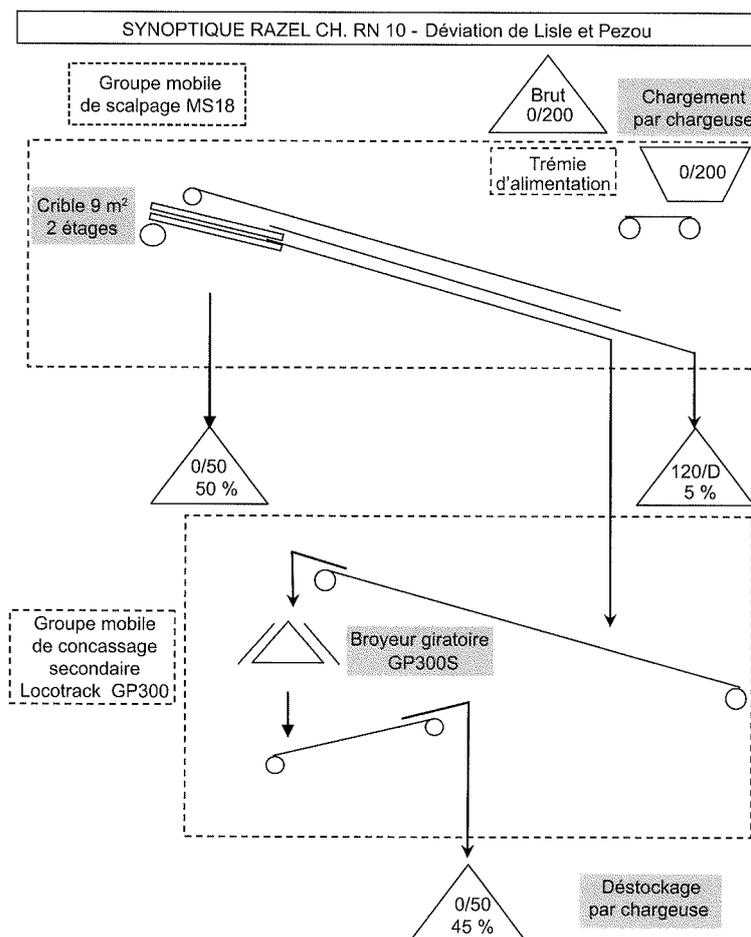
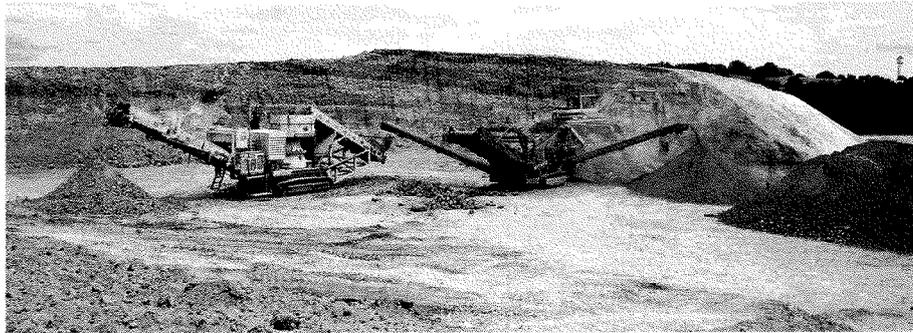


FIG. 9 Synoptique d'élaboration des matériaux (doc. Razel).



**FIG. 10** L'installation en juin 2006, avec le crible (au milieu), le concasseur (à gauche) et le stock recomposé (produit de criblage + silex concassés, à droite de la photo).

- un criblage pour éliminer les gros blocs de taille supérieure à 100 mm (Fig. 10) ;
- un concassage des éléments siliceux de taille comprise entre 70 et 100 mm dans un concasseur giratoire Nordberg LT 300 GP (Fig. 11) ;
- l'incorporation du matériau concassé au produit de criblage inférieur à 70 mm.

Le retour d'expérience au moment des premières phases d'élaboration a permis de constater plusieurs points intéressants :

- les gros silex ( $D_{max} = 250$  à  $300$  mm) visibles lors des reconnaissances géotechniques ou au moment du traitement à la charrue ne se retrouvaient plus au moment de la reprise à la pelle du stock, ni sur le crible supérieur de l'installation : de toute évidence le compacteur SP2 avait cassé ces blocs au cours de la montée du stock en couches minces ;
- le crible supérieur prévu pour éliminer les gros blocs de silex ne fonctionnait en réalité que pour éliminer (en grande majorité) les grosses mottes d'argile qui subsistaient dans le matériau après le traitement à la charrue. Le volume de « déchets » était sur ce poste très faible ;
- d'après les analyses géotechniques et les courbes granulométriques, le concasseur devait permettre la réduction des blocs de silex dont la taille était inférieure à 100 mm. Il s'est avéré que ce poste était largement surdimensionné par rapport à l'importance du criblage : le volume de silex correspondait globalement à moins de 20 % du volume repris par la pelle ;
- le traitement à la chaux vive a permis un désenrobage efficace des silex de leur gangue argileuse et a amélioré grandement l'opération de criblage.

Au final, après criblage, concassage et recombinaison, le matériau obtenu correspondait à une grave sablo-argileuse de type 0/63 mm, classée  $C_1B_3$  à  $C_1B_6$  au sens de la norme NF P11-300 (Fig. 12), avec les caractéristiques suivantes : passant à 80  $\mu$ m compris entre 23,2 et 33,7 % ; valeur au bleu des sols (selon NF P 94-068) comprise entre 1,32 et 1,75 g bleu/100 g de sol.

Toutes les analyses granulométriques réalisées dans le cadre du suivi du PAQ ont montré que le matériau était homogène après la phase d'élaboration. L'exemple de la figure 13 illustre l'évolution du matériau notamment au niveau des fines. Cette évolution très intéressante est le résultat principalement de l'action de la chaux vive sur les particules argileuses et, dans une autre mesure, de l'incorporation d'une fraction de silex concassé corrigeant la courbe. La plasticité est devenue non mesurable permettant de passer d'une argile classée  $A_3$  à un  $B_5$ .



**FIG. 11** Conasseur giratoire en action, réduisant les silex de taille comprise entre 70 et 100 mm.



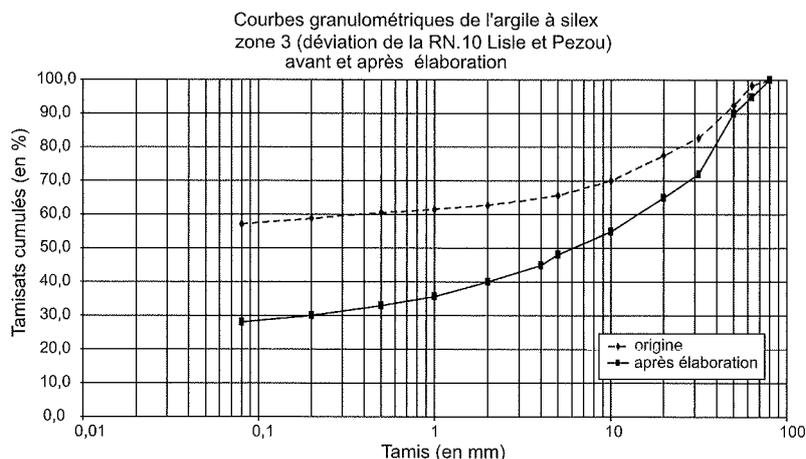
**FIG. 12** Aspect de « l'argile à silex » pré-traité à la chaux, criblé, concassé puis recomposé.

#### 4.2

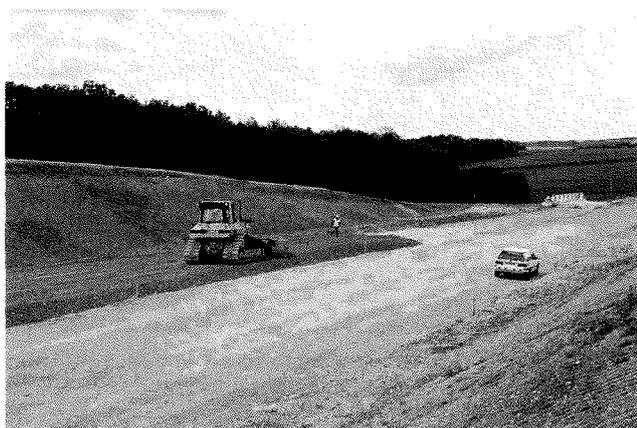
### Mise en œuvre

Une fois élaboré, le matériau a été utilisé pour réaliser la couche de forme sur la section courante pour le traitement au liant hydraulique (Fig. 14 a et b). L'entreprise ayant réalisé sa propre étude de formulation, c'est un traitement à 5 % de Ligex 111M10 qui a été retenu au lieu du dosage à 6 % de ciment prévu au marché.

La reprise et le criblage/concassage des matériaux ont été facilités par leur état hydrique relativement sec au cœur du stock. Cet avantage est vite devenu une



**FIG. 13** Courbes granulométriques de deux échantillons : l'un constitué avec le matériau d'origine, et l'autre après la phase d'élaboration.



**FIG. 14** a) Régalage du matériau en couche de forme, b) Malaxage en place au pulvimixeur (Wirtgen).

contrainte lorsqu'il a fallu ramener les états hydriques des matériaux à l'optimum Proctor avant leur traitement au liant hydraulique. Il fallait passer de teneurs en eau de départ comprises entre 14,6 et 21,7 % à un optimum  $w_{opt}$  de 23 %. Le changement d'état hydrique a donc été difficile à gérer, dans un contexte météorologique très évaporant et durant un été où les ressources en eau n'étaient pas faciles à mobiliser (été 2006). L'incorporation d'eau par des arroseuses queue de carpe était réalisée la veille du traitement, et l'homogénéisation effectuée par une passe de pulvimixeur.

Après épandage du liant et malaxage par deux passes de pulvimixeur, le compactage a été assuré par des compacteurs à cylindre vibrant classés V5 en appliquant les consignes du *Guide pour la réalisation des remblais et des couches de formes* (LCPC-SETRA, 1992). Le réglage fin était assuré par des niveleuses, et la fermeture de surface par un passage de cylindre lisse. Un enduit de cure gravillonné réalisé à l'avancement a permis de maintenir les états hydriques et de protéger la couche de forme jusqu'à la réalisation des couches de chaussée par une autre entreprise.

#### 4.3

### Réception et épreuves d'information

La couche de forme a été réceptionnée en déflection par l'entreprise (mesures à la poutre) et par le LRPC de

Blois (au déflectographe Lacroix). La valeur maximale fixée au CCTP était de 80/100 mm. Sur un découpage en zones homogènes, la très grande majorité des sections a obtenu des valeurs moyennes de déflection comprises entre 10 et 25/100 de mm (Fig. 15) ce qui a permis de prononcer la réception de la couche de forme en PF2. Les anomalies locales ont fait l'objet d'investigations complémentaires.

Les carottages prévus dans le cadre d'une opération de recherche du LCPC ont permis de pousser un peu plus loin les investigations sur la couche de forme. La campagne prévoyait la réalisation de 41 carottes réalisées au carottier double enveloppe en diamètre 110 mm extérieur, réparties uniformément sur la surface de la couche de forme depuis le profil 76 jusqu'au profil 302. Chaque carotte a fait l'objet d'un compte rendu détaillé permettant de faire un travail de synthèse sur (Fig. 16) : le contrôle des épaisseurs, la vérification des modules et des résistances en compression diamétrale, la qualité visuelle du matériau traité, la densité humide mesurée au banc gamma.

Les résultats obtenus ont été instructifs pour connaître les épaisseurs réellement mises en œuvre. Les performances mécaniques ont été plus difficiles à évaluer, car le mode de récupération par carottage des matériaux a été très perturbé par la présence des silex.

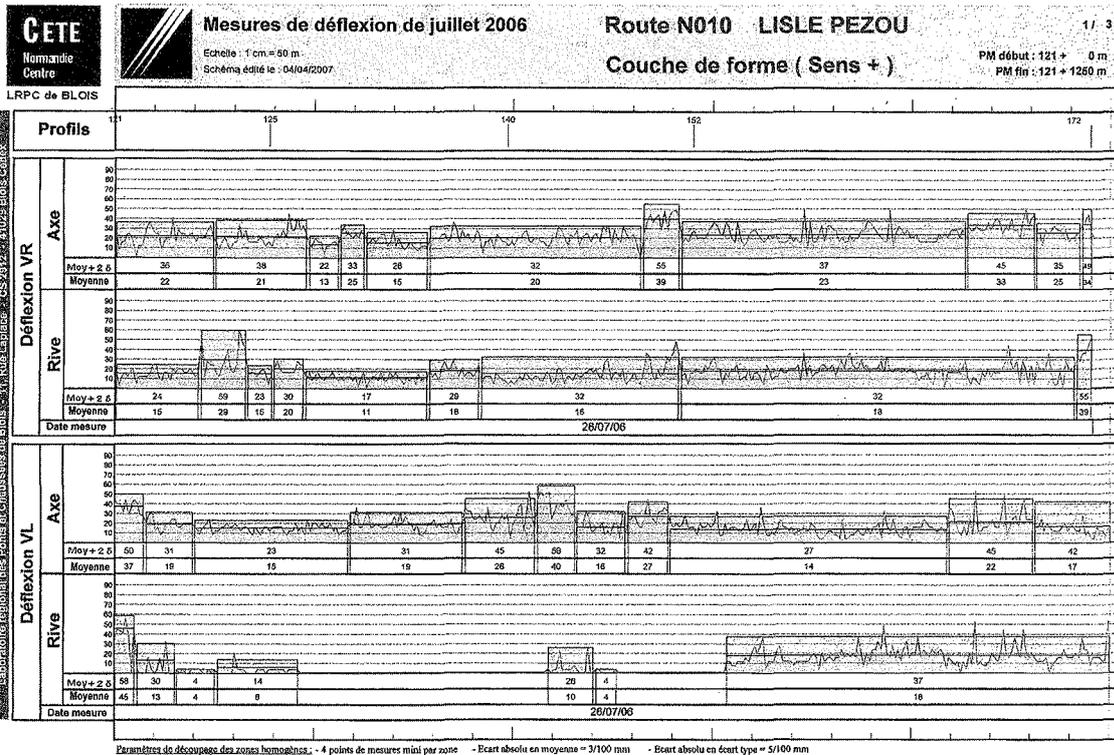


FIG. 15 Mesures de déflexion sur un section de la RN 10 au deflectographe Lacroix.



FIG. 16 Exemple de carottage de la couche de forme (échelle en cm).

5

## Conclusion

L'expérimentation a permis de montrer la faisabilité du réemploi des argiles à silex même très plastiques, et de leur valorisation en couche de forme avec des processus simples. Cette expérience doit cependant être encadrée pour pouvoir s'appliquer avec succès sur d'autres chantiers :

- la réussite repose sur l'identification d'un gisement apte à fournir un matériau homogène pour les besoins de la couche de forme ;
- l'entreprise doit maîtriser le processus depuis le traitement à la chaux vive, le stockage, le concassage jusqu'à la mise en œuvre définitive et le traitement au ciment, avec un suivi qualité approprié ;
- le traitement sera réussi moyennant l'incorporation du juste dosage en chaux et en ciment, conforme à l'étude. De ce point de vue une analyse plus fine des incertitudes ou de la variabilité de certains paramètres (argilosité, dosage en liant) permettra d'obtenir de meilleurs résultats (PF3).

Ce retour d'expérience ouvre de nouvelles perspectives dans un contexte globalement en pénurie de matériaux nobles, dans une période où la valorisation des excédents de chantier est fortement incitée, et ceci grâce à l'essor des techniques de traitement et à la disponibilité de matériels mobiles performants.

## Bibliographie

- AFNOR - NFP 11-300 Exécution des terrassements. Classification des matériaux utilisés dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières, 1992.
- LCPC-SETRA - Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques. Guide technique, 2000, 240 p.
- LCPC-SETRA - Guide pour la réalisation des remblais et des couches de formes. Guide technique vol. 1 et 2, 1992.
- Laignel B. - Utilisation des formations résiduelles à silex comme matériaux de substitution ou de complément des granulats alluvionnaires. Rapport provisoire de thèse, université de Rouen, 1996.
- Ledee V. - Étude bibliographique sur l'exploitation des formations géologiques à argile et éléments de silex de l'ouest et du sud du Bassin parisien. Rapport de recherche LCPC, 1998.
- Spencer C., Laignel B., Le Berre P. - Les argiles à silex de l'ouest du Bassin parisien. Un matériau de substitution possible aux granulats alluvionnaires. Revue Mines et Carrières, mars 2000, p. 34-40.



# Un modèle de calcul des hauteurs prévisibles de remontée de fontis à l'aplomb d'exploitations souterraines peu profondes

C. DIDIER  
R. SALMON

INERIS  
Parc technologique Alata  
BP n° 2  
60550 Verneuil-en-Halatte  
christophe.didier@ineris.fr

## Résumé

Le « fontis » est un mouvement de terrain qui résulte de la remontée en surface d'un éboulement du toit d'une excavation souterraine. Lorsque la voûte initiée par la rupture du premier banc rocheux de l'excavation ne se stabilise pas mécaniquement du fait de la présence de bancs massifs au sein du recouvrement, elle se propage progressivement vers la surface. Si l'espace disponible au sein des vieux travaux est suffisant pour que les matériaux éboulés foisonnés puissent s'y accumuler sans bloquer le phénomène par « auto-comblement », la voûte peut atteindre la surface du sol. Pour optimiser le diagnostic de survenue possible de fontis à l'aplomb d'une zone sous-minée, l'INERIS a développé une modélisation analytique du phénomène d'auto-comblement basée sur une approche volumétrique en trois dimensions du développement du cône d'éboulis. En fonction des caractéristiques de l'exploitation souterraine et des propriétés mécaniques des terrains de recouvrement, il est ainsi possible de définir la hauteur théorique de remontée de fontis à partir de laquelle le phénomène se bloque par auto-comblement. En comparant cette hauteur théorique avec l'épaisseur des terrains de recouvrement, il est possible de définir si le site concerné est, ou non, sensible au développement de fontis en surface.

## A model for calculating the height of collapse chimney above shallow underground mines

## Abstract

Sinkholes are surface instabilities resulting from the collapse of the overlying rock as a consequence of roof failure above an underground excavation. When the roof failure progress is not stopped mechanically because of the presence of massive beds in the overburden, it spreads gradually to the surface. If space within the old workings is sufficient for the collapsed materials to accumulate without blocking the phenomenon by self-choking, the upward collapse process can reach the surface. To optimise the diagnosis of possible occurrence of subsidence above shallow underground mines, INERIS has developed an analytical modeling of the phenomenon based on a three-dimensional volumetric evaluation of the collapsed material. Depending on the characteristics of the underground workings and mechanical properties of overburden, it is possible to define the theoretical height of chimney collapse from which the phenomenon is blocked by self-choking. By comparing the theoretical height with the thickness of overburden, it is possible to determine if this site is, or is not, subject to the development of sinkhole.

## Introduction

Le sous-sol du territoire français, comme celui de nombreux autres pays, a fait l'objet d'une intense exploitation des ressources minérales présentes. De très nombreuses cavités souterraines, pour la plupart abandonnées depuis très longtemps et pour certaines même totalement oubliées par la population, sont ainsi réparties sur l'ensemble du territoire. Ces vides souterrains, notamment lorsqu'ils se trouvent à des profondeurs peu importantes (de l'ordre de quelques dizaines de mètres) peuvent donner naissance à des instabilités susceptibles de porter atteinte à la sécurité des personnes et des biens (bâti, infrastructures, activités) présents dans l'emprise de ces anciens travaux.

Parmi les instabilités susceptibles de se développer à l'aplomb d'anciennes cavités, le phénomène dit de « fontis » est, dans certains cas, le plus fréquent. Il est à l'origine des dernières victimes que la France a eu à déplorer au cours de ces dernières années au droit de cavités souterraines abandonnées (massif de l'Hautil en 1991, Haute-Normandie en 2001). Pour s'affranchir de tels risques, il est essentiel que les décideurs en charge de l'aménagement du territoire puissent s'appuyer sur des experts bénéficiant d'outils permettant de diagnostiquer de manière fiable le risque de développement d'instabilités en surface.

A cet égard, l'INERIS a développé un modèle analytique s'attachant à évaluer la propagation d'une cloche d'éboulement prenant naissance au sein d'une cavité souterraine et se développant au travers du recouvrement, en direction de la surface. Basé sur une approche volumétrique des quantités de matériaux éboulés, ce modèle permet de déterminer si le mécanisme d'auto-comblement, induit par le foisonnement des éboulis, peut garantir une stabilisation du phénomène avant son arrivée en surface.

Après une rapide description du phénomène de fontis, l'article présente les principes du modèle analytique développé, en précisant notamment les hypothèses

retenues en fonction des configurations des cavités. Une discussion est alors menée sur l'influence des principaux facteurs qui jouent un rôle fondamental sur le développement et la propagation du phénomène.

## Le phénomène de fontis

### Les principales étapes du développement d'un fontis

On appelle *fontis* un effondrement localisé de la surface du sol qui résulte de la remontée au jour d'un éboulement initié au sein d'une excavation souterraine, notamment au droit d'un carrefour de galeries ou d'une chambre d'exploitation (Obert et Duvall, 1967). Nous nous restreindrons, de fait, dans le cadre de cet article, aux instabilités initiées par une chute de toit, en excluant les ruptures résultant de la ruine de piliers.

L'apparition au jour d'un entonnoir de fontis résulte de la succession de plusieurs phases caractérisant l'évolution du phénomène dans le temps et dans l'espace (Fig. 1).

1) La première étape correspond à la *chute du toit* de la galerie sous-jacente. Ce type d'instabilité peut affecter la plupart des exploitations souterraines. Il s'explique par un dépassement de la résistance des bancs du toit de la cavité au regard des efforts de flexion ou de cisaillement qui s'exercent en leur sein (Morgan, 1973 ; Karfakis, 1986) (Fig. 2). Ainsi, la présence d'une largeur de galerie importante, l'existence de bancs de toit de faible épaisseur et peu résistants ainsi qu'une fracturation naturelle du massif rocheux ou certains facteurs aggravants (venues d'eau, vibrations, effet de la végétation, couloirs karstiques) favoriseront l'initiation du phénomène (Fig. 3a et b). De fait, les chutes de toit s'initient souvent aux carrefours de galeries (plus grande portée de toit non soutenue,) ainsi qu'à

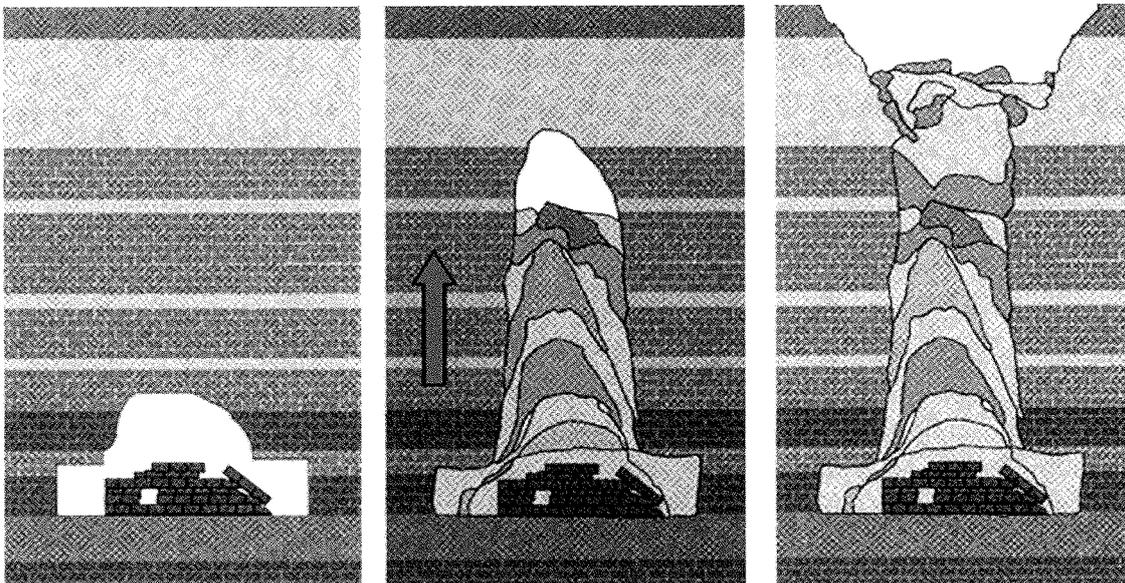


FIG. 1 Principales phases de l'évolution d'un fontis.  
Main stages of sinkhole evolution.



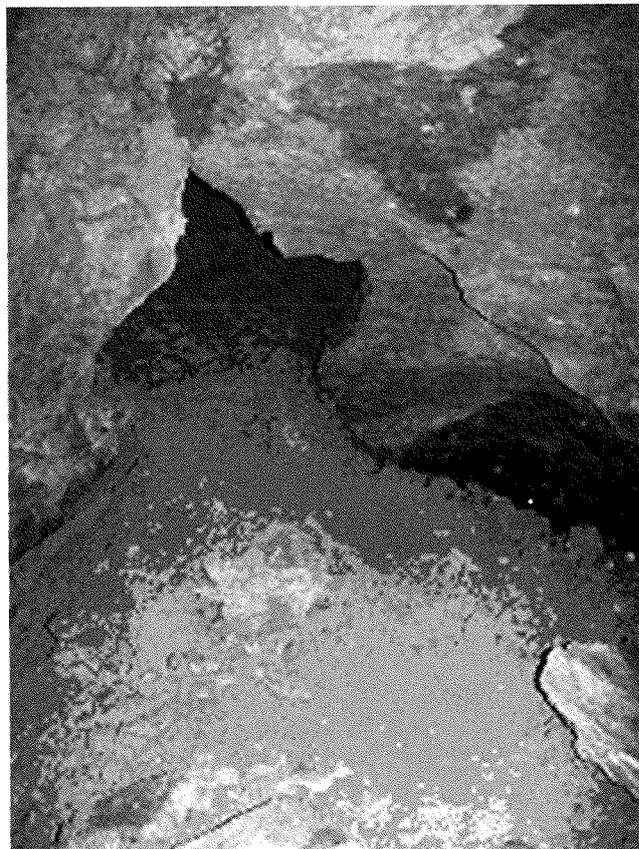
**FIG. 2** Exemple de chute de toit dans une carrière de calcaire grossier (Septmonts, Oise).  
An example of roof collapse in a limestone mine (Septmonts, Oise, France).

proximité des entrées (forte densité de fracturation du massif).

2) L'étape suivante est appelée *montée de voûte*. Elle correspond à la propagation, généralement lente, de l'instabilité au travers des terrains de recouvrement (Fig. 4) sous l'effet conjugué de la pesanteur et des facteurs aggravants décrits plus haut. Suivant la nature des terrains traversés, la montée de voûte est suscep-

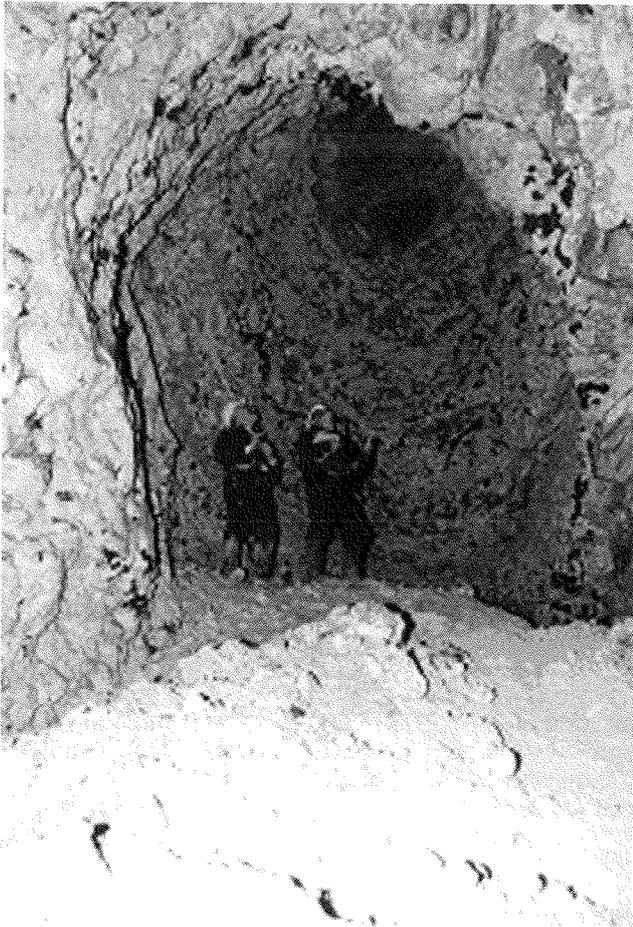
tible de prendre des formes sensiblement différentes. Ainsi, au sein de terrains peu cohérents (sables, terrains déconsolidés), l'instabilité aura tendance à prendre une forme « évasée » dans le sens où son rayon a propension à s'élargir au fur et à mesure de la propagation de la cloche vers la surface. A l'inverse, dans des terrains plus résistants (calcaire, craie) l'instabilité prendra plutôt une forme de « voûte fermée » avec un rayon de cheminée diminuant progressivement avec la remontée de fontis (Fig. 4). Le cas intermédiaire des marnes peu cimentées, présentant une très faible résistance au cisaillement et à la traction, permet d'observer des cheminées présentant des formes de cylindres verticaux très réguliers.

3) La troisième phase correspond à l'*effondrement de la surface*. Lorsque aucune configuration spécifique n'est parvenue à bloquer la propagation de la remontée de voûte, le fontis finit par déboucher au jour sous forme d'un cratère (Fig. 5). Les dimensions de fontis varient fortement d'un site à l'autre. Ils dépendent notamment de la dimension des vides sous-jacents, de la profondeur d'exploitation ainsi que de la nature des terrains de recouvrement et, en particulier, des terrains de sub-surface. En fonction de ce dernier paramètre, les parois du cratère peuvent ainsi, au moment de l'apparition en surface, être sub-verticales ou légèrement inclinées (Fig. 6a). La forme classique d'entonnoir ne s'acquiert en général que progressivement, sous l'effet des intempéries sur les terrains superficiels (Fig. 6b).



**FIG. 3** Exemples de facteurs aggravants : a) impact d'un système racinaire ; b) intersection d'un couloir karstique (b).

Examples of acceleration events : a) impact of a root system ; b) intersection with a karstic cavity.



**FIG. 4** Montée de voûte dans une carrière de craie (Nord).  
Caving above a room in a chalk mine (North of France).

Dans la plupart des cas, le diamètre des fontis varie de quelques mètres à une quinzaine de mètres mais, dans certaines configurations exceptionnelles, il peut dépasser une cinquantaine de mètres. La profondeur du cratère dépend également de la profondeur d'exploitation et des dimensions des vides. Elle peut atteindre une dizaine de mètres, voire plus, même si, dans la majorité des cas, elle se limite à quelques mètres (Gray *et al.*, 1977).



**FIG. 6** a) Parois de fontis sub-verticales après effondrement de la surface ; b) dans le même secteur, ancien fontis présentant une allure de cuvette.

a) Subvertical sinkhole walls ; b) in the vicinity, old sinkhole as a smooth topographic depression.



**FIG. 5** Exemple de cratère débouchant en surface (carrière de gypse de Saint-Pierre-lès-Martigues).  
Example of a sinkhole overlying a gypsum mine (Saint-Pierre-lès Martigues, France).

## 2.2

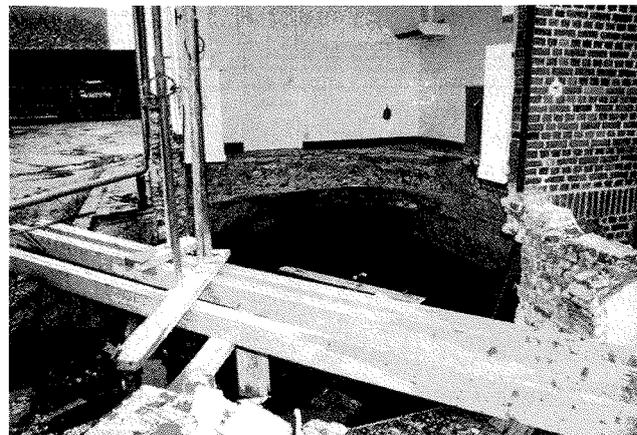
### Un phénomène dangereux et relativement fréquent

Si le développement d'une chute de toit et la propagation d'une montée de voûte vers la surface sont des phénomènes généralement lents qui peuvent se développer durant plusieurs années ou décennies, l'apparition du cratère en surface (Fig. 7a et b) se fait, quant à elle, de manière soudaine, ce qui rend le phénomène potentiellement dangereux pour les personnes et les biens situés dans son emprise (Van der Merwe et Madden, 2002).

Il est très difficile d'estimer le nombre de fontis qui se développent chaque année sur l'ensemble d'un territoire. Beaucoup passent, en effet, totalement inaperçus (zones de forêt ou de friches) et de nombreux autres sont traités rapidement, sans déclaration préalable, pour limiter notamment les impacts sur les activités agricoles.

D'une manière générale, compte tenu de l'extension souvent limitée du désordre, dès lors que les entonnoirs de fontis se développent au sein de zones non bâties, les conséquences restent généralement limitées, hormis quelques cas atypiques (Fig. 8).





**FIG. 7** Exemples de conséquences sur une infrastructure (a) et du bâti (b).  
Examples of sinkhole consequences on a road (a) and a building (b).



**FIG. 8** Vache victime de l'apparition d'un fontis sur la commune de Tucquegnieux (source *Républicain lorrain*, du 20/05/07).  
A cow as a victim of a sinkhole in Tucquegnieux town (Lorraine, France).

En revanche, lorsque les instabilités peuvent affecter des zones aménagées, les dégâts induits sur le bâti ou les voiries sont souvent importants et coûteux pour la collectivité (Fig. 9a et b), même si, les victimes sont, heureusement, relativement rares.

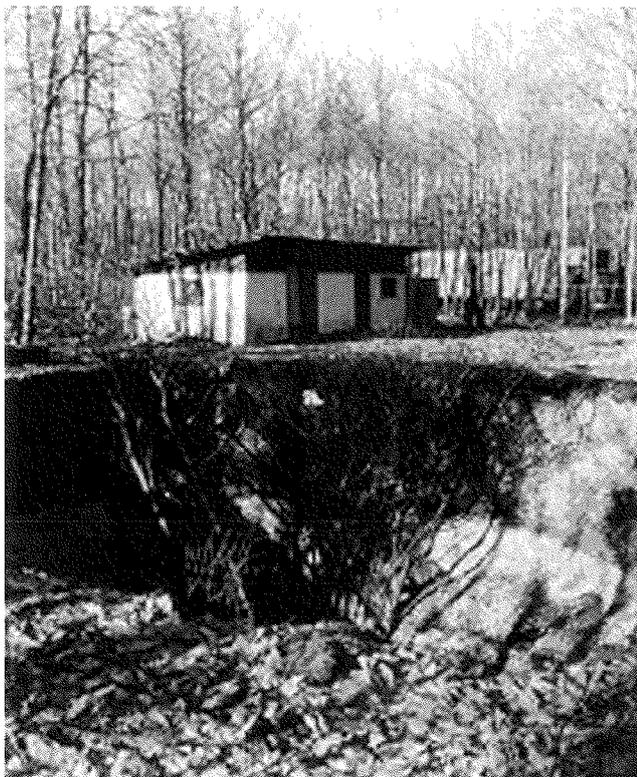
### 2.3

## Les mécanismes permettant de stabiliser une montée de voûte

Plusieurs mécanismes peuvent conduire à la stabilisation d'une montée de voûte initiée au toit d'une

galerie. Parmi les trois principaux détaillés dans ce qui suit, seul le dernier (auto-comblement par foisonnement des terrains éboulés) sera examiné dans la suite de l'article.

1) Le premier mécanisme résulte de l'existence d'un banc suffisamment épais résistant et peu fracturé au sein des terrains de recouvrement. Dans ce cas, la montée de voûte vient « se bloquer » sur cette poutre stable dans le long terme et le processus de propagation vers la surface s'arrête. Des formulations mathématiques issues de la résistance des matériaux permettent de réaliser une modélisation analytique de la stabilité de ce banc soumis à flexion (Timoshenko et Woinowsky-Krieger, 1940). Elles requièrent une bonne connaissance des caractéristiques du banc considéré (épaisseur, résistance, fracturation, etc.), de l'état de contrainte dans le massif ainsi que des caractéristiques mécaniques des terrains et de la géométrie des cavités (portée de toit non soutenue notamment). Suivant la configuration géologique et d'exploitation retenue, plusieurs hypothèses peuvent être formulées qui sont susceptibles d'influer fortement sur le choix des formulations à utiliser (théorie des poutres épaisses ou minces en fonction de l'épaisseur du banc comparé à la portée non soutenue, théorie des poutres ou des plaques en fonction de la géométrie de la surface du toit soumis à flexion, bords libres ou encastres en fonction de la nature des horizons rocheux qui environnent le banc considéré, etc.). Suivant la complexité, notamment géométrique, du problème et la nécessité d'intégrer au calcul la présence d'hétérogénéités, le recours à des modélisations numériques peut également être envisagé (Laouafa et Tritsch, 2005).



**FIG. 9** Cratères de fontis ayant donné lieu à des victimes ces dernières années sur le territoire français : a) Chanteloup-les-Vignes ; b) Neuville-sur-Authou (source CETE/MEEDDAT).  
 Deadly sinkholes occurred last years in France : a) Chanteloup-les-Vignes ; b) Neuville-sur-Authou (source CETE/MEEDDAT).

2) Le second mécanisme correspond à la formation d'une « voûte auto-stable ». Même en l'absence d'un banc massif présent au sein du recouvrement, le développement de la cloche d'éboulement peut conduire à la formation d'une voûte auto-stable. Selon la forme de cette voûte, la résistance des terrains et l'état des contraintes régnant dans le massif, l'éboulement peut, en effet, se stabiliser durablement dans le temps. Ce type de mécanisme se rencontre en particulier au sein de terrains stratifiés composés de bancs relativement peu épais (alternances marno-calcaires par exemple) ou au sein de massifs homogènes peu résistants, ou au contraire résistants mais fracturés (craie, granite, gneiss, etc.). Initié par une large chute de toit au niveau d'un carrefour, l'éboulement se propage ensuite avec un rayon de montée de voûte diminuant au fur et à mesure de la progression vers la surface, jusqu'à prendre la forme d'un demi-ovoïde plus ou moins élancé suivant la nature des terrains traversés. Pour ce second mécanisme, plusieurs approches analytiques sont également disponibles pour évaluer la propension que présente une chute de toit de donner naissance à une voûte auto-stable (Terzaghi, 1946 ; Hoek et Brown, 1980). Différents travaux s'appuyant sur des modélisations numériques ont également approché le problème (Poirot *et al.*, 2001 ; Abbass *et al.*, 2003). Quelle que soit l'approche retenue, une connaissance détaillée des caractéristiques du recouvrement (résistance, stratigraphie fine) et des dimensions de la cavité est indispensable pour mener à bien la démarche dans des conditions optimales.

3) Le troisième et dernier mécanisme résulte de l'auto-comblement par foisonnement des terrains. Ceci traduit le fait qu'une montée de voûte voit sa propaga-

tion vers la surface s'achever du fait de la disparition du vide présent à la base de la cloche d'éboulement. Cette diminution de l'espace disponible s'explique par le phénomène de foisonnement des terrains éboulés qui traduit l'augmentation de volume entre les matériaux en place et la même quantité de matériau, une fois éboulé. Les éboulis forment, au mur de la galerie, un cône qui se répand dans l'espace disponible. La propagation vers la surface de la montée de voûte alimente le phénomène et fait progressivement grossir le tas d'éboulis qui s'étale peu à peu dans la galerie et s'élève vers le toit de la cavité. Lorsque le cône d'éboulis finit par atteindre le toit de la cavité éboulée, il bloque la base de la cloche d'éboulement puis commence à combler la montée de voûte elle-même. Si les matériaux foisonnés finissent par combler entièrement cette cheminée, il n'y a plus de vide disponible pour la poursuite du phénomène. En l'absence d'éléments susceptibles de remobiliser les remblais (pendage des travaux, écoulement d'eau, tassement), le processus se stabilise alors et le fontis n'atteint pas la surface (Piggot et Eynon, 1978). Pour déterminer si un départ de cloche de fontis est de nature à se stabiliser par auto-comblement, il convient donc de déterminer pour quelle quantité de matériau foisonné (et donc quelle hauteur de montée de voûte), le cône d'éboulis est susceptible de combler l'espace disponible dans la galerie ainsi que la montée de voûte. Si cette hauteur est inférieure à l'épaisseur de recouvrement, la montée de voûte s'arrête naturellement. Dans le cas contraire, la cloche d'éboulement peut se développer jusqu'en surface et donner naissance à un entonnoir de fontis.

Même si le blocage d'une cloche de fontis relève souvent d'une combinaison des trois mécanismes

décrits ci-avant, nous nous concentrerons, dans le cadre de cet article, sur le mécanisme d'auto-comblement par foisonnement des terrains, en détaillant le modèle analytique mis en œuvre pour mieux appréhender la hauteur prévisible de fontis que l'on peut déterminer au travers de cette approche.

3

## Modélisation volumétrique de l'auto-comblement

3.1

### Approches préexistantes

L'analyse du risque de remontée de fontis en surface a fait l'objet de diverses approches visant toutes à définir l'épaisseur de recouvrement au-delà de laquelle le risque d'apparition de fontis en surface peut être écarté. Trois catégories d'approches ont ainsi été développées. La première repose sur la définition d'une valeur seuil forfaitaire, la deuxième sur l'établissement de lois empiriques simples. Enfin, la troisième s'appuie sur une modélisation volumétrique du phénomène de montée de voûte.

3.1.1

#### Valeurs seuils forfaitaires

Il est communément admis que l'apparition en surface de phénomènes de type fontis qui se développent à l'aplomb d'anciennes exploitations souterraines exploitées par chambres et piliers abandonnés ne concerne généralement que les travaux relativement peu profonds.

La bibliographie la plus nombreuse concerne les bassins miniers de charbon qui se sont développés de par le monde. En termes d'épaisseurs de recouvrement, seuils au-delà desquelles les risques de fontis peuvent être écartés, Bruhn *et al.* (1982) puis Hao *et al.* (1991) avancent ainsi des valeurs variant entre une vingtaine et une quarantaine de mètres, respectivement pour des bassins houillers en Pennsylvanie et en Illinois. Dans le même ordre d'idée, il était classiquement considéré dans les exploitations houillères britanniques que les travaux situés à une profondeur supérieure à 30 mètres ne posaient pas de problème en terme de stabilité des terrains de surface (Mc Millan et Browne, 1987).

Des retours d'expérience menés sur plusieurs bassins miniers français, sud-africains et d'autres bassins miniers nord-américains (Wyoming notamment) mettent en évidence une valeur voisine d'une cinquantaine de mètres environ (Darton, 1906 ; Van der Merwe et Madden, 2002 ; Didier et Josien, 2003).

Une démarche consistant à considérer que tout secteur d'exploitation situé à des profondeurs inférieures à ces valeurs seuils présente des risques importants d'apparition de fontis en surface conduit, dans la plupart des cas, à surestimer sensiblement le niveau de risque réel. Les valeurs prises comme référence correspondent en effet à la valeur maximale rencontrée dans la configuration considérée.

A l'inverse, il convient de noter que ces valeurs ne sont plus valables en présence de configurations géo-

logique ou d'exploitation spécifiques (vides de grandes dimensions, terrains non foisonnants constituant le recouvrement) ou dans le cas particulier où les éboulis peuvent être évacués latéralement (Dunrund et Osterwald, 1980).

Même si elles permettent de fournir des ordres de grandeur utiles en première approche, les valeurs seuils forfaitaires doivent donc être précisées par des approches permettant de définir plus finement les secteurs soumis réellement à un risque de remontées de fontis jusqu'en surface.

3.1.2

### Approches empiriques

#### • La « règle des 10 H »

La règle empirique la plus connue et la plus appliquée en géotechnique est sans nul doute la règle des « 10 fois la hauteur de galerie ». Énoncée notamment par le *National Coal Board* en Grande-Bretagne, elle a longtemps fait autorité, principalement dans le contexte des mines de charbon britanniques (NCB, 1982). Selon cette règle, dès lors que l'épaisseur de recouvrement est supérieure ou égale à 10 fois la hauteur du vide souterrain, le risque de fontis (et, plus généralement, tout risque de mouvement de terrain) peut être écarté. Une étude menée sur plus de 150 montées de voûte observées au sein d'anciens travaux miniers mis à nu par le décapage des terrains de surface entrepris dans une vingtaine de mines de charbon britanniques reprises à ciel ouvert a conduit les auteurs à diminuer légèrement cette valeur à environ 7 fois l'ouverture des travaux (Garrard et Taylor, 1988).

#### • La « règle de Vachat »

Dans une étude très détaillée basée sur de nombreuses observations menées au sein d'anciennes carrières de calcaire et de gypse de la région parisienne, Vachat (1982) avance pour sa part la règle du 1/15. Selon cette règle, il est nécessaire que l'épaisseur de recouvrement soit supérieure ou égale à 15 fois la hauteur de galerie pour que le risque de remontée de fontis puisse être écarté (Vachat, 1982). Cette règle s'avère donc sensiblement plus contraignante que celle formalisée par le NCB puisqu'elle contribue à requérir une épaisseur de recouvrement supérieure de 50 % à celle énoncée par le NCB, pour une ouverture de galerie identique.

#### • Avantages et limites des approches empiriques

L'avantage majeur d'une approche empirique réside dans sa simplicité d'utilisation. Dans le cas présent, le nombre de paramètres variable requis pour déterminer l'épaisseur de recouvrement critique est réduit à sa plus simple expression puisque seule l'ouverture des travaux est nécessaire pour utiliser les formulations proposées. L'élaboration d'un diagnostic n'exige donc pas de reconnaissance systématique de terrain puisque l'analyse de plans d'archives suffit souvent à la mise en œuvre de « calculs de coin de table » permettant d'estimer la sensibilité d'un site. Le coût et la durée de l'analyse s'en voient, de fait, considérablement réduits.

Plusieurs limites importantes doivent toutefois être formulées. En premier lieu, on notera que les approches empiriques sont d'autant plus fiables que les éléments à analyser sont homogènes et proches de ceux ayant servi à l'élaboration de la règle. En d'autres

termes, si une règle empirique est particulièrement bien adaptée à des échantillons « classiques », elle l'est beaucoup moins à des échantillons « atypiques ». Or, les exploitations souterraines peuvent présenter un très large panel de contextes. Dès lors, la non-prise en compte de la méthode d'exploitation, de la géométrie des vides et de la nature des matériaux rocheux limite considérablement la possibilité d'identifier certains cas spécifiques (très grande hauteur de vide par exemple) qui sortent clairement du contexte dans lequel la règle a été établie. Il est ainsi possible de trouver des cas de fontis ayant débouché au droit d'anciennes carrières souterraines du Bassin parisien et pour lesquels la règle de Vachat n'a pas été respectée (et parfois loin s'en faut). De même, on notera un retour d'expérience récent met en évidence les limites de la règle du « 10 H » dans le contexte britannique (Taylor et Fowell, 2007).

Enfin, et surtout, on notera que les approches empiriques sont toujours établies en s'appuyant sur l'analyse de données recueillies dans un contexte spécifique (secteur géographique, type d'exploitation, etc.). De fait, bien que tentante pour les raisons évoquées juste avant, toute tentative de généralisation de ces règles qui tendrait à les rendre applicables à l'ensemble des cavités souterraines doit être formellement proscrite. A titre d'exemple, on notera la différence sensible entre la règle de Vachat et celle des « 10 H » qui provient du fait que ces deux règles ont été établies dans des contextes différents. Ceci illustre bien le fait qu'il n'existe donc aucune règle empirique fiable et adaptée pour le diagnostic de l'ensemble des contextes de cavités.

### 3.1.3

#### Approches volumétriques

Pour tenter de contourner ces limites, d'autres démarches, basées sur une approche déterministe ont également été mises en œuvre. Elles sont basées sur l'évaluation du volume nécessaire pour que les éboulis comblent la galerie et la cloche d'éboulement. Ces formulations permettent d'en déduire la hauteur de montée de voûte garantissant un auto-comblement de l'instabilité. De telles approches ne dépendent donc pas d'un contexte géographique spécifique. Elles sont adaptables à toutes les exploitations souterraines, pour peu que l'on dispose des paramètres caractérisant l'environnement des vides. Diverses formulations, plus ou moins élaborées ont été proposées par différents auteurs. Les plus classiques sont décrites ci-dessous.

##### • *Modèle de Pigott et Eynon (1978)*

Le modèle le plus ancien et le plus simple a été proposé par Pigott et Eynon :

$$z = \frac{3h_g}{f-1} \quad (1)$$

avec

$z$  : hauteur de remontée de voûte permettant de garantir l'auto-comblement ;

$h_g$  : ouverture de la galerie ;

$f$  : coefficient de foisonnement des terrains éboulés.

Ce modèle constitue une transition naturelle entre les approches empiriques et volumétriques dans la mesure où il exprime une proportionnalité entre la hauteur de remontée de voûte et l'ouverture des tra-

vaux, pondérée toutefois par l'effet du foisonnement qui introduit dans la formulation la prise en compte des caractéristiques des terrains de recouvrement (Pigott et Eynon, 1978). Cette approche équivaut à une modélisation 1D corrigée (les éboulis doivent remplir la voûte et l'espace de la galerie à son strict aplomb). Le facteur de proportionnalité (ici pris constant et égal à 3) permet de prendre en compte forfaitairement l'effet d'épandage latéral du tas d'éboulis.

##### • *Modèle de Vachat (1982)*

A partir des observations de terrain ayant donné lieu à l'établissement de sa règle empirique, Vachat propose d'intégrer au calcul différents facteurs de proportionnalité autorisant la prise en compte de certaines spécificités des cavités étudiées (Vachat, 1982). Ainsi, sont introduits :

– le coefficient de forme  $K_v$ , variant entre 1 et 3 et permettant de tenir compte de la forme de la montée de voûte (1 pour un cylindre, 2 pour une voûte parabolique, 3 pour un cône) ;

– le coefficient de site  $K_{vs}$ , permettant d'intégrer la présence dans les galeries d'éléments occupant l'espace et réduisant, de fait, le volume accessible pour l'épandage du cône d'éboulis (0 si ceinture maçonnée confinant les éboulis au droit de la chute de toit ; 0,6 si 4 piliers proches ; 1 si aucun pilier à proximité immédiate).

Dès lors, la formulation analytique de la hauteur de remontée de cheminée,  $z$ , est la suivante

$$z = \frac{K_v h_g}{f-1} \left( \frac{K_g h_g^2}{3r^2 \tan^2 \alpha} + \frac{K_g h_g}{r \tan \alpha} + 1 \right) \quad (2)$$

avec  $r$ , rayon de remontée de cheminée et  $\alpha$ , angle de dépôt des éboulis.

Bien que sensiblement plus élaboré que le modèle de Pigott, l'approche volumétrique proposée par Vachat n'en reste pas moins teintée d'une forte composante empirique avec des coefficients établis sur la base d'observations menées dans un contexte particulier.

##### • *Modèle de Whittaker et Reddish (1989)*

Le modèle de Whittaker et Reddish propose pour sa part une modélisation 2D corrigée. Principalement conçu pour une configuration d'exploitation par chambres et piliers abandonnés présentant une maille carrée de largeur de galerie  $a$ , il peut également, moyennant modification, être adapté à une configuration de galerie isolée (Whittaker et Reddish, 1989).

Cette approche s'appuie sur un certain nombre d'hypothèses simplificatrices. Le volume accessible en galerie est ainsi défini par le parallélépipède occupant l'intégralité du carrefour (base carrée de côté  $b$  et hauteur  $h_g$ ). A ceci s'ajoute, en fonction de la configuration d'exploitation (chambres et piliers ou galeries), des « prismes » correspondant à l'épandage latéral des éboulis, depuis le toit de la galerie en bordure de carrefour, selon leur angle de talus naturel  $\alpha$ . Dans une telle approche, on obtient :

$$z = \frac{4}{\pi r^2 (f-1)} (2bh_g^2 \cot \alpha + h_g b^2) \quad (3)$$

Contrairement aux précédents, ce modèle intègre, de manière déterministe, la majeure partie des grandeurs physiques susceptibles d'influer sur le développement du phénomène de fontis (géométrie du vide

souterrain, caractéristiques des éboulis). On notera en revanche que, quel que soit le rayon de montée de voûte,  $r$ , le calcul du volume du tas d'éboulis intègre systématiquement l'intégralité du parallélépipède définissant le carrefour de galerie.

### 3.2

## Vers une modélisation 3D du mécanisme d'auto-comblement

### • Principes d'élaboration du modèle

Confronté régulièrement à la problématique du diagnostic du risque de remontée de fontis dans des contextes géologiques et d'exploitation très variables (carrières de gypse ou de calcaire, mines de fer ou de charbon, etc.), l'INERIS a développé un modèle analytique volumétrique permettant de restituer au plus juste le phénomène de développement d'un cône d'éboulis de fontis. Établi il y a une dizaine d'années, ce modèle a été progressivement enrichi et validé au travers de nombreuses études menées dans différentes configurations.

Il se base sur la modélisation volumétrique des éboulis induits par la rupture du toit d'une exploitation, éboulis qui s'amoncellent au sol de la cavité avant de la combler progressivement jusqu'à pouvoir interrompre, par auto-foisonnement le processus de dégradation. Si les formulations diffèrent, notamment pour ce qui concerne l'application à diverses configurations d'exploitation, le démarche se rapproche de différents travaux menés par ailleurs (Dyne, 1998 ; Delfaut, 2007).

Les formulations proposées plus avant seront établies avec les mêmes notations que celles proposées dans les formules précédentes.

$b$  : largeur de galerie ;

$h_g$  : hauteur de galerie ;

$r$  : rayon de chute de toit initiant la montée de voûte ;

$f$  : coefficient de foisonnement des terrains ;

$\alpha$  : angle de talus naturel des éboulis ;

$z$  : hauteur de remontée de cheminée ;

$V_x$  : volumes définis à différentes étapes du calcul.

La configuration d'exploitation la plus commune correspond à une chute de toit prenant naissance au centre d'un carrefour de galeries au sein d'une exploitation menée par chambres et piliers abandonnés. C'est sur la base de cette géométrie que nous développerons l'établissement du modèle même si, comme cela est décrit plus loin, la démarche peut être étendue à bien d'autres configurations d'exploitation.

Comme précisé plus haut, le modèle se focalise sur le mécanisme d'auto-foisonnement. On suppose donc, dans ce qui suit, qu'aucun banc présent dans le recouvrement n'est de nature à bloquer le phénomène de montée de voûte.

Selon le même principe que celui des modèles volumétriques précédemment décrits, le calcul s'attache à déterminer le volume de matériaux éboulés ( $f \cdot V_{\text{voûte}}$ ) requis pour que, une fois foisonnés, ils puissent combler à la fois le volume disponible en galerie ( $V_{\text{cône-galerie}}$ ) mais également le volume de la montée de voûte ( $V_{\text{voûte}}$ ). Ceci s'exprime au travers de l'équation :

$$f \cdot V_{\text{voûte}} = V_{\text{cône-galerie}} + V_{\text{voûte}} \quad (4)$$

L'objectif est d'établir les formulations de ces différents termes. Il devient alors possible de résoudre l'équation avec pour variable, la grandeur  $z$  caractérisant la hauteur de remontée de voûte pour laquelle on obtient la stabilisation du phénomène (égalité des deux membres de l'équation).

En première approximation, pour simplifier la formulation analytique, on supposera que la montée de voûte prend la forme d'un cylindre régulier de rayon  $r$ .

$$V_{\text{voûte}} = \pi r^2 z \quad (5)$$

Une telle hypothèse s'avère adaptée à un recouvrement majoritairement constitué de marnes faiblement consolidées et donc très peu résistantes aux efforts de traction ou de cisaillement. Lorsque le recouvrement est constitué de terrains sensiblement plus cohérents, d'autres formulations peuvent être retenues. Elles seront décrites plus loin.

L'établissement de la formule caractérisant le volume accessible en galerie est sensiblement plus complexe. Ce dernier correspond globalement au volume d'un cône tronqué renversé (de rayon supérieur égal au rayon de la chute de toit et d'angle à la base égal à l'angle de dépôt des éboulis) :  $V_{\text{cône-total}}$ . Il vient :

$$V_{\text{cône-total}} = \frac{\pi h_g}{3} [3r^2 + h_g \cot \alpha (3r + h_g \cot \alpha)] \quad (6)$$

Il convient néanmoins de soustraire éventuellement à ce volume celui correspondant aux angles de piliers encadrant le carrefour affecté par la chute de toit et qui peuvent interférer avec le cône d'éboulis (Fig. 10).

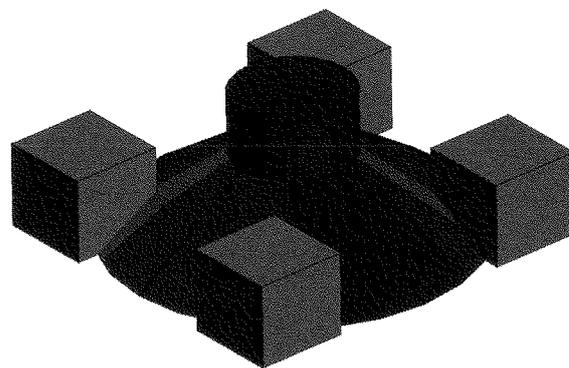


FIG. 10 Volume d'éboulis se répandant dans les galeries et interférant avec les piliers voisins.

Collapsed material spreading within the galleries and stopped by pillars.

L'exploitation souterraine ne peut en effet être assimilée à un milieu infini et, à partir d'une certaine quantité d'éboulis, les bords du cône sont susceptibles d'atteindre les angles des piliers voisins.  $V_{\text{cône-piliers}}$  étant le volume de piliers interrompant la progression de l'éboulis, il vient dès lors :

$$V_{\text{cône-galerie}} = V_{\text{cône-total}} - V_{\text{cône-piliers}} \quad (7)$$

Au vu de la figure 10, le volume caractérisé par l'intersection entre le cône théorique et les piliers voisins

peut être assimilé, à une marge d'erreur très limitée près, à la somme de quatre « quarts de cône » de rayon  $r^*$  et d'angle à la base  $\alpha$ . Le rayon  $r^*$  s'exprime :

$$r^* = (r + h_g \cot \alpha) - \frac{a\sqrt{2}}{2} \quad (8)$$

Dès lors, on peut calculer le volume occupé par quatre quarts de cône, à savoir le volume d'un cône de rayon  $r^*$  et d'angle à la base  $\alpha$ . On obtient d'après (8) :

$$V_{\text{cône-piliers}} = \frac{\pi(r^*)^3}{3} \tan \alpha = \frac{\pi}{3} \left[ (r + h_g \cot \alpha) - \frac{a\sqrt{2}}{2} \right]^3 \tan \alpha \quad (9)$$

Dès lors, l'équation (4), peut s'écrire :

$$f \cdot \pi r^2 z = \frac{\pi}{3} \left\{ h_g \left[ 3r^2 + h_g \cot \alpha (3r + h_g \cot \alpha) \right] - \tan \alpha \left[ (r + h_g \cot \alpha) - \frac{a\sqrt{2}}{2} \right]^3 \right\} + \pi r^2 z \quad (4\text{bis})$$

En résolvant cette équation en  $z$ , il vient :

$$z = \frac{1}{3r^2(f-1)} \left\{ h_g \left[ 3r^2 + h_g \cot \alpha (3r + h_g \cot \alpha) \right] - \tan \alpha \left[ (r + h_g \cot \alpha) - \frac{a\sqrt{2}}{2} \right]^3 \right\} \quad (10)$$

Cette expression permet de calculer la hauteur de remontée de cheminée nécessaire à un auto-comblement de l'instabilité. Il est alors possible de comparer cette valeur avec l'épaisseur de recouvrement. Si elle lui est inférieure, l'auto-comblement est prévisible. Si elle lui est supérieure, le fontis débouchera au jour.

### 3.3

## Extension à différentes configurations d'exploitation

Il existe de nombreuses autres configurations d'exploitation que celle retenue ci-dessus pour établir les formulations analytiques des volumes mis en jeu dans le développement du phénomène de fontis. En fonction du schéma de dimensionnement de l'exploitation souterraine, le vide disponible peut varier considérablement (chambres et piliers ou galeries filantes de différentes formes par exemple). La méthode d'exploitation utilisée influera donc directement sur le résultat de  $z$ . De même, la forme de la montée de voûte au travers du recouvrement joue un rôle primordial dans la mise en équation de la problématique.

Diverses formulations peuvent ainsi être établies et appliquées à la démarche générale en fonction des contextes rencontrés. Quelques-unes sont explicitées ci-dessous.

#### 3.3.1

### Forme de la montée de voûte

L'hypothèse d'une cheminée cylindrique n'est pas applicable à tout type de terrains de recouvrement. Pour généraliser l'analyse, nous proposons de considérer dans ce qui suit des formes de montées de voûte

susceptibles de varier sensiblement en fonction de la nature des terrains du recouvrement. Pour proposer un large panel de formes de voûtes tout en autorisant une mise en équation simplifiée du problème, on prendra le parti de considérer des sections de l'enveloppe de la voûte vérifiant l'équation  $y = K x^n$ , où l'exposant  $n$  permet de décrire la forme de la courbe correspondant au mieux aux observations de terrain (Fig. 11).

Pour s'assurer que la hauteur de voûte est égale à  $z$  et que sa base correspond bien à un cercle de rayon  $r$ , l'équation de la montée de voûte doit s'exprimer :

$$y = z \left[ 1 - \left( \frac{|x|}{r} \right)^n \right] \quad (11)$$

dans laquelle la notation  $|x|$  correspond à la valeur absolue de  $x$ .

Dès lors, il est possible de calculer le volume du demi-éllipsoïde de révolution dont le volume est équivalent à celui de la montée de voûte. Il vient :

$$V_{\text{voûte}(n)} = \int_0^z \pi x^2 dy = \int_0^r \frac{\pi n z}{r^n} x^{n-1} dx = \int_0^r \frac{\pi n z}{r^n} x^{n-1} dx \quad (12)$$

$$dx = \left[ \frac{n}{(n+2)r^n} \pi z x^{n+2} \right]_0^r = \frac{n}{n+2} \pi r^2 z$$

On peut dès lors en tirer l'équation qui permet de « corriger » la valeur de  $z$  dès lors qu'on tient compte de la forme de la voûte qui se développe au sein du recouvrement.

$$z_{\text{corr}} = \frac{n+2}{n} z \quad (13)$$

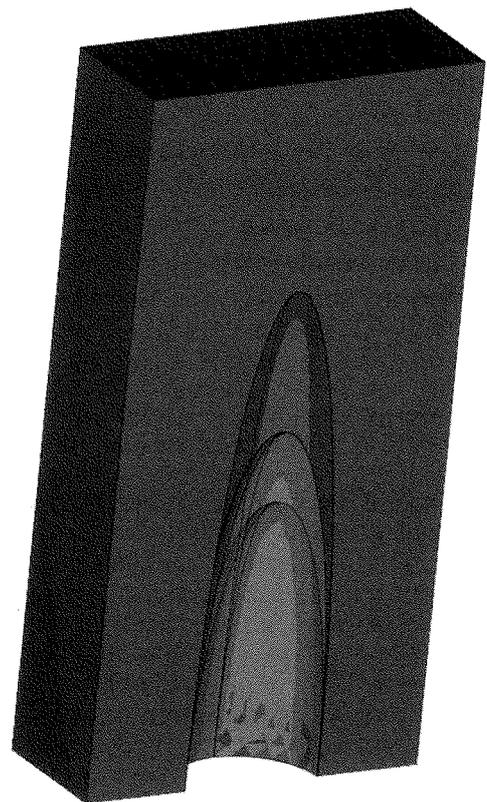
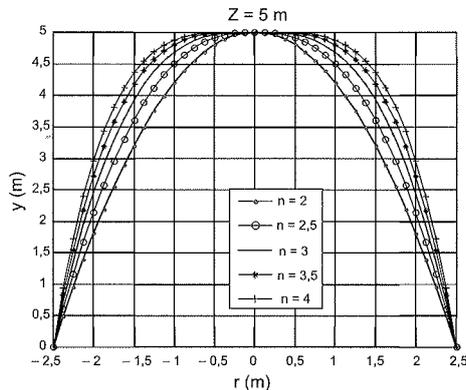


FIG. 11 Différents profils de montées de voûte observables en toit de galerie. Different patterns of collapse-chimney above a mining roadway.

Lorsqu'il est possible d'accéder aux travaux souterrains et d'observer des montées de voûte en phase d'évolution vers la surface, on peut caler, au mieux, la forme de voûte la plus représentative au regard de l'abaque donné sur la figure 12. On en tire alors la valeur de l'exposant  $n$  que l'on reporte dans les équations (10) puis (13) pour en déduire la valeur de  $z_{corr}$ .



**FIG. 12** Abaque de calage de la forme des remontées de voûte en fonction de l'indice  $n$ .  
Abacus giving collapse-chimney pattern according to the  $n$  index.

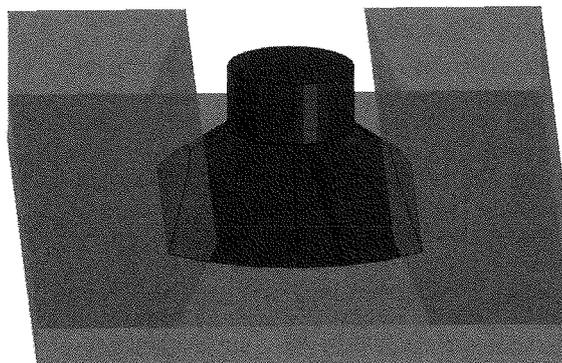
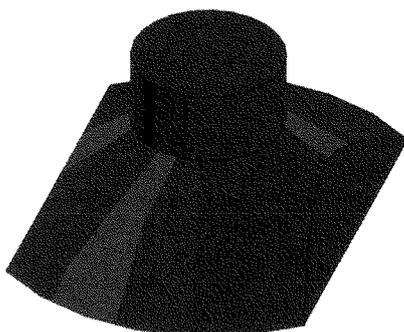
### 3.3.2

#### Remontée de fontis au toit d'une galerie isolée

Les phénomènes de montées de voûte ne sont pas propres aux exploitations par chambres et piliers. Ils peuvent se développer dans tout type d'exploitation dès lors que de l'espace est disponible au sein des vieux travaux pour permettre l'amoncellement d'éboulis. Les éléments suivants s'attachent à préciser le cas spécifique des galeries isolées de forme trapézoïdale.

Le calcul du volume disponible en galerie pour accueillir le cône tronqué amputé de deux parties de ses flancs venant buter sur les parois de la galerie s'avère relativement délicat (Fig. 13).

Si on souhaite se limiter à une approche analytique, la méthode la plus commode consiste à se placer en coordonnées cylindriques afin de modéliser un quart du cône doublement tronqué sachant que le problème possède deux axes de symétrie (plans longitudinal et transverse de la galerie).



**FIG. 13** Vue du volume d'éboulis répandu dans une galerie trapézoïdale.  
3D View of collapsed material within a trapezoidal mining roadway.

Le volume recherché prend la forme :

$$V_{\text{galerie-trap}} = 4(A + B + C)$$

où les différents membres du terme de droite, une fois simplifiés, s'écrivent :

$$A = \frac{\pi}{4} (r \cdot z_0^2 \cot \alpha - \frac{z_0^3 \cot^2 \alpha}{3} - r^2 z_0)$$

$$B = \frac{1}{2} \int_{-h_g}^{z_0} \left[ \frac{(a - 2h_g \cot \beta)}{2} - z \cot \beta \right]^2 \cot \theta_0(z) dz$$

$$C = \frac{1}{2} \int_{-H}^{z_0} (r - z \cot \alpha)^2 \theta_0(z) dz$$

avec :

$$z_0 = \frac{r - \frac{a}{2} + h_g \cot \beta}{\cot \alpha - \cot \beta} \quad \text{et} \quad \theta_0 = \arcsin \left[ \frac{(a - 2h_g \cot \beta) - z \cot \beta}{r - z \cot \alpha} \right]$$

$\beta$  est l'angle de la paroi de la galerie trapézoïdale avec la verticale.

Si l'intégrale A peut être résolue analytiquement, les termes B et C ne permettent pas de trouver de primitives analytiques simples. Il faut avoir recours à une résolution numérique (méthode de Gauss par exemple). Le recours à un tableur permet de résoudre les équations (10) ou (13) et de déterminer la hauteur prévisible de remontée de voûte requise pour auto-comblement du fontis.

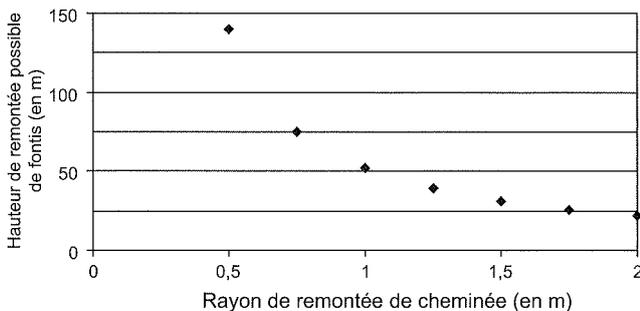
### 4

#### Les principaux paramètres influant sur la hauteur de remontée de fontis

Au regard des formulations analytiques, il apparaît nettement que certains paramètres jouent un rôle essentiel sur le résultat des calculs : rayon de montée de voûte, coefficient de foisonnement et angle de dépôt des éboulis. Ces différents paramètres sont discutés dans les paragraphes suivants.

## Le rayon de montée de voûte

Une étude de sensibilité des résultats de hauteur prévisible de remontée de fontis met clairement en évidence que le rayon de remontée de cheminée joue un rôle primordial sur le résultat des calculs. Le carré de ce rayon apparaissant au dénominateur de la formule exprimant la valeur de  $z$ , dès lors que ce rayon diminue, la hauteur prévisible de remontée de fontis croît rapidement. La figure 14 met en évidence la forte influence d'une variation de ce rayon de remontée dans le cas d'une exploitation par chambres et piliers présentant une ouverture de 2 m pour une largeur de galerie de 4 m, avec un coefficient de foisonnement des terrains de 1,3.



**FIG. 14.** Influence du rayon de cheminée sur la hauteur prévisible de remontée de fontis.  
Influence of collapse-chimney radius on chimney height.

Ce résultat s'explique par le fait que plus la chute de toit est importante, plus le volume de matériau éboulé est élevé et, du fait du foisonnement, plus le volume de vide accessible peut être rapidement comblé. À l'inverse, pour un rayon de remontée de cheminée faible, le volume d'éboulis mis en jeu reste très limité et il devient dès lors très difficile de combler le volume de vide accessible au sein des galeries.

Ce raisonnement présente évidemment des limites et ne peut être poussé jusqu'à l'absurde. Ainsi, théoriquement, une remontée de cheminée de quelques centimètres de diamètre pourrait traverser plusieurs centaines de mètres de recouvrement sans parvenir à combler la galerie sous-jacente. Un tel scénario n'a évidemment aucune crédibilité physique. Les rayons de chute de toit et de montée de voûte doivent en effet être réalistes au regard d'une part des dimensions des galeries et, d'autre part, des propriétés de résistance des bancs du recouvrement.

Il n'est pas aisé de définir, de manière déterministe, la valeur de ce rayon compte tenu des données souvent incomplètes dont on dispose sur la lithologie du recouvrement et sur l'existence d'hétérogénéités au sein des bancs du toit. De fait, on privilégie, autant que faire se peut, une approche par retour d'expérience basée sur une reconnaissance visuelle des travaux encore accessibles. Une analyse des montées de voûte observées au fond permet alors de déterminer la gamme de valeur la plus réaliste du rayon de cheminée dans l'équation permettant de calculer la hauteur de montée de voûte.

Si les travaux ne sont plus accessibles, seule une approche empirique demeure envisageable (en dépit des limites mentionnées plus haut à propos de ce type

d'analyse). Comme toute démarche de ce type, l'estimation doit s'appuyer sur un principe sécuritaire tout en restant aussi réaliste que possible. Ainsi, l'hypothèse très fréquemment adoptée qui consiste à prendre comme diamètre de remontée de voûte la largeur intégrale du toit de la galerie (ou du carrefour de galeries) ne joue pas dans le sens de la sécurité. Une telle hypothèse maximise en effet la valeur du rayon de cheminée avec pour conséquence de minimiser la hauteur prévisible de remontée de fontis. À l'inverse, comme précisé plus haut, la valeur de ce rayon doit être suffisamment importante au regard de la largeur des galeries et de la nature des terrains de recouvrement.

Au regard du retour d'expérience que l'INERIS s'est forgé au cours de ces dernières années établi sur de nombreuses observations ou retours d'expérience collectés sur l'ensemble du territoire français, les experts géotechniciens de la Direction des Risques du Sol et du Sous-Sol considèrent que, sauf configurations exceptionnelles, les rayons de remontée de cheminée varient au sein d'une fourchette comprise entre 0,4 et 0,5 fois la largeur de galerie (ou de carrefour).

Aucune référence bibliographique ne nous a permis, pour l'heure, de confronter ce retour d'expérience à d'autres établis dans des contextes différents.

On notera qu'un tel intervalle de valeur, qui peut sembler *a priori* assez limité, peut parfois suffire à influencer de manière importante le résultat des calculs de hauteur de remontées de fontis. Toutes les informations disponibles (observations visuelles, retours d'expérience, rapports d'archives, résistance des bancs du toit, etc.) doivent donc être mises en œuvre pour préciser au plus juste cette valeur au regard de sa grande sensibilité sur les résultats escomptés. En l'absence d'informations complémentaires, le principe de précaution conduit à prendre la valeur inférieure de l'intervalle pour considérer une hauteur maximale possible de remontée de fontis.

## Coefficient de foisonnement des terrains éboulés

On entend par coefficient de foisonnement, noté  $f$ , le rapport entre le volume de matériaux éboulés répandus en galerie et le volume initial occupé par la même quantité de matière initialement en place au sein des bancs du recouvrement. Cette augmentation de volume s'explique par le fait que les blocs s'amoncelant les uns sur les autres laissent des vides entre eux, ce qui contribue à l'augmentation du volume apparent.

Le coefficient de foisonnement dépend étroitement de la nature du matériau. Ainsi, un matériau résistant qui se rompt en donnant naissance à de relativement gros blocs contribuera à laisser des vides interstitiels sensiblement plus importants que ceux générés par un sol fin non cohérent. À l'extrême inverse, lorsqu'un toit se rompt sous forme de dalles épaisses qui chutent en masse, à l'horizontale, sans se fractionner en de multiples blocs, le foisonnement peut être faible. Toujours dans cette logique de volume de vides interstitiels, un matériau dont la granulométrie des éboulis s'avère assez étalée aura tendance à faciliter le comblement des interstices et donc à limiter la valeur du coefficient de foisonnement.

En cas de recouvrement constitué par différents types de matériaux présentant des caractéristiques distinctes, une estimation d'un « coefficient de foisonnement moyen » peut être envisagée en pondérant les coefficients de foisonnement respectifs au prorata des épaisseurs des différentes couches.

La présence d'eau peut également influencer directement les propriétés de foisonnement des matériaux. C'est particulièrement le cas de matériaux sensibles à l'eau. Ainsi, certaines formations marneuses à l'état sec peuvent se rompre sous la forme de blocs de dimensions décimétriques assez favorables à un foisonnement relativement important. A l'inverse, en présence d'eau, ces marnes peuvent présenter un comportement plus plastique, allant jusqu'à se comporter comme une « pâte dentifrice » dépourvue d'un foisonnement significatif (Fig. 15a et b). Un tel comportement contribue à favoriser le développement et la propagation des voutures.

La valeur des coefficients de foisonnement intrinsèques à différents types de matériau n'est pas une grandeur aisée à quantifier. Elle peut être estimée par retour d'expérience ou évaluée *in situ* de manière approchée car il est souvent difficile d'estimer le volume initialement en place. Là encore, à notre connaissance, rares sont les expérimentations réalisées sur ce sujet. On dispose donc de peu de résultats expérimentaux dans la littérature.

Une attention toute particulière peut être prêtée au retour d'expérience du terrassement routier. Selon les sources disponibles, les « Recommandations pour les terrassements routiers » donnent des valeurs de foisonnement variant de 1,05 (sables silteux) à 1,6 (porphyres, basaltes). Ces ordres de grandeur sont assez similaires à ceux obtenus par retour d'expérience dans le domaine de la géotechnique minière.

Il convient toutefois de noter que, pour adopter une démarche sécuritaire, la profession routière se doit de ne pas sous-estimer les valeurs de coefficient de foisonnement (volume et coût du matériau à transporter). A l'inverse, pour la géotechnique minière, une surestimation du coefficient de foisonnement ne joue pas dans le sens de la sécurité. Ceci explique probablement en partie les légères différences relevées entre les valeurs de référence établies par l'INERIS et celles émises par la profession du terrassement routier.

Au regard de l'expérience de l'INERIS, les valeurs classiques retenues pour les coefficients de foisonnement sont présentées dans le tableau I.

Ces valeurs résultent d'un retour d'expérience de plusieurs années dans différents contextes miniers français et ne reflètent pas des caractéristiques intrinsèques de matériau. Là encore, elles gagneraient à être comparées à des valeurs issues d'autres approches ou celles collectées dans d'autres environnements et contextes.

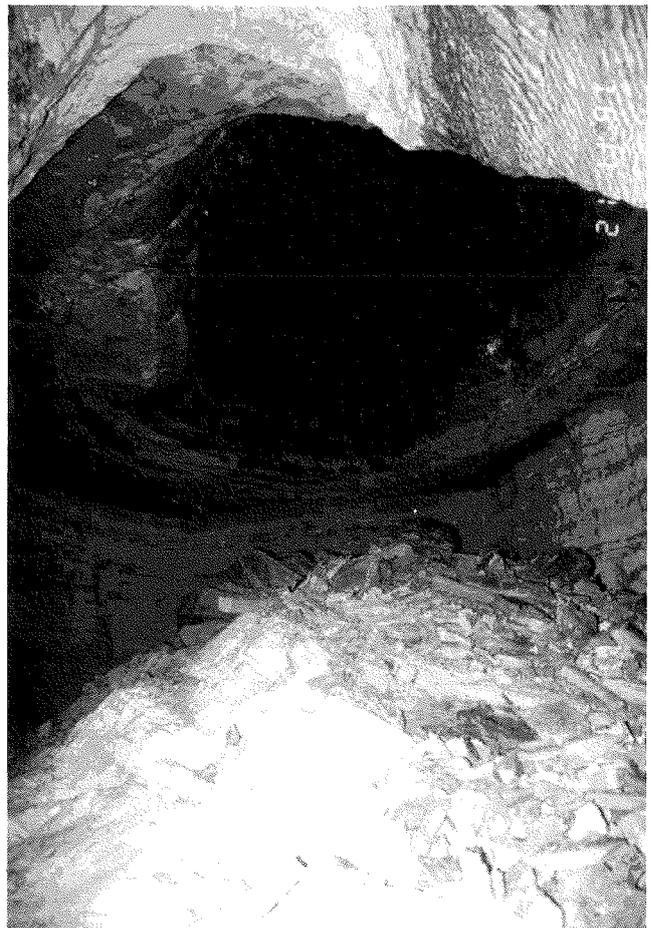


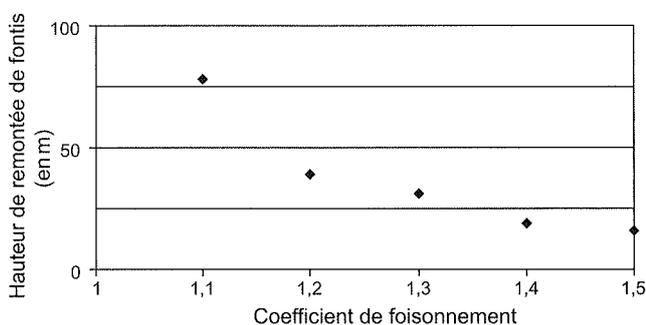
FIG. 15 Vue de cônes d'éboulis en présence d'eau (a) ou non (b).  
Collapsed material with (a) or without (b) water.

**TABLEAU I Exemples de valeurs de coefficient de foisonnement en fonction de la nature des terrains de recouvrement et de la présence d'eau.**

Some bulking factor values according to the nature of the overburden and the presence of water.

Nature des terrains	Foisonnement à sec	Foisonnement en présence d'eau
Sables	1,1	1
Formations de sub-surface	$1,1 < f < 1,2$	$1 < f < 1,1$
Marnes	$1,2 < f < 1,3$	$1 < f < 1,1$
Craie/Roches tendres	$1,3 < f < 1,5$	$1,2 < f < 1,4$
Gneiss/Roches dures	$f > 1,4$	$f > 1,4$

La figure 16 confirme la forte influence de la valeur attribuée au coefficient de foisonnement des terrains sur les résultats du calcul de hauteur prévisible de remontée de fontis. Les simulations ont été établies pour la même configuration de cavités que celle prise pour la simulation précédente (ouverture de 2 m, largeur en pied de 4 m, rayon de remontée de cheminée de 1,5 m et angle de dépôt des éboulis de 35 degrés).



**FIG. 16 Influence du coefficient de foisonnement sur la hauteur de remontée de fontis.**  
Influence of bulking factor on collapse chimney height.

### 4.3

## Angle de dépôt des terrains éboulés

On entend par angle de dépôt des éboulis, noté  $\alpha$ , l'angle d'équilibre limite du talus constitué par les éboulis qui se répandent en galerie. La valeur de cet angle est généralement très proche de l'angle de frottement interne du matériau concerné, généralement noté  $\phi$  ou  $\phi'$ .

De manière générale, un angle d'équilibre limite dépend de la compacité du matériau, de la taille des blocs, de leur forme (éléments anguleux ou ronds) ainsi que de l'état de surface des éboulis (rugueux ou lisse). Plus les blocs seront anguleux et rugueux, plus le tas présentera un angle de dépôt élevé. Le dernier critère a trait à l'étalement de la granulométrie des éboulis, plus cet étalement est grand, plus l'angle de talus sera important.

La formulation suivante a été proposée par Olivari (1975), dans le cadre de la mécanique des sols :

$$\alpha = 36 \text{ degrés} + \alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4$$

**TABLEAU II Gammas de valeurs de  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$  proposées par Olivari (1975).**  
Ranges of values for  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$  as proposed by Olivari (1975).

	Description des éléments éboulés	Valeur corrective de l'angle de dépôt (en degrés)
$\alpha_1$ : compacité	Lâche	-6
	Moyenne	0
	Dense	+6
$\alpha_2$ : forme et rugosité des éléments	Aigu	+1
	Moyen	0
	Arrondi	-3
$\alpha_3$ : grosseur des éléments	Très rond	-5
	Sable	0
	Gravier fin	+1
$\alpha_4$ : granulométrie	Gros gravier	+2
	Uniforme	-3
	Moyenne	0
	Étalée	+3

## Conclusion et perspectives

Comme pour le coefficient de foisonnement, le rôle de l'eau est également prépondérant sur la valeur de l'angle de dépôt. On différenciera à ce propos les matériaux sensibles à l'eau (argiles, marnes) des matériaux dont les propriétés mécaniques sont moins affectées par la présence d'eau (calcaire, granite...).

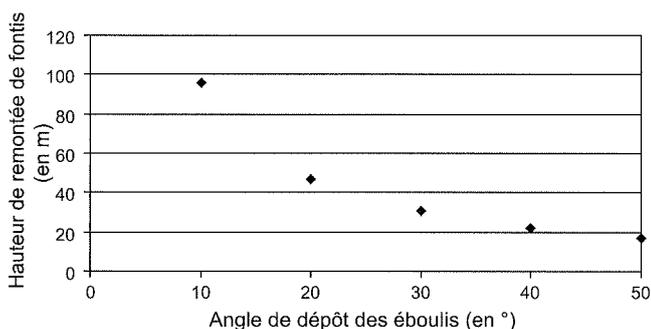
Pour les premiers, une simple présence d'eau (flaques, ruissellement, etc.) est de nature à altérer sensiblement les propriétés mécaniques des éboulis et diminuer parfois considérablement l'angle de dépôt. Pour les matériaux moins sensibles à l'eau, seule l'existence d'une galerie noyée au sein de laquelle viendrait se déposer les éboulis serait de nature à réduire sensiblement l'angle de dépôt de certains matériaux (marneux notamment).

Comme pour les coefficients de foisonnement, les valeurs de référence sont rares en littérature. L'évaluation devient d'ailleurs particulièrement délicate dès lors que plusieurs matériaux entrent en compte.

Au regard de l'expérience de l'INERIS, les valeurs classiques retenues pour les angles de dépôt sont présentées dans le tableau III.

Ici aussi, ces valeurs résultent d'un retour d'expérience et ne reflètent pas des caractéristiques intrinsèques de matériau et gagneraient à être confrontées avec d'autres retours d'expérience.

La figure 17 présente l'influence de l'angle de dépôt des éboulis sur la hauteur prévisible de remontée de fontis. Les simulations ont été établies pour la même configuration de cavités que celle prise pour les simulations précédentes (ouverture de 2 m, largeur en pied de 4 m, rayon de remontée de cheminée de 1,5 m et coefficient de foisonnement de 1,3).



**FIG. 17** Influence de l'angle de dépôt des éboulis sur la hauteur de remontée de fontis.  
Influence of the angle of repose of caved rock on collapse chimney height.

L'INERIS a développé et met en œuvre, depuis plusieurs années, un modèle analytique de prévision de hauteur de remontée de fontis. Ce modèle s'appuie sur une hypothèse de blocage du phénomène par auto-comblement résultant du foisonnement des terrains éboulés.

La démarche consiste en une modélisation volumétrique en trois dimensions du vide à combler au sein des ouvrages souterrains. Différentes formulations sont ainsi proposées en fonction du schéma d'exploitation mis en œuvre au sein des travaux souterrains (chambres et piliers abandonnés, différentes formes de galeries). Le modèle permet, à partir d'informations disponibles sur la géométrie des travaux et les propriétés des terrains constituant le recouvrement, de déterminer la hauteur prévisible de remontée de cheminée, permettant ainsi de statuer sur le risque d'apparition de fontis en surface.

L'analyse met clairement en évidence que plusieurs paramètres jouent un rôle critique sur cette hauteur prévisible de remontée de fontis. Il s'agit en particulier du rayon de la remontée de cheminée ainsi que du coefficient de foisonnement des terrains et de l'angle de dépôt des éboulis.

La mise en œuvre de cette démarche de prévention à de très nombreuses reprises et dans différents contextes a permis d'affiner progressivement l'approche, de l'élargir à différentes configurations d'exploitation et de la valider, par retour d'expérience, sur un grand nombre de cas réels étudiés. Quelques valeurs de référence prises, dans différents contextes géologiques, par les principaux paramètres physiques gouvernant le développement du phénomène de fontis sont proposées à titre d'information. Ils sont issus de l'expérience des ingénieurs de l'INERIS. La comparaison de ces valeurs avec le retour d'expérience d'autres équipes travaillant dans des contextes différents contribuera à alimenter la réflexion et à faire progresser la connaissance et la capacité d'expertise disponible dans le domaine de la prévision du risque de mouvements de terrain.

Une approche aussi fiable et précise que possible de ce type de phénomène s'avère, en effet, de toute première importance car les décisions prises par les donneurs d'ordre, sur les conseils des experts géotechniciens, peuvent se traduire par des mesures préventives très lourdes et coûteuses à mettre en œuvre (travaux de confortement, déplacement de population).

**TABEAU III** Exemples de valeurs de d'angle de dépôt des éboulis en fonction de la nature des terrains de recouvrement et de la présence d'eau.

Some angle of repose of caved rock values according to the nature of the overburden and the presence of water.

Nature des terrains	Angle de dépôt à sec (degrés)	Angle de dépôt en présence d'eau (degrés)
Sables et formations de sub-surface	30	25
Marnes	35	10
Craie/roches tendres	45	35
Gneiss/roches dures	50	40

## Bibliographie

- Abbass Fayad A., Al Heib M., Didier C., Verdel T. – Numerical simulation of sinkhole formation using the UDEC computer code : influence of horizontal stress. *Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Measurements and Modelling GTMM 2003*, Karlsruhe, Allemagne, 23-26 septembre 2003, p. 255-260.
- Bruhn R.W., Gray R.E. – Subsidence above Abandoned Coal Mines. *Proceedings of Symposium of State-of-the-Art of Ground Control in Longwall Mining and Mining Subsidence*, Honolulu, 1982.
- Darton N.H. – *Geology of the Bighorn Mountains*. US Geological Survey Professional Paper 51, 1906, 129 p.
- Delfaut A. – Méthode d'évaluation des hauteurs de montée d'un fontis en sol meuble. *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées*, janvier-février-mars 2007.
- Didier C., Josien J.-P. – Importance of failure mechanisms for management of surface instability risk above abandoned mines. *10th Congress of the ISRM*, Sandton Convention Centre, South Africa. Symposium Series S33, vol. 1, 2003, p. 243-248.
- Dunrud R.C., Osterwalk F.W. – *Effects of Cola Mine Subsidence in the Sheridan*. Wyoming, Area. USGS Professional Paper 1164, 1980.
- Dyne A. – *The Prediction and Occurrence of Chimney Subsidence in Southwestern Pennsylvania*. Master of Science Thesis submitted to the Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University, 1998.
- Garrard G.F.G., Taylor R.K. – Collapse mechanisms of shallow coal-mine workings from field measurements. In Bell F.G., Culshaw M.G., Cripps J.C., Lovell M.A., *Engineering Geology of Underground Movements*. Geological Society, Special Publication n° 5, 1988, p. 181-192.
- Gray R.E., Bruhn R.W., Turka R.J. – *Study and analysis of surface subsidence above the mine Pittsburg Coalbed*. Report prepared for US Department of the Interior, Bureau of Mines, National technical Information Service, Springfield, Virginia, Report n° PB 281522, 1977.
- Hao Q. – *Research on subsidence mechanisms in abandoned mine room-and-pillar mines*. National Mine Land Reclamation Center Midwestern Region, Southern Illinois University at Carbondale, Dept. of Political Science, Carbondale, Illinois, 1991.
- Hoek E., Brown E.T. – *Underground Excavations in rock*. Institution of Mining and Metallurgy, London, 1980.
- Karfakis M.G. – Mechanisms of chimney subsidence above abandoned coal mines. *Proc. 6th intern. conf. Ground Control in Mining*, Morgantown, West Virginia University, 1987, p. 271-281.
- Laouafa F., Tritsch J.-J. – Stabilité des carrières : analyse critique de quelques méthodes analytiques. *Actes du Séminaire de restitution et de valorisation des travaux INERIS*. Réseau des LPC-École nationale des ponts et chaussées, 11 mai 2005.
- Mc Millan A.A., Boowne, M.A.E. – The use and abuse of thematic information maps. In Culshaw M.G., Bell F.G., Cripps J.C., O'Hara M. *Planning and Engineering Geology*. Geological Society Special Publication n° 4, 1987, p. 237-245.
- Morgan T.A. – Coal mine roof problems in ground control aspects of coal mine design. *Proc. Bureau of Mines technology Transfer Seminar*, Lexington, Kentucky, United States, March 1973.
- NCB (National Coal Board) – *The treatment of disused mine shafts and adits*. NCB library, 1982, 88 p.
- Obert L., Duvall W.I. – *Rock mechanics and the design of structures in rock*. John Wiley & Sons, Inc., New York, 1967.
- Olivari G. – *Cours de mécanique des sols*. École centrale de Lyon. France, 1975.
- Piggott R.J., Eynon P. – Ground Movements arising from the Presence of Shallow Abandoned Mine Workings. *Proc. Int. conf. On large ground movements and structures*, University of Wales, 1978, p.749-780.
- Poirot N., Kecili-Laouafa S., Laouafa F. – Comparaison de différentes approches numériques dans l'analyse des phénomènes d'instabilité de type fontis. *Actes du 18<sup>e</sup> Congrès français de Mécanique*, Grenoble, France, 27-31 août 2007.
- Salmon R. – *Validation d'une nouvelle méthode de mise en sécurité des anciennes carrières souterraines abandonnées : le remblayage partiel*. Rapport de DEA, École centrale de Paris, 1998.
- Taylor J.A., Fowell R.J. – Mining instability and the misuse of the 10-times-seam thickness rule. *Proceedings of the 11th Congress of the International Society for Rock Mechanics*, Lisbon, Portugal, 9-13 July 2007, p. 63-68.
- Terzaghi K. – Introduction to tunnel technology. In Proctor R.V., White T. *Rock tunnelling with steel supports*. Commercial Shearing and Stamping Co, Youngstown, Ohio, 1946.
- Timoshenko S., Woinowsky-Krieger S. – *Theory of Plates and Shells*. McGraw-Hill Book Company, 1st Ed. 1940, 2nd Ed. 1959.
- Vachat J.-C. – *Les désordres survenant dans les carrières de la région parisienne*. Mémoire diplôme d'ingénieur CNAM, Paris, 1982.
- Van der Merwe J.N., Madden B.J. – Rock engineering for underground coal mining. *The South African Institut of Mining and Metallurgy*, Special Publication Series 7, 2002, 233 p.
- Whittaker B.N., Reddish D.J. – *Subsidence : Occurrence, Prediction and Control*. Elsevier Science Publishing Company Inc., New York, 1989.

# Étude comparée de la fracturation observable sur carottes de forage et obtenue par diagraphie. Application au marbre de Saint-Béat (31)

**M. GASC-BARBIER**

CETE du Sud-Ouest  
Laboratoire régional  
des ponts et chaussées  
1, av. du Colonel Roche  
31400 Toulouse

**O. FOUCHÉ**

Leesu, Université Paris-Est  
École des Ponts ParisTech  
6-8, av. Blaise-Pascal  
Champs-sur-Marne  
77455 Marne-La-Vallée  
Cedex 2

**C. GAILLARD**

Centre d'étude des Tunnels  
Pôle GGD  
25, av. François-Mitterrand  
69674 Bron Cedex

## Résumé

L'analyse structurale d'un massif rocheux dans le cadre d'un projet de tunnel passe dans la majorité des cas par une analyse des discontinuités présentes grâce à l'imagerie de paroi. Cette méthode de reconnaissance est combinée à d'autres techniques pour reconnaître l'ensemble des caractéristiques du massif. Cette technique, très utile, présente néanmoins des limites d'application qu'il convient de prendre en compte. Pour illustrer notre propos, nous nous sommes appuyés sur le cas des reconnaissances menées pour le tunnel de Saint-Béat, en comparant les discontinuités relevées sur imagerie numérique de paroi et manuellement sur carottes. Nous avons mis en avant les biais induits par ces méthodes, biais qu'il convient de prendre en compte pour mieux caractériser la géométrie du réseau de fractures considéré.

*Mots-clés* : imagerie de paroi, carottes, densité de fracturation, marbre.

# Comparison between cores and borehole images on the fracture networks knowledge

## Abstract

The structural analysis of a rock mass within the scope of a tunnel construction project entails, in most cases, conducting an assessment of the discontinuities present through use of borehole imaging techniques. This site surveying method is combined with other techniques in recording the entire set of rock mass characteristics. Such a highly-useful technique however carries with it some application limitations that need to be taken into consideration. To illustrate these remarks, we have relied upon the surveying campaign undertaken for the Saint-Béat Tunnel, in proceeding with a comparison of the discontinuities identified on a digital image of borehole walls and manually on core samples. We have highlighted the biases induced using these methods, and such biases must be incorporated in order to better characterize the geometry of the given fracture network.

*Key words*: borehole wall images, core samples, fracture network, marble.

## Introduction

Les études d'avant-projet d'un tunnel en milieu rocheux s'appuient sur différentes méthodes d'analyse pouvant permettre de rendre compte au mieux de la structure interne du massif rocheux traversé, afin de proposer un dimensionnement du soutènement à mettre en place.

Différentes méthodes sont classiquement utilisées pour la reconnaissance des terrains : travail bibliographique et analyse de terrain de la géologie du site, reconnaissance structurale par photo-interprétation, reconnaissance par méthodes géophysiques. Des reconnaissances plus lourdes sont ensuite réalisées : sondages carottés ou destructifs, différents types de diagraphies, etc. L'étude fine consiste, dans un deuxième temps, à déterminer les propriétés de la roche, et à caractériser le massif à son échelle par différents indices de qualité. Le relevé structural du site est indispensable à la fois pour la caractérisation du massif et pour établir les conditions de creusement du tunnel. C'est pourquoi il est nécessaire d'évaluer la pertinence des résultats obtenus suivant les méthodes utilisées et à défaut de pertinence, d'établir les corrélations pouvant exister entre ces méthodes.

La norme NF 14 689-1 (2003) portant sur la dénomination, la description et la classification des roches définit une discontinuité par : « Surface qui rompt la continuité de la roche dans le massif rocheux et qui peut être ouverte ou s'ouvrir selon les contraintes appliquées par les travaux ». Toute la difficulté du relevé des discontinuités est alors de pouvoir caractériser « en place » les surfaces de faiblesse qui risquent de s'ouvrir. L'AFTES (2003) caractérise différents types de discontinuités : les plans de stratification, les diaclases, les failles, les plans de schistosité, les contacts lithologiques et les veines et filons.

Dans le cas de l'avant-projet du tunnel de Saint-Béat (Haute-Garonne), nous avons mené une étude comparée de l'analyse de la fracturation pouvant être obtenue d'après des levés sur carottes de sondage et celle fournie par diagraphie optique, les caractéristiques intrinsèques du matériau d'étude (des marbres présentant une certaine isotropie et une fracturation régulière), permettant d'établir un réseau de disconti-

nités pertinent. Ce travail s'inscrit dans une démarche de recherche des meilleurs outils destinés à la caractérisation d'un massif rocheux et de quantification (éventuellement en vue de correction) des biais introduits par les méthodes de caractérisation choisies.

Après une présentation succincte du massif et du matériau d'étude, nous nous attacherons à décrire les méthodes utilisées pour le relevé de la fracturation avant de détacher les aspects principaux de convergence et de divergence de ces deux méthodes.

## Présentation du site

Le site d'étude a déjà été présenté dans Guittard *et al.* (2005). Nous ne reprenons ci-après que les points principaux permettant de mieux situer le contexte de l'étude. La route nationale 125 est un des axes de transit important entre la France et l'Espagne ; le seul, à basse altitude, à part les routes par les côtes méditerranéenne ou atlantique. La géomorphologie du site (cluse de la Garonne) provoque un étranglement au niveau de Saint-Béat. De plus, la ville est affectée par un risque important de chute de blocs et d'inondation (vallée de la Garonne). C'est en partie ce qui a conduit à proposer une solution en tunnel pour l'élargissement de la route. Le site fait partie de la zone interne métamorphique des Pyrénées. Le projet de tunnel recoupe essentiellement des terrains du secondaire datés du Lias à l'Albien inférieur et correspondent à une lithologie calcaire ou dolomitique métamorphosée dominante (marbre ou calcaire marmoréen).

Les essais de caractérisation classiques de la roche avant travaux ont été réalisés selon les recommandations du groupe de travail GT1 de l'AFTES (2003), à la fois du point de vue de la caractérisation physique (pétrographie, masse volumique, teneur en eau, porosité...), mécanique (résistance à la compression simple  $\sigma_c$ , résistance à la traction indirecte  $\sigma_{tb}$ , module d'élasticité de la matrice rocheuses  $E$  et coefficient de Poisson de la matrice rocheuse,  $\nu$ ), et du point de vue de l'extraction et du réemploi (dureté et forabilité, abrasivité, Los Angeles et MDE, gélimité...). De même, une caractérisation fine de la fracturation du site a été réalisée à partir de levés systématiques sur lignes de mesure, conformément à la méthode décrite dans Priest (1993).

TABLEAU I Description lithologique du sondage SCH1.

Coordonnées	Profondeur (m)	Cote NGF (m)	RQD <sub>mov</sub> (%)	Nature des terrains
Tête X = 465766,01 Y = 69937,20 Z = 533,87	0,00 – 11,60	533,87 – 529,15	87	Calcaire marmoréen recristallisé gris blanchâtre à gris clair, très sain
	11,60 – 20,10	529,15 – 525,69	91	Calcaire marmoréen recristallisé gris, sain à très sain
	20,10 – 37,20	525,69 – 518,74	95	Calcaire marmoréen recristallisé gris foncé à noir, très sain. Venue d'eau vers 29,00 m
Fin X = 465837,21 Y = 69865,94 Z = 489,64	37,20 – 70,00	518,74 – 505,40	96	Calcaire marmoréen recristallisé gris clair, à passées plus foncées, très sain
	70,00 – 77,40	505,40 – 502,39	96	Calcaire marmoréen recristallisé noir, sain dans l'ensemble
	77,40 – 84,15	502,39 – 499,64	83	Calcaire marmoréen recristallisé gris foncé, sain dans l'ensemble
Orientation : N135E	84,15 – 88,65	499,64 – 497,81	100	Calcaire marmoréen recristallisé gris, très sain
	88,65 – 110,00	497,81 – 489,64	97	Calcaire marmoréen recristallisé gris clair à gris, à passées gris foncé-noir, très sain
Inclinaison : 24°/Horizontale				

**TABEAU II Description lithologique du sondage SCH2.**

Coordonnées	Profondeur (m)	Cote NGF (m)	RQD <sub>max</sub> (%)	Nature des terrains
Tête X = 466115,93 Y = 69311,39 Z = 518,67	0,00 – 9,50	518,67 – 518,17	82	Brèche marmoréenne blanche et rosée, saine dans l'ensemble
	9,50 – 17,55	518,17 – 517,75	98	Brèche calcaire massive sombre, très altérée (géodes de calcite très abondantes) mais très saine
	17,55 – 19,30	517,75 – 517,66	100	Calcaire marmoréen gris clair à filons de calcite colorés, très sain
Fin X = 466058,67 Y = 69501,29 Z = 508,07	19,30 – 37,45	517,66 – 516,71	90	Brèche de remplissage karstique très altérée (géodes de calcite très abondantes), assez saine dans l'ensemble (fracturation importante localement)
	37,45 – 129,55	516,71 – 511,89	87	Calcaire marmoréen rubané gris foncé à noir, à passées plus claires, sain dans l'ensemble (passages assez fracturés localement)
Orientation : N343E	129,55 – 135,55	511,89 – 511,58	81	Calcaire marmoréen gris clair à filons de calcite colorés, à passées plus foncées, assez fracturé dans l'ensemble
	135,55 – 141,05	511,58 – 511,29	83	Calcaire marmoréen rubané gris foncé à noir, assez sain
	141,05 – 183,55	511,29 – 509,06	79	Calcaire marmoréen gris clair à filons de calcite colorés, à aspect bréchiqque fréquent
Inclinaison : 3°/Horizontale	183,55 – 194,65	509,06 – 508,48	95	Brèche massive claire à ciment calco-argileux, très saine
	194,65 – 200,00	508,48 – 508,07	87	Calcaire marmoréen gris clair à filons de calcite colorés, assez fracturé

Les principales familles de fractures rencontrées sur l'ensemble du site ont été présentées dans Guittard *et al.* (2005) ; les principaux résultats découlant de l'analyse mécanique dans Gasc-Barbier *et al.* (2006).

Il a également été réalisé trois sondages carottés horizontaux, par carottier à câble, dont les deux premiers ont servi de base à cette étude :

- le sondage SCH1 a été réalisé dans l'axe du tunnel (N135, 24 degrés d'inclinaison), en diamètre PQ (carotte de 85 mm de diamètre), depuis la galerie du château (une ancienne galerie d'exploitation de marbre, creusée à l'explosif, et surplombant d'une cinquantaine de mètres l'axe du tunnel), sur une longueur de 110 m. Il recoupe principalement des marbres blancs ;

- le sondage SCH2 a été réalisé également dans l'axe du tunnel, mais à partir de la future tête sud (N343, 3 degrés d'inclinaison), en diamètre PQ sur 120 m puis télescopé en HQ (carotte de 63,5 mm de diamètre) au-delà, pour une longueur totale de 200 m. Il suit donc parfaitement l'axe du tunnel. Il a permis la reconnaissance des faciès bréchiqques, il avait également pour objectif de confirmer ou infirmer la présence d'une zone de faille.

Sur ces deux sondages, des diagraphies ont été réalisées par la société EGS. Elles ont consisté en des mesures de trajectométrie, Caliper, radioactivité naturelle, Full Wave ainsi qu'un relevé par caméra optique, sur lequel nous nous sommes appuyés pour le travail présenté ci-après.

Les tableaux I et II présentent les descriptions lithologiques des sondages SCH1 et SCH2. Sur certains tronçons, un relevé systématique des discontinuités rencontrées sur les carottes a été réalisé.

On peut noter ici que la nature du remplissage des discontinuités était le plus souvent de l'argile ou de la calcite voire un dépôt d'argile sur une recristallisation de calcite. De l'acide dilué a néanmoins été utilisé pour déterminer la nature du remplissage dur.

## 3 L'imagerie de paroi

### 3.1 Les techniques de diagraphie

Une comparaison de diverses méthodes de diagraphie appliquées à la reconnaissance des fractures a été présentée par Cornet (1988). L'imagerie de paroi par caméra numérique (photographie des parois du forage type Géocaméra ou bien télévision en circuit fermé) est devenue courante. Pour les chantiers non adaptés à cette méthode, en raison notamment de l'opacité du fluide de forage, l'alternative est d'utiliser des diagraphies acoustiques (*Borehole Televiewer*, BHTV) ou électroscopiques (*Formation Microscanner*, FMS) qui fournissent aussi une image *in situ* orientée et continue de la paroi du forage. Le BHTV livre une image en amplitude et en temps de transit à partir d'une onde émise par un transducteur puis réfléchi par le milieu. Le FMS livre une cartographie des contrastes de résistivité mesurés par quatre patins qui pressent la surface interne du forage. Sur l'enregistrement déroulé, les fractures s'individualisent comme des traces sinusoïdales noires témoignant d'une forte rugosité, ou d'une ouverture libre (BHTV), ou encore d'une forte conductivité (FMS). Les essais d'application de méthodes géophysiques à la mesure des fractures sont nombreux (Palmer *et al.*, 1981 ; Mikhailov *et al.*, 2000) mais leur efficacité est limitée en général aux fractures conductrices d'eau ou d'huile. En particulier, les fractures disposées en paquets ne sont pas distinguées individuellement par ces outils (Genter *et al.*, 1997). Ils sont donc peu adaptés à notre objectif qui est de modéliser finement la structure du massif de l'échelle de l'échantillon à celle de l'ouvrage, en vue du creusement d'un tunnel.

## Description de la méthode utilisée dans l'étude

Le détail de la méthode d'imagerie utilisée a été explicité dans Laurent (2005). Rappelons simplement que d'une façon générale, l'imagerie optique nécessite :

- un trou sec ou rempli d'eau très claire ;
- n'importe quelle technique de forage ;
- pas de dépôt sur les parois ;
- un bon centrage de l'outil ;
- une roche tendre ou dure.

Toute discontinuité traversant le forage en oblique se présente sur l'image déroulée, l'axe du cylindre selon la verticale, sous la forme d'une trace sinusoidale colorée : la distance horizontale du point bas de la sinusoïde jusqu'au point matérialisant le Nord correspond à l'azimut de plongement de la fracture, et l'amplitude de la sinusoïde est liée à l'inclinaison de la fracture aussi appelée son pendage.

La lithologie du massif étant très peu argileuse, le fluide est resté clair en cours de forage. Le pointage systématique de toutes les discontinuités repérées a été réalisé sur écran par un opérateur de EGS, ainsi que la répartition de celles-ci en plusieurs types : diaclases (ouvertes, ouvertes de plus de 2 cm, ouvertes de plus de 5 cm, avec remplissage), veines et filons, stratification confondue avec foliation, et enfin une dernière catégorie dite incomplète ou indéterminée. Ce travail a produit une base contenant plus de 1 400 fractures (SCH1 + SCH2).

Dans le cas des diagraphies optiques, la résolution est de 1 degré soit 0,7 mm pour un diamètre de carottage de 8,5 cm et 0,5 mm pour un diamètre de 6,35 cm. Néanmoins des fractures d'ouverture inférieure à cette résolution sont repérables si leur remplissage offre un contraste suffisant par rapport à celui de la roche.

## 4

## Méthode de relevé sur carottes issues de forage

Toute la difficulté du levé sur les carottes issues des forages réside dans l'orientation initiale de la carotte. Différentes techniques permettent de réorienter les carottes de manière immédiate :

- l'orientation directe consiste à récupérer l'orientation de la section de carotte en fond de trou au moyen d'une prise d'empreinte en fond de forage (à la pâte à modeler ou avec des palpeurs) avec mesures simultanées de l'appareil ;
- le carottage intégral consiste à sceller une barre dans un avant-trou en fond de forage, puis à carotter la roche ainsi armée. Ce procédé donne un taux de carottage de 100 % permettant d'orienter les carottes ;
- le carottage sous gaine, qui consiste à recueillir la carotte directement dans une gaine et qui empêche donc théoriquement la carotte de tourner par rapport à son axe initial.

Malheureusement pour cette étude, ces techniques sont relativement lourdes et onéreuses et n'ont pas été utilisées sur le site. Elles ne le sont d'ailleurs, du fait de leur coût, que très rarement pour des projets de génie civil classique.

Lorsque les carottes n'ont pas été orientées en place, comme dans notre cas, l'orientation indirecte est possible si les terrains traversés sont porteurs de marques lithologiques ou structurales. L'orientation peut alors se faire par comparaison avec les images de la paroi du forage obtenues par diagraphie optique. Les critères adéquats pour ces comparaisons sont les éventuels vides géodésiques visibles sur carottes et sur image optique, des fractures parallèles ou en opposition de direction de plongement.

Une fois l'axe principal (génératrice) trouvé (Fig. 1), l'échantillonnage des discontinuités sur carottes a été réalisé à l'aide d'un mètre ruban et pied à coulisse : après avoir noté la profondeur moyenne de la discontinuité, on mesure au mètre ruban la distance  $x$  du point le plus bas de l'ellipse par rapport à la génératrice (Fig. 2). Le sens positif est le sens des aiguilles d'une montre. On retrouve alors l'azimut  $Az$  du vecteur de plus grande pente par l'égalité :

$$Az = x \cdot 180 / (r \cdot \pi) \quad (r = \text{rayon de la section de la carotte})$$

On mesure ensuite la longueur  $d$  projetée sur l'axe du forage du grand axe de l'ellipse (Fig. 3). On retrouve alors le pendage du vecteur de plus grande pente par l'égalité :

$$\text{Pend} = \tan^{-1}(2 \cdot r / d)$$



FIG. 1 Traçage de la génératrice.

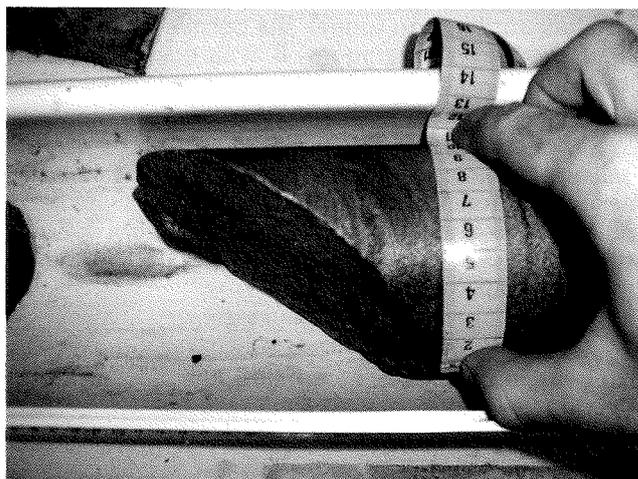
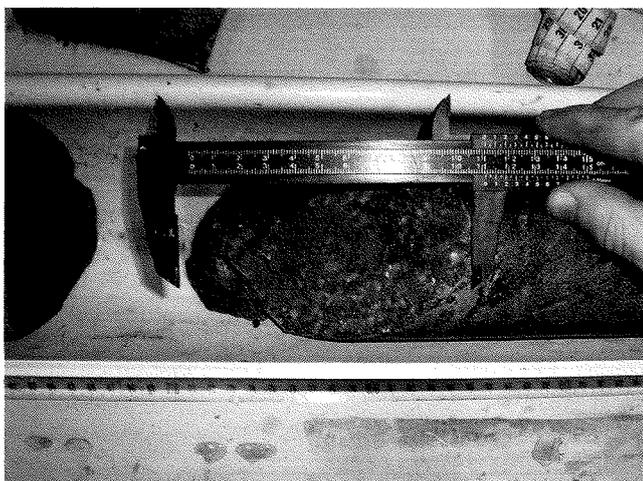


FIG. 2 Mesure de la distance entre le point le plus bas de l'ellipse et la génératrice ( $x$ ).



**FIG. 3** Mesure de la longueur projetée de la discontinuité sur l'axe de la carotte (d).

Cette méthode est la moins risquée puisqu'elle s'affranchit d'une mauvaise horizontalité du banc de mesure et de la difficulté de mesurer l'azimut d'un plan de discontinuité à la boussole sur carotte. On obtient d'ailleurs directement l'orientation de la discontinuité en convention AFTES (Azimut, pendage du vecteur de plus grande pente). De plus, il est possible de mesurer tout type de discontinuité (imbriquée ou non dans le segment de carotte).

Dans le cadre de cette étude, 190 discontinuités ont été relevées manuellement sur les carottes de SCH1 (sur une longueur de 76 m) et 122 sur SCH2 (sur une longueur de 32 m).

#### 4.1

### Limite de ce type d'échantillonnage

L'observation en forage ne permet pas de fournir de l'information sur :

- l'étendue des fractures et les éventuels changements de direction ;
- la chronologie de la génération des fractures observées (le recoupement de plusieurs fractures est rare sur des carottes) ;
- les fractures parallèles à l'axe du forage ;
- l'évolution spatiale des fractures au-delà du puits.

D'autres problèmes liés à l'aspect des discontinuités sur la carotte sont apparus. En effet, une discontinuité complète est mesurable alors qu'une discontinuité partielle ne l'est pas toujours. Ainsi, des fractures en échelon ne sont pas mesurables : elles peuvent néanmoins l'être par extrapolation mais l'incertitude sur la mesure de l'orientation augmente.

#### 4.2

### Évaluation des incertitudes sur les paramètres et critères relevés

Le positionnement de la génératrice repère peut être délicat lorsque les discontinuités repères ont un contour diffus. De plus, la méthode utilisée suppose que l'erreur faite sur le relevé en diagraphie est nulle, ce qui n'est pas le cas.

Un calcul simple montre qu'une incertitude de positionnement de  $\pm 1$  cm de la génératrice sur le périmètre de la carotte entraîne une incertitude de  $\pm 13,5$  degrés sur la mesure de l'azimut de la discontinuité. Le relevé de l'azimut des discontinuités par diagraphie est, lui, moins incertain puisque la sonde est dotée d'un appareillage mesurant en permanence l'orientation relative des images de parois.

Nous avons pris soin, lors de l'exploitation des données brutes, de vérifier systématiquement le positionnement de la génératrice à l'aide de discontinuités « repère » identifiées à la fois sur carotte et en image-rie. Lors des relevés sur le sondage SCH1, les foliations de la roche présentent une même orientation tout au long de la zone étudiée et constituent le critère choisi pour la réorientation. Les fractures visibles à la fois sur carotte et diagraphie ont servi comme élément de vérification du positionnement de la génératrice. Les carottes analysées pour le sondage SCH2 présentaient une foliation plus diffuse et d'orientation chaotique, on a donc choisi comme élément de réorientation quelques fractures isolées et planes avec remplissage. Une fois la génératrice tracée et orientée par rapport aux repères identifiés, l'ensemble des discontinuités visibles est relevé. Enfin, dans un second temps, en validation de ce relevé, et pour vérifier qu'il n'y a pas eu de très légères rotations entre plusieurs passes successives, on vérifie l'existence et l'orientation de quelques joints retrouvés par les deux méthodes et, si besoin est, les azimuts de l'ensemble des joints de la passe sont corrigés pour que ces « joints repère » correspondent bien.

Il faut noter que les valeurs de pendages mesurées ne sont pas corrigées car leur mesure sur carotte n'est pas entachée d'incertitude particulière. D'autres incertitudes sont, par contre, liées à l'aspect des discontinuités : une trace de discontinuité ondulée donne une orientation approximative ; les filons de calcite métamorphisés ont des contours diffus, l'ouverture donnée est un ordre de grandeur ; la rugosité, sur le terrain, est évaluée de façon relativement subjective et sensorielle et est donc également approximative.

#### 4.3

### Correction de l'effet de sous-échantillonnage dans un forage

La probabilité de recouper une fracture perpendiculaire à l'axe du forage est de 1 alors qu'elle est nulle avec une fracture parallèle à l'axe du forage. Une correction peut être faite (Dezayes, 1996) en affectant à chaque donnée un poids égal à  $1/\cos\theta$  avec  $\theta$  l'angle entre l'axe du forage et la normale au plan de fracture. Il reste ensuite à basculer les données brutes du repère relatif au sondage dans le repère réel. La procédure de basculement a été complètement explicitée par Dezayes (1996).

#### 5

### Principaux résultats

Les relevés de discontinuités ont été effectués entre les profondeurs 33,49 m et 110 m pour SCH1 et entre 63,34 m et 95,41 m pour le sondage SCH2. Sur ces longueurs, quelques échantillons prélevés pour essais mécaniques en laboratoire ou des zones trop fractu-

rées n'ont pas pu être exploitées. Il est important de préciser que les valeurs utilisées ne sont pas corrigées de la déclinaison magnétique, car celle-ci a été trouvée négligeable sur site.

Pour exploiter les résultats, nous nous sommes placés en convention AFTES : canevas avec conservation des angles, projection sur l'hémisphère supérieur et vecteur pendage.

## 5.1

### Sondage SCH1

#### 5.1.1

#### Comparaison des données suivant l'analyse sur carottes et sur diagraphies

Le stéréogramme de la figure 4 compare les discontinuités relevées sur carottes (carrés) et sur diagraphies (triangles). Le principal enseignement est que 32 % des discontinuités mesurées sur carottes n'ont pas été repérées par les diagraphies.

Les discontinuités repérées uniquement sur diagraphie sont majoritairement classées par l'opérateur en stratification/foliation. Parmi celles-ci, et après analyse visuelle des carottes, une bonne proportion fait réelle-

Répartition des pôles suivant procédure (SCH1)

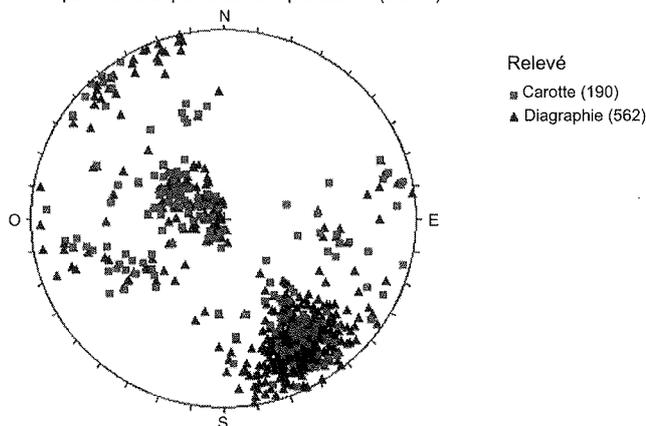


FIG. 4 SCH1 - Stéréogramme des pôles de discontinuités relevés sur carotte et sur diagraphie (Wulff).

ment partie des foliations mais quelques-unes sont en fait des diaclases ou filons pour lesquelles l'opérateur analysant les diagraphies n'a pas eu de critères suffisants pour les répertorier. Ce changement d'appréciation de la nature de la discontinuité a une importance du point de vue du creusement puisque cette nature différente peut impliquer un comportement mécanique différent.

Il faut noter que la famille 1 (N146-73) qui correspond à la foliation du calcaire marmoréen est beaucoup plus représentée sur diagraphie que sur carotte, car dans ce dernier cas, seules les discontinuités ouvertes ayant été mesurées, l'ensemble des joints n'a pas été relevé. La foliation constitue un caractère lithologique de la roche.

#### 5.1.2

#### Caractérisation des familles

Les familles présentées dans le tableau III sont classées par densité de populations décroissante. Les familles 1, 2 et 3 ont été repérées à la fois par les analyses sur les images des parois de sondage. Même si certains membres des familles 4, 5 et 6 sont effectivement visibles sur diagraphies, les familles n'ont pas été identifiées comme telles car trop peu de représentants ne permettaient pas de trancher sur l'existence de ladite famille (Fig. 5).

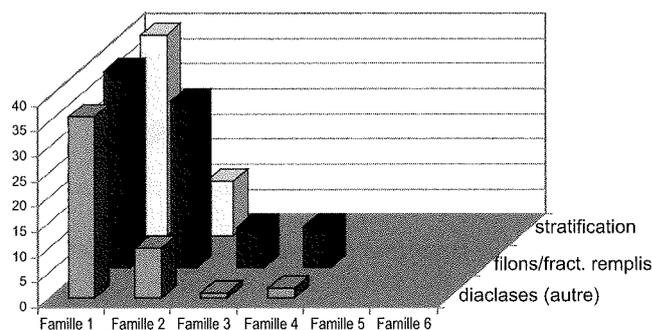


FIG. 5 Répartition des discontinuités par famille suivant leur nature (nombre). Relevés sur diagraphies (SCH1).

TABLEAU III Propriétés des familles de discontinuités du sondage SCH1.

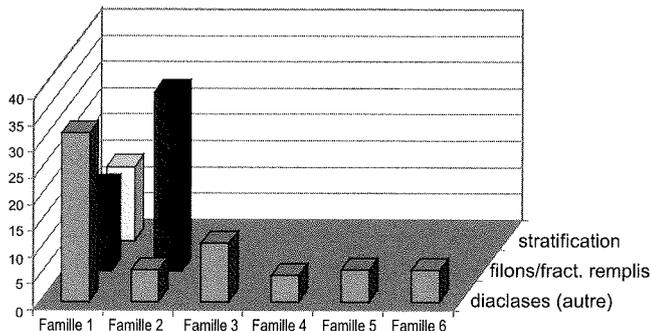
	Famille 1	Famille 2	Famille 3	Famille 4	Famille 5	Famille 6
Azimut (degrés)	146,50	298,93	241,22	343,70	77,30	103,26
Écart-type Azimut	5,22	16,08	6,18	5,40	5,55	4,52
Pendage (degrés)	73,61	28,61	58,05	61,25	84,31	61,61
Écart-type Pendage	9,87	9,65	6,12	2,84	2,19	4,34
Distance moyenne entre discontinuités (m)	1,23	1,73	4,36	3,83	12,87	9,11
Écart-type des distances	2,80	3,29	3,88	3,70	14,12	12,68
Angle $\theta$ (degrés)	42,00	40,00	65,00	25,00	64,00	61,00
Espacement (m)	0,91	1,32	1,84	3,47	5,04	4,42
Nombre de discontinuités observées sur carottes	32	6	11	5	6	6
Nombre de discontinuités relevées en diagraphies	494	54	9	10		

Si l'on étudie plus particulièrement les discontinuités identifiées comme « stratification » dans la famille 1, on s'aperçoit que très peu de joints de stratification ont été relevés effectivement sur carotte (15) alors que 440 joints de stratification ont été pointés en diagraphie, ce qui signifie qu'à peine 3 % des membres de la famille 1 constituent des discontinuités au sens mécanique. Ce résultat est particulièrement important dans l'optique d'une modélisation mécanique du massif.

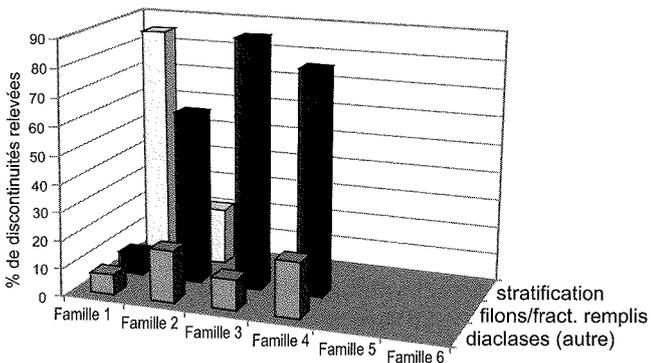
Pour étudier plus précisément les répartitions par type de fracture et par famille, nous avons proposé deux séries d'histogrammes : les figures 5 et 6 présentent la répartition du nombre de fractures obtenues respectivement sur diagraphie et sur carottes, en fonction de leur type (diacrise, stratification, ou filons/fracture avec remplissage). Afin de garder une échelle homogène, et pour permettre de simplifier la lecture, seuls 40 relevés de stratification ont été pris en compte pour les relevés sur diagraphie de la famille 1, alors que dans la réalité 419 joints de stratification ont été observés. La seconde série d'histogramme a été réalisée afin d'étudier la répartition en pourcentage du type de discontinuité par famille : la figure 7 pour les diagraphies et la figure 8, pour les carottes.

Différentes remarques peuvent être tirées de l'étude comparée de ces figures :

- les diagraphies ne permettent pas de reconnaître les familles 5 et 6 : ceci est dû au faible nombre de représentants de cette famille identifié par diagraphie, et ce, probablement, car ces deux familles se trouvent à la limite de la zone d'ombre due à l'axe du forage ;



**FIG. 6** Répartition des discontinuités par famille suivant leur nature (nombre). Relevés sur carottes (SCH1).



**FIG. 7** Répartition des discontinuités par famille suivant leur nature (%). Relevés sur diagraphies (SCH1).

- le pourcentage est calculé sur le nombre de représentants de chaque famille, ce qui explique que les allures générales pour un même type de discontinuité entre les graphiques en nombre et en pourcentage sont différentes ;

- globalement, les diagraphies permettent de relever beaucoup plus de discontinuités que le levé sur carotte ; la question de leur véracité ou de leur rôle mécanique se pose néanmoins puisque ces discontinuités ne s'ouvrent pas systématiquement au déconfinement ;

- la famille 1 présente des caractéristiques tout à fait intéressantes : si l'on n'avait eu que les résultats de diagraphie, on aurait pu avoir tendance à l'assimiler directement à la stratification ; or, les levés sur carottes font apparaître une répartition relativement différente (la part due à la stratification est faible en pourcentage), mais cela est en partie dû au fait que la stratification n'a pas été relevée systématiquement sur les carottes ; il est, par contre, important de noter que pour cette famille, et pour la passe considérée, on a relevé quasiment le même nombre de diaclases en diagraphie et sur carottes (36 contre 32) ;

- les familles 3 et 4 se caractérisent de manière semblable : en diagraphie on identifie à la fois des diaclases et des filons alors que sur carottes, seuls des filons sont observés.

Enfin la figure 9 présente un classement des discontinuités par famille, en fonction de la nature du remplissage. Ainsi, on peut donner une description plus globale de chaque famille :

- famille 1 : veines de calcite et diaclases argileuses suivant la foliation (stries visibles à N150 ou N330) ;

- famille 2 : veines de calcite (à 69 % imbriquées) ;

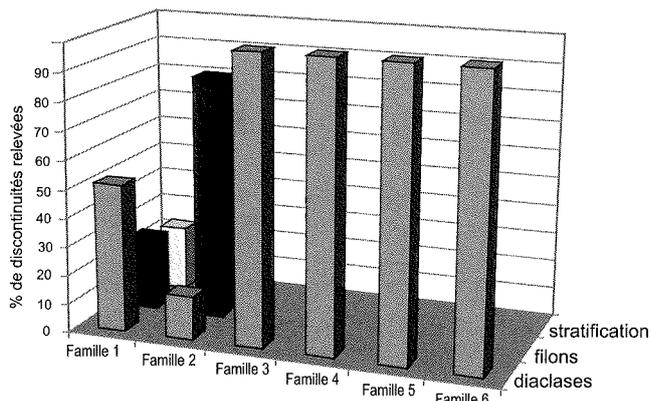
- famille 4 : diaclases avec peu de remplissage (stries visibles à N150 ou N330) ;

- famille 3, 5 et 6 : diaclases argileuses.

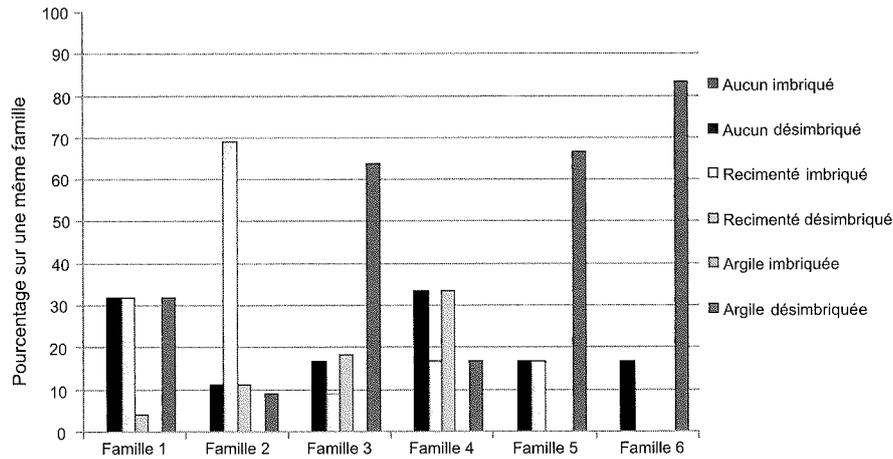
### 5.1.3

#### Facteurs entraînant un biais sur la détection des discontinuités par diagraphie

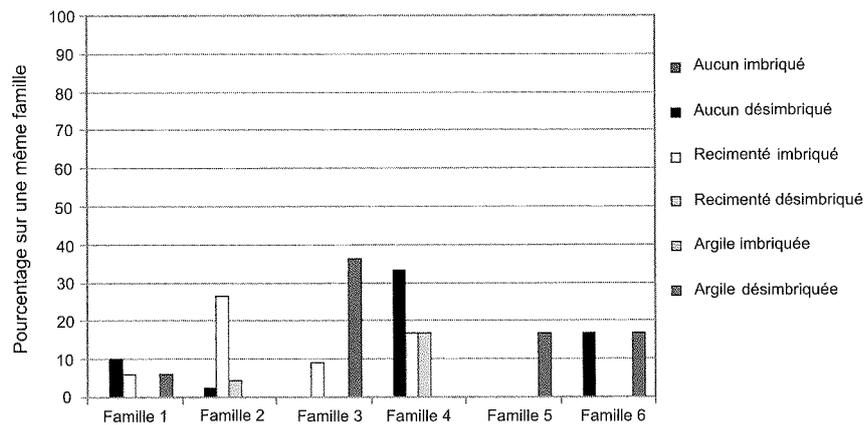
Afin de comprendre pour quelles raisons les familles 4, 5 et 6 n'ont pas été repérées sur les images de paroi, il faut analyser la nature du remplissage des discontinuités non détectées pour ces familles (Figs. 10 et 11). On constate que les discontinuités sans remplis-



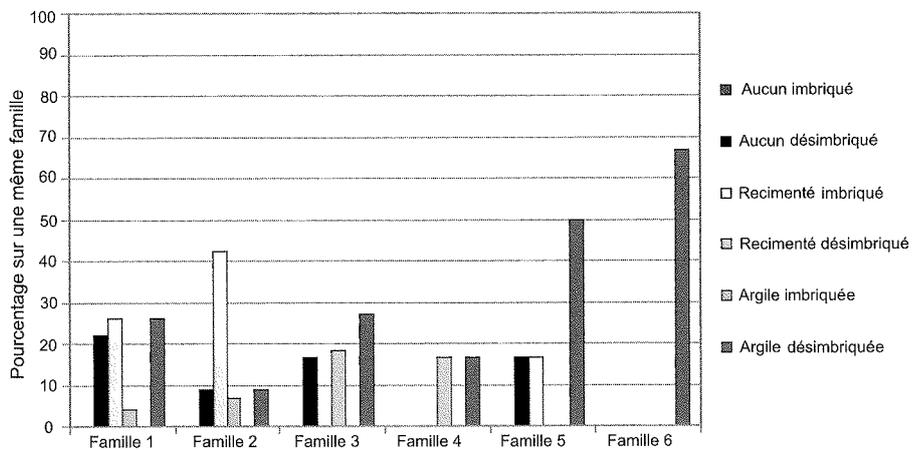
**FIG. 8** Répartition des discontinuités par famille suivant leur nature (%). Relevés sur carottes (SCH1).



**FIG. 9** Pourcentage de discontinuités en fonction du remplissage sur une même famille (SCH1).



**FIG. 10** Pourcentage de discontinuités non repérées par diagraphie en fonction de la nature du remplissage sur une même famille (SCH1).



**FIG. 11** Pourcentage de discontinuités repérées par diagraphie en fonction de la nature du remplissage sur une même famille (SCH1).

sage ou avec peu de remplissage sont celles qui posent le plus de problèmes à discerner. Si on considère les ouvertures mesurées sur discontinuités imbriquées, on observe que la famille 1 présente une ouverture entre 2 et 5 mm en moyenne (veines calciques), les familles 2 et 3, entre 0,5 et 2 mm en moyenne (veines calciques) et la famille 4, inférieure à 0,1 mm en moyenne (diaclasses).

Les discontinuités dont l'ouverture est inférieure à 0,2 mm sont rarement repérées par l'analyse sur images de paroi et ce, quelle que soit la nature du remplissage. Les discontinuités dont le remplissage est argileux sont mieux repérées : le contraste entre le remplissage brun et la couleur grise de la roche en est la raison majeure.

## Sondage SCH2

Le même travail d'analyse de données a été réalisé sur SCH2. Afin de ne pas surcharger le texte, nous avons choisi de ne présenter que les principaux résultats, sans systématiquement les illustrer par les différents histogrammes.

### 5.2.1

#### Comparaison des données suivant l'analyse sur carotte et sur diagraphie

Le stéréogramme de la figure 12 présente la comparaison des orientations des discontinuités relevées sur carottes et sur diagraphies. Globalement, 43 % des discontinuités mesurées sur carottes (donc des discontinuités ouvertes) n'ont pas été repérées sur les diagraphies, ce qui est une proportion relativement importante, supérieure à ce qui a été observé pour le sondage SCH1. A nouveau, on peut dire que les discontinuités repérées uniquement sur diagraphies sont essentiellement des stratifications ou foliations, mais également quelques diaclases ou filons pour lesquels l'opérateur des diagraphies n'a pas eu de critères suffisants pour les répertorier.

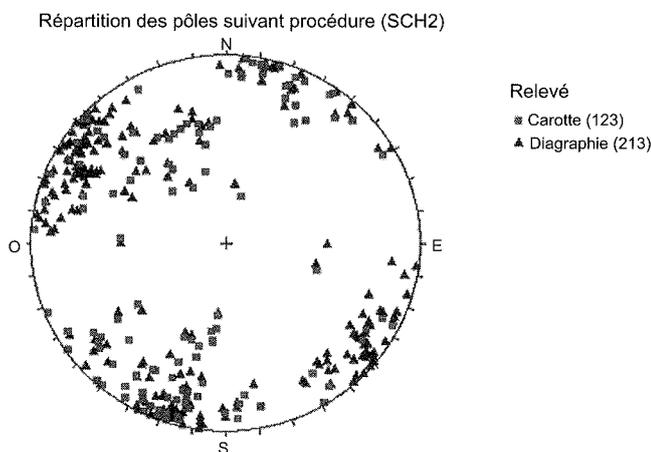


FIG. 12 Stéréogramme des pôles de discontinuité de relevés sur carottes et sur diagraphies sur canevas de Wulff (SCH2).

### 5.2.2

#### Caractérisation des familles

Cinq familles ont été finalement identifiées. De la même manière que pour le sondage SCH1, la famille qui correspond à la foliation est moins bien représentée pour les relevés sur carottes que pour les relevés sur images de paroi. Deux familles ont été repérées par les analyses sur les images des parois de sondage alors que les trois autres familles n'avaient pas été répertoriées, un trop faible nombre de leurs représentants ayant été vu en diagraphie, il n'était pas possible de déceler une famille.

L'analyse des histogrammes par type de fracture et par famille, en nombre et en pourcentage et non représentés ici, corrobore les résultats obtenus pour le sondage SCH1. Globalement, les diagraphies per-

mettent de relever beaucoup plus de discontinuités que le relevé sur carotte ; la question de leur véracité ou de leur rôle mécanique se pose néanmoins puisque ces discontinuités ne s'ouvrent pas au déconfinement. De plus, une des familles présente des caractéristiques tout à fait intéressantes : si l'on n'avait eu que les résultats de diagraphie, on aurait pu avoir tendance à l'assimiler directement à la stratification ; or, les levés sur carottes font apparaître une répartition extrêmement différente, puisque près de 80 % des discontinuités relevées sur carottes semblent être des diaclases (contre à peine plus de 6 % de stratification). Cela pourrait être en partie dû au fait que la stratification n'a pas été relevée systématiquement sur les carottes, mais cette explication n'est pas suffisante : en nombre absolu de discontinuités relevées, on identifie 38 diaclases sur carottes contre 9 sur diagraphie ; il est alors nécessaire de s'interroger sur la caractérisation des discontinuités et sur la méthode la plus adéquate, sans trancher ici entre la subjectivité de l'opérateur sur le terrain et celle, existante également, de celui qui a analysé les images ; cet exemple montre à quel point il faut être prudent avec les résultats. Une autre famille, caractérisée par la diagraphie comme contenant uniquement des filons ou fractures avec remplissage, est représentée, d'après l'analyse des carottes comme ayant une proportion importante de diaclases (60%). Il est néanmoins important de noter qu'une dernière famille présente, en revanche, un bon respect des proportions diaclases/filons entre les levés sur carottes et sur diagraphies.

### 5.2.3

#### Facteurs entraînant un biais sur la détection des discontinuités par diagraphie

A nouveau, on a analysé la nature du remplissage, afin d'expliquer pourquoi certaines discontinuités n'ont pas été détectées. Les familles constituées de discontinuités présentant le moins de remplissage calcique ou argileux sont celles qui ont été le moins bien détectées. Les familles repérées plus facilement sont celles qui présentent des veines calciques de plus grande ouverture. Les discontinuités dont l'ouverture est inférieure à 0,2 mm sont rarement repérées par l'analyse par imagerie de paroi et ce, quelle que soit la nature du remplissage. La qualité des images de parois du sondage SCH2 est d'ailleurs légèrement moins bonne que celles du sondage SCH1 (particules déposées sur les parois liées à la faible inclinaison du sondage). De la même manière que pour SCH1, les discontinuités dont le remplissage est argileux sont mieux repérées : le contraste entre le remplissage brun et la couleur grise de la roche en est la raison majeure.

### 5.3

#### Comparaison des résultats obtenus sur diagraphies et carottes pour la caractérisation des familles

Les méthodes d'analyse d'image sont de formidables outils de reconnaissance du terrain qui donnent dans un temps relativement court une vision globale de sa structure avec un degré de précision important. Néanmoins, lors de leur utilisation, il faut garder à l'esprit les limitations observées :

TABLEAU IV

Orientation de l'ensemble des familles détectées sur carottes et comparaison avec celles détectées sur les images pour les sondages SCH1 et SCH2.

	Direction (degrés)	Pendage (degrés)	Espacement (m)	Type dominant de discontinuité	Support d'observation	Aussi observée sur	
Classement de la plus (en haut) à la moins représentée	F1	N 133 à 148	51 à 90	0,91	Veines de calcite, diaclases sans remplissage et diaclases argileuses	SCH1	image de paroi
	F5	N 266 à 328	9 à 42	1,82	Veines de calcite (à 69 % imbriquées)	SCH1	image de paroi
	F8	N 06 à 34 N186 à 214	74 à 90	0,69	Veines de calcite et diaclases argileuses (ouverture du mm au cm)	SCH2	(carotte seule)
	F3	N 297 à 313	82 à 90	1,72	Veines de calcite et diaclases peu remplies (à 87% imbriquées)	SCH2 et SCH1	image de paroi
	F9	N 325 à 356	51 à 68	1,68	Diaclases avec peu de remplissage, ouverture autour de 0,1 mm	SCH1 et SCH2	(carotte seule)
		N 339 à 353	58 à 66	3,47			
	F2	N 230 à 250	49 à 65	1,84	Diaclases argileuses et veines de calcite	SCH1 et SCH2	image de paroi
	F4	N 187 à 203	49 à 59	3,45	Diaclases avec peu de remplissage, ouverture autour de 0,1 mm	SCH2	affleurement
	F7	N 69 à 86	82 à 87	5,64	Diaclases argileuses	SCH1	affleurement

– sur les deux forages étudiés, un nombre important de discontinuités relevées sur carottes n'avait pas été repéré par diagraphie (de 32 à 43 %) ;

– si l'on se place du point de vue mécanique, seule une faible partie de la stratification joue effectivement un rôle ;

– le nombre important de discontinuités relevées par diagraphie peut entraîner une sur-représentation d'une ou plusieurs familles au détriment d'autres qui peuvent alors ne pas être identifiées, car ayant un nombre de représentants proportionnellement trop faible ;

– la nature du remplissage est souvent délicate à identifier à l'aide des diagraphies seules ;

– la nature du remplissage influe fortement sur la capacité de l'imagerie à détecter les discontinuités (par contraste).

Le tableau IV reprend les caractéristiques de l'ensemble des familles recoupées par les forages présentées dans l'ordre de leur occurrence.

Enfin, il faut rappeler que pour l'analyse globale du massif, d'autres familles ont été prises en compte (Merrien-Soukatchoff *et al.*, 2007), familles qui n'avaient pas été vues par les sondages mais repérées à partir des analyses sur affleurement.

## 6

### Discussion : implication des résultats observés sur les paramètres de caractérisation du massif rocheux

Cette étape de caractérisation préalable est importante afin de bien maîtriser les données dont nous disposons pour le massif. Il est important ensuite de

savoir comment ces données influent sur les paramètres qui caractérisent le massif rocheux, paramètres jouant ensuite un rôle en vue du dimensionnement de l'ouvrage considéré. Pour cela, on s'est intéressé successivement à l'indice ID, au RQD et à l'influence de l'orientation sur les conditions de creusement.

## 6.1

### Indice ID d'intervalle entre discontinuités (hors foliation imbriquée)

L'AFTES (2003) définit l'indice de continuité (ID) comme « la moyenne des intervalles découpés par les discontinuités successives le long d'une ligne de mesure, dont il convient de préciser la longueur et l'orientation ». Cinq classes sont alors définies de ID1, densité de discontinuités très faible à ID5, densité de discontinuités très forte. Dans notre étude, nous avons calculé sur carottes et sur diagraphie cet indice, sans prendre en compte, dans ce dernier cas, les discontinuités identifiées comme étant de type foliation imbriquée.

Pour le sondage SCH1, il est calculé en s'appuyant sur 233 discontinuités obtenues sur diagraphies et 116 sur carottes. On obtient respectivement des valeurs de ID de 33 cm et 49 cm. L'ID varie donc peu en fonction du mode de reconnaissance utilisé et sa classe reste ID3, correspondant à une densité de discontinuité moyenne. On peut néanmoins noter que l'écart-type est plus faible pour les relevés sur carottes (49) que sur imagerie (62).

Les résultats mesurés sur le sondage SCH2 sont sensiblement équivalents. On reste dans la classe ID3 moyenne ID = 42 cm dans les deux cas, mesurée à partir de 73 valeurs relevées sur carottes et 74 valeurs relevées sur diagraphies.

## RQD (Rock Quality Designation)

L'indice RQD a été initialement défini par D. Deere, repris par l'AFTES (2003) comme « la somme, exprimée en pourcent et comptée sur une longueur de passe de 1 m, des longueurs des carottes supérieures à 10 cm et rapportée à la longueur de la passe ». Le diamètre de carottage utilisé (85 mm) permet d'utiliser cet indice de qualité du massif. Le RQD a été calculé classiquement sur les carottes. Il reste néanmoins difficile à évaluer sur carotte lorsque des zones localement très fracturées apparaissent. Les indices RQD présentés dans le tableau V ont donc été calculés sur des portions de carottes complètement renseignées. Un indice RQD équivalent a été estimé à partir de l'imagerie de paroi, à nouveau, sans prendre en compte les discontinuités identifiées comme foliation.

Il est intéressant de voir une diminution du RQD de quelques pourcents entre celui mesuré sur carotte et celui évalué sur images de paroi. Cet écart semble être lié aux biais de détection des discontinuités exposées plus haut (diaclasses d'ouverture inférieure à 0,2 mm environ et avec peu de remplissage).

Pour les sondages où des zones localement très fracturées apparaissent, l'évaluation du RQD par diagraphie optique reste la meilleure approximation : c'est le cas du sondage SCH2. En effet, seules quelques zones ont pu permettre une détermination du RQD. Il semble ici que l'écart entre les deux mesures de RQD pour une distance de 86,45 à 95,41 m correspond aux biais de détections sur images de parois, alors que celui de 74,56 à 85,09 m est plutôt lié à une mauvaise distinction entre veine et foliation de la part de l'opérateur d'imagerie.

## Orientation des discontinuités en fonction des conditions de creusement

L'orientation en travers bancs est généralement la meilleure, celle en direction (ou recoupant les couches successives avec un petit angle) la plus défavorable. S'il fallait classer les familles de discontinuités de la plus favorable à la moins favorable vis-à-vis des conditions de creusement, on obtiendrait, en utilisant les notations de l'AFTES (2003), rappelées dans le tableau VI : OR2a : F9 ; OR2b : F1 ; OR2b-OR3 : F4 ; OR3 : F3, F5, F8 ; OR4b en « direction pendage à droite » : F7 et OR4b en « direction pendage à gauche » : F2.

Si l'on rajoute à ce critère l'ouverture des diaclases et leur remplissage, les familles F2, F7 et F8 sont nettement défavorables alors que la famille F9 qui n'avait pas été détectée ni sur les affleurements ni sur les images de parois, mais uniquement sur analyse des carottes est finalement favorable aux conditions de creusement.

## Conclusion

En se basant sur les données géostructurales obtenues dans le cadre de l'avant-projet du tunnel de Saint-Béat, une étude comparée des méthodes de reconnaissance a été proposée. Pour cela, des mesures de discontinuités sur les carottes extraites ont été réalisées afin de recouper les informations données par diagraphies et établir les biais pouvant exister entre les relevés effectués sur carottes et sur images de parois.

**TABLEAU V** Comparaison des indices RQD.

Sondage	Passe du sondage (m)	RQD mesuré sur carottes	RQD estimé à partir des diagraphies
SCH1	37,20-70,00	91 %	96 %
	70,00-77,40	95 %	96 %
SCH2	74,56-85,09	100 %	96 %
	86,45-95,41	96 %	97 %

**TABLEAU VI** Conditions de creusement suivant l'orientation d'une discontinuité.

Classes	Orientation des discontinuités		Conditions de creusement		
	Angle entre pendage et axe du creusement (degrés)	Pendage (degrés)			
OR1	Quelconque	0 à 20	En bancs sub-horizontaux		
OR2	a b	0 à 30	20 à 90	en travers bancs	avec le pendage contre le pendage
				Conditions intermédiaires	
OR3	30 à 65	20 à 90			
OR4	a b	65 à 90	20 à 60 60 à 90	en direction	pendage moyen pendage fort

**TABEAU VII Synthèse et importance des biais répertoriés entre levés sur carottes et imageries de paroi.**

Biais rencontrés	Sur carottes	Sur diagraphies
Sur l'orientation des discontinuités	<i>Important</i> (lié à l'erreur de positionnement de la génératrice : $\pm 15$ degrés)	<i>Minime</i> (lié à l'incertitude de l'appareillage : $\pm 1$ degré)
Sur la détection des discontinuités	<i>Aucun</i> si la trace de la discontinuité est complète <i>Moyen</i> si la trace est partielle <i>Important</i> si la densité de fracturation est élevée (zones en petits morceaux non exploitables)	<i>Important</i> si ouverture < 0,2 mm avec peu ou pas de remplissage <i>Moyen</i> si ouverture > 0,2 mm avec remplissage argileux (57 % pour SCH2 et 68 % pour SCH1 de discontinuités détectées)
Sur l'ouverture des diaclases	<i>Important</i> si la discontinuité est désimbriquée (donnée non accessible) <i>Aucun</i> si imbriquée	<i>Minime</i> (lié à l'incertitude de l'appareillage)
Sur le type de discontinuité	<i>Minime</i> (lié à l'appréciation du géologue)	<i>Moyen à important</i> (confusions possibles liées à la qualité de l'image et l'appréciation du géologue)
Sur les paramètres et critères des discontinuités	<i>Minime</i> (lié à l'appréciation du géologue)	<i>Important</i> (donnée non accessible excepté pour le remplissage)

Les relevés sur diagraphies ont été effectués par la société EGS, conformément à ce qui est décrit dans Laurent (2005). Les relevés sur carottes ont été effectués suivant la procédure décrite dans le texte : repérage de discontinuités discernables par diagraphies et sur carottes pour tracer la génératrice (foliation ou diaclases ouvertes) puis mesure des orientations de discontinuités sur la passe dans le repère relatif (azimut calculé à partir de la distance entre le point le plus bas de l'ellipse et la génératrice), pendage calculé à partir de la longueur de la discontinuité projetée sur l'axe de la carotte (pied à coulisse), détermination des paramètres et caractéristiques des discontinuités (type, altération du massif, trace, ouverture, altération des épontes, rugosité, remplissage) et enfin notation des zones non renseignées (prélèvement ou zones non exploitables). Les données récoltées sont ensuite replacées dans le repère réel par changement de repère.

Ces relevés ont permis de retrouver l'ensemble des familles répertoriées par diagraphie et sur affleurement. Une seule famille a cependant été détectée uniquement par l'analyse des carottes (F9). Dans notre cas, cela ne pose pas de problème car elle n'a que peu d'incidence sur les conditions de creusement. Cette étude a aussi permis d'établir une liste des biais relatifs aux relevés sur diagraphie, repris dans le tableau VII, dans le cas particulier du massif du Cap du Mount. Il faut noter que les paramètres et critères des discontinuités sont des éléments importants pour répertorier les familles de discontinuités. Les critères morphologiques ou génétiques doivent être corrélés aux orientations pour distinguer les familles : en ce sens, les relevés sur carotte et sur affleurement donnent beaucoup plus d'informations que l'analyse des diagraphies. C'est, par contre, un travail beaucoup plus long et fastidieux.

Les biais engendrés par les différentes méthodes de relevé de discontinuités ont des incidences directes sur le calcul des indices de qualité du massif. Le RQD calculé sur carottes pour SCH1 est inférieur de 1 à 5 % à celui calculé sur diagraphie. Il est tantôt inférieur, tantôt supérieur pour SCH2 à cause des confusions existant quant à la description des discontinuités. La densité de discontinuité est systématiquement sur-évaluée sur les diagraphies par rapport aux résultats sur carottes.

L'analyse sur carotte permet entre autres de caractériser le remplissage et apporte des indications importantes sur la bonne tenue des blocs rocheux à l'affleurement, ce qui est intéressant pour définir les conditions de creusement. L'orientation des discontinuités sur carotte reste néanmoins périlleuse lorsque la génératrice repère doit être positionnée ; c'est pourquoi les différentes analyses doivent être complémentaires, tout en gardant en mémoire les limites de chacune des méthodes (tableau VII).

En ce qui concerne la détection et l'identification de la nature des discontinuités, sur les deux forages étudiés, un nombre important de discontinuités relevées sur carottes n'avait pas été repéré sur les images de paroi (32 et 43 %). Ces proportions d'échec sont du même ordre – mais moins variable – que celles déjà constatées dans les études du tunnel du Lioran (Fouché et Alfonsi, 2005). Dans ce cas, on avait à faire à des brèches hétérogènes avec un taux de récupération de données structurales parmi six forages compris entre 80 et 50 %.

L'utilisation de l'imagerie de paroi comporte un certain risque : utilisée seule, sans discernement, elle ne fournit pas un levé complet des discontinuités significatives (fractures), et, en plus, elle noie les fractures dans des objets moins significatifs mécaniquement. En effet, seule une très faible partie des surfaces identifiées comme stratification-foliation sur image de paroi jouera effectivement un rôle mécanique ; le nombre important de discontinuités non significatives relevé entraîne une sur-représentation d'une famille au détriment d'autres qui existent mais ne sont peut-être pas identifiées comme telles.

Il est nécessaire de corrélérer la description des discontinuités avec leur orientation pour caractériser chaque famille (Ozkaya, 2003). Le levé sur carotte demande un travail beaucoup plus long et difficile mais donne beaucoup plus d'informations que l'analyse des images de paroi. En effet, identifier la nature du remplissage est impossible à l'aide des images de paroi seules, et cela d'autant moins qu'elle influe fortement sur la capacité de l'imagerie à détecter les discontinuités. L'analyse sur carotte permet de caractériser le rem-

plissage et apporte des indications importantes sur la tenue des blocs rocheux à l'affleurement et sur les conditions prévisibles de creusement.

Tout cela montre à quel point il faut être prudent avec les résultats de l'imagerie de paroi, et ne pas les exploiter seuls. L'opérateur sera d'autant plus pertinent dans le pointé des structures qu'il disposera de données concernant la géologie précise du massif. En même temps, on a besoin d'une imagerie numérique de qualité pour réorienter les carottes dans le repère géographique. Pour nuancer les limites de l'imagerie de paroi, on doit se comparer à d'autres techniques de diagraphie. Genter (1997) montre que le BHTV permet de caractériser environ 50 % des fractures visibles sur les carottes, et le FMS moins de 10 % (celles dont l'épaisseur dépasse la résolution de l'outil, soit 1 mm dans le premier, et 7 mm dans le second). Encore ces proportions sont-elles données dans le cas d'une acquisition de qualité. La précision est d'autant plus grossière que les fractures sont fermées (sans vide résiduel), colmatées par un remplissage de même minéralogie que la roche (peu de contraste physique) ou de petite taille (au-dessous du seuil de résolution). L'imagerie numérique, utilisée dans notre exemple, reste donc la meilleure méthode disponible dans les roches dures peu argileuses.

Comme dans tout croisement de méthodes, on peut conclure qu'elles sont complémentaires et que les deux sont utiles. Ici, cela va plus loin car ces métho-

des s'appuient l'une sur l'autre et l'une ne peut donner son plein rendement sans l'autre. On préconise donc d'étalonner le levé sur image numérique de paroi au moyen d'un levé systématique sur quelques tronçons de carottes sélectionnés pour leur représentativité de la typologie des discontinuités. Si dans une situation particulière, on était obligé de se contenter d'une des deux méthodes, il faudrait garder en mémoire les limites et les biais mis en évidence dans cette étude, et tenter de les corriger.

#### REMERCIEMENTS

A V. Constans, stagiaire ENSG, dont le travail a contribué à l'avancement de cette étude.

A la société EGS pour le levé des discontinuités sur les images optiques.

#### ABRÉVIATIONS

AFTES :	Association française des travaux en souterrain
SIMR :	Société internationale de mécanique des roches
ENSG :	École nationale des sciences géologiques

## Bibliographie

- AFTES – Recommandations relatives à la caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains. *Tunnels et ouvrages souterrains* n° 177, 2003, p. 138-186.
- Cornet F. – Reconnaissance par diagraphies des fractures recoupées par un forage. *Rev. Franç. Géotech.*, vol. 45, 1988, p. 5-19.
- Dezayes C. – *Caractérisation et interprétation d'un volume rocheux fracturé à partir de données de forages – les forages thermiques de Soultz-sous-Sorêts*. Documents du BRGM 251. Ed. BRGM, Orléans, 1996, 200 p. + annexes.
- Fouché O., Alfonsi P. – La simulation stochastique des fractures pour évaluer l'incertitude géotechnique dans le cas d'un tunnel en massif rocheux. *Geoline*, Lyon, mai 2005, CD-Rom, 12 p.
- Fouché O., Gasc-Barbier M., Gaillard C. – Uncertainty in sampling the fracture network from cores and borehole images. *Int. J. of Rock Mech.* En cours de prise en compte des remarques des reviewers (soumis).
- Gasc-Barbier M., Virely D., Guittard J., Merrien-Soukatchoff V. – Different approaches to study the fracturation of a marble rock – interest in Saint-Béat tunnel (French Pyrenées). *Eurock*, Liège, mai 2006, p. 619-623.
- Genter A. – Évaluation de la fracturation des réservoirs par forages : comparaison entre les données de carottes et d'imagerie de paroi. *Revue de l'IFP*, éd. Technip, vol. 52, n° 1, 1997, p. 45-60.
- Genter A., Castaing C., Dezayes C., Tenzer H., Traineau H., Villemin T. – Comparative Analysis of Direct (Core) and Indirect (Borehole Imaging Tools) Collection of Fracture Data in the Hot Dry Soultz Reservoir (France). *J. of Geophysical research*, vol. 102, n° 7, 1997, p. 15.419-15.431.
- Guittard J., Souvignet S., Gasc-Barbier M., Virely D. – Field investigations realized for Saint-Béat tunnel (France, 31). *Geoline 2005*, Lyon, 23-25 mai 2005, CD-Rom, 6 p.
- Laurent S. – Optical and acoustic borehole imagery for precise structural data. *Geoline 2005*, Lyon. CD-Rom, 23-25 mai 2005, 6 p.
- Merrien-Soukatchoff V., Gasc-Barbier M., Korini T. – Geomodelling of a fractured rock mass and subsequent mechanical assessments. *Felsbau* 25, n° 4, 2007, p. 8-11.
- Mikhailov O.V., Queen J., Nafi Toksöz M. – Using borehole electroseismic measurements to detect and characterize fractured (permeable) zones. *Geophysics*, vol. 65, n° 4, 2000, p. 1098-1112.
- Özkaya S. – Fracture Length Estimation From Borehole Image Logs. *Mathematical Geology*, vol. 35, n° 6, 2003, p. 737-753.
- Palmer S.P., Smith J.A., Waters K. – Fracture detection in crystalline rocks using ultrasonic reflection techniques. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, vol. 18, 1981, p. 403-413.
- Priest S.D. – *Discontinuity analysis for rock engineering*. Chapman & Hall. Londres, 1993.



# Calcul en fiabilité d'un quai sur pieux à partir de données d'instrumentation

**H. YÁÑEZ-GODOY**

OXAND SA  
49, av. Franklin-Roosevelt  
77210 Avon, France  
humberto.yanez@oxand.com

**F. SCHOEFS  
A. NOUY**

Université de Nantes  
Institut de recherche  
en génie civil  
et mécanique (GeM)  
UMR 6183 CNRS  
franck.schoefs@univ-nantes.fr

## Résumé

Les résultats de l'instrumentation d'un quai sur pieux ont permis d'établir une méthodologie de mise à jour des calculs de fiabilité par instrumentation des structures. Cette approche repose sur la prise en compte de manière probabiliste des phénomènes naturels et mécaniques (marée, vent, poussée du remblai) et de certaines conditions aux limites (dont l'interaction sol-tirant-plaque d'ancrage).

# Reliability assessment of a harbour structure from structural monitoring

## Abstract

In this paper the instrumentation of a pile-supported wharf is the support to establish the updating of a reliability assessment by structural instrumentation. This approach is based on the taking into account of the natural and mechanical phenomena (tide, wind and embankment loading) and of certain boundary conditions (for example the soil-rod-anchoring plate interaction) in a probabilistic way.

## Introduction

Le calcul en service d'ouvrages complexes où le sol joue un rôle déterminant reste encore un défi. Il est pourtant souvent nécessaire dès qu'il s'agit de prolonger la durée de service de certaines structures. Lorsqu'un remblai est réalisé, les conditions de mise en œuvre présentent un aléa important et rendent difficile, voire impossible toute modélisation ultérieure du comportement réel. L'instrumentation est une piste explorée depuis une dizaine d'années pour différents types de structures dont une revue est disponible dans Verdure (2004). D'un coût acceptable (0,8 à 1,3 % du projet), celle-ci fournit en effet de précieuses informations. Des analyses inverses sont alors nécessaires si l'on souhaite passer de l'analyse des données à la modélisation.

Cet article présente une application à partir d'une structure pilote de type quai sur pieux. On introduit tout d'abord la problématique du calcul en fiabilité de structures existantes. L'ouvrage et son instrumentation sont présentés. Les résultats sont commentés. La phase de modélisation, des séries temporelles et de la mécanique de l'ouvrage est ensuite proposée en vue d'une identification des variables. L'article se conclut sur l'identification des variables et le calcul de fiabilité du quai.

## Problématique du calcul en fiabilité de structures existantes

Le calcul de fiabilité implique la construction d'un critère de défaillance classiquement appelé fonction d'état limite ou marge de sécurité dans des cas linéaires. L'état limite inclut non seulement les caractéristiques structurales qui assurent la portance des divers chargements (pour une période prédéfinie), mais aussi les critères de confort.

On considère un critère d'état limite de type performantiel :  $G = u_{\max} - u_c$ , où  $u_c$  est le déplacement critique qui traduit l'exigence du gestionnaire en terme de déplacement de la structure et  $u_{\max}$  est le déplacement maximal le long de l'ouvrage. Le gestionnaire du Port Autonome de Nantes – Saint-Nazaire (PANSN) suggère un déplacement maximal le long du quai de 0,01 m. En effet, le déplacement de la plate-forme du quai engendre un déplacement du sol, un décompactage, puis des tassements irréversibles derrière la plate-forme à la jonction entre cette dernière et le remblai (Fig. 1). Cette situation rend l'ouvrage quasiment inexploitable. Les déplacements sont calculés avec un modèle 2-D (Yáñez-Godoy, 2008) qui prend en compte une variable aléatoire caractérisant le comportement spatial du quai et les sollicitations du vent (Yáñez-Godoy *et al.*, 2008a). La probabilité de défaillance  $P_f$  est alors calculée. Elle est définie par :  $P_f = P(u_{\max} > 0,01 \text{ m})$ .



FIG. 1 Tassements de la zone aval du quai TMDC-4, Montoir.  
Settlements in the downstream zone of TMDC-4 wharf.

## L'ouvrage et son instrumentation

### Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage étudié concerne l'extension du terminal à bois de Cheviré, poste 4 (référéncé quai C-4 par la suite). Le quai C-4 est situé en aval du pont de Cheviré, à proximité de Nantes, sur la rive gauche de la Loire. Il s'agit d'un quai sur pieux de 180 m de longueur et 34,50 m de largeur, prévu pour recevoir des navires de longueur maximale de 225 m et d'un tirant d'eau de 9,10 m. La figure 2 décrit les éléments principaux du quai C-4.

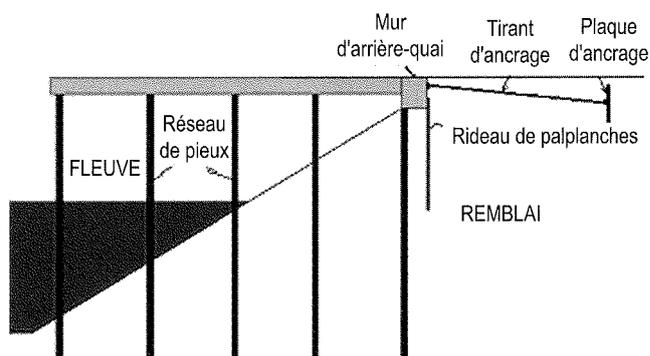


FIG. 2 Éléments principaux du quai C-4.  
Main elements of C-4 wharf.

On considère ici uniquement le comportement quasi statique de ce quai. Les situations de chargement comprennent : (1) le chargement vertical provenant du poids propre de la structure, des grues et du stockage ; (2) le chargement horizontal venant de la poussée du remblai sur le mur d'arrière-quai (actions dues au remblayage et aux variations de la marée), l'accostage et l'amarrage des navires et des actions du vent sur les grues. Les hypothèses principales, généralement admises, proviennent d'avis d'experts et d'études d'incertitudes réalisées pendant la préparation de l'Eurocode 7 (Magnan, 2006). On se concentre ici sur les charge-

ments pour lesquels les risques et les incertitudes sont les plus importants : chargements horizontaux et particulièrement celui agissant de la rive vers le fleuve.

### 3.2

## Instrumentation structurale

L'objectif étant d'analyser le comportement du quai sous chargement horizontal, on a choisi d'instrumenter les tirants d'ancrage, éléments sensibles du quai et non accessibles après le chantier, et de suivre des grandeurs comme le déplacement du quai, le niveau de la marée et de la nappe dans le remblai. Le quai étant peu exploité durant la prise des mesures, et aucune relation entre la présence d'un navire (sans tempête) et le niveau d'effort n'ayant pu être mise à jour, seuls les chargements de remblai ont été analysés.

Douze tirants d'ancrage ont été instrumentés. Régulièrement répartis sur la longueur de l'ouvrage, ils ont été repérés et nommés par une lettre « T » et leur abscisse longitudinal  $x$  en mètre, afin de suivre l'effort normal (Fig. 3). L'originalité de cette instrumentation se trouve dans la volonté de disposer d'une forte proportion de tirants instrumentés (30 %) permettant de dégager les variations spatiales et de réaliser des modélisations probabilistes s'appuyant sur un traitement statistique. Le choix d'une instrumentation située derrière l'arrière-quai permet d'éviter le traitement du frottement latéral sur les tirants, identifié comme phénomène important par Verdure (2004) et constaté aussi sur le quai du port de Calais (Delattre et Mespoulhé, 1999), sur le quai d'Osaka au Havre (Delattre *et al.*, 1999), sur le quai Port 2000 (Marten, 2005) et sur le quai Altenwerder (Gatterman *et al.*, 2001).

Par ailleurs, des mesures de hauteur de nappe d'eau dans le remblai ont été effectuées à l'aide de trois piézomètres implantés derrière le mur d'arrière-quai et reliés au poste d'acquisition (de type Campbell Scientific « CR10X ») qui centralise l'ensemble des données. Un marégraphe a mesuré le niveau réel de la marée toutes les cinq minutes. Le marégraphe du PANSN était situé à 1 km en aval du pont de Cheviré. Les données ont été rapportées au zéro des CM.

## Résultats de l'instrumentation

La modélisation du comportement de tirants passifs dans des remblais reste un sujet d'investigation en géotechnique. Certains calculs par éléments finis ont permis de représenter en partie le comportement observé, mais la question de l'ajustement des paramètres reste délicate (Marten, 2005). Avec l'instrumentation, on cherche donc à caractériser un comportement global du complexe « sol-tirant-plaque d'ancrage » (STPA).

On encadre les analyses des mesures d'efforts dans les tirants d'ancrage du quai en ciblant les deux types de variations qui caractérisent ces efforts :

- variations temporelles : des variations à moyen terme, où se pose la question des niveaux d'efforts au cours d'un même mois (une période de révolution de la lune) et des variations à court terme, où on s'est intéressé à l'amplitude des efforts durant une marée au cours d'une demi-journée ;
- variations spatiales, d'un tirant à l'autre.

Parmi les résultats importants (Yáñez-Godoy, 2008), on a constaté une forte dispersion dans l'espace et le temps :

- des profils d'efforts repris par les tirants le long du quai (Fig. 4) ;
- de la sensibilité des tirants à la marée.

Le *premier point* renvoie aux conditions initiales au cours du chantier. En effet, le constat du passage répété d'engins d'approvisionnement au niveau des tirants T0 à T65 au cours du chantier a pu entraîner un compactage plus important du remblai sur la partie amont du quai.

Le *second point* est directement lié à la raideur du complexe STPA. Yáñez-Godoy *et al.* (2008b) ont montré, qu'en présence de forts coefficients de marée (supérieurs à 90), le comportement de chaque tirant pouvait être représenté par un coefficient de sensibilité à la marée, défini comme le ratio entre la variation des efforts au cours d'une marée et la variation de hauteur d'eau dans le remblai correspondant. En situation de tempête, on se trouve en général dans la situation de

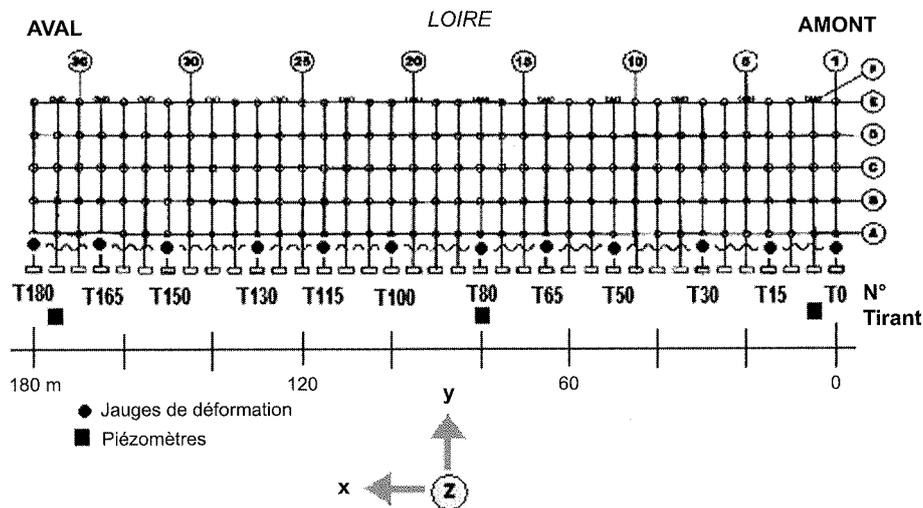
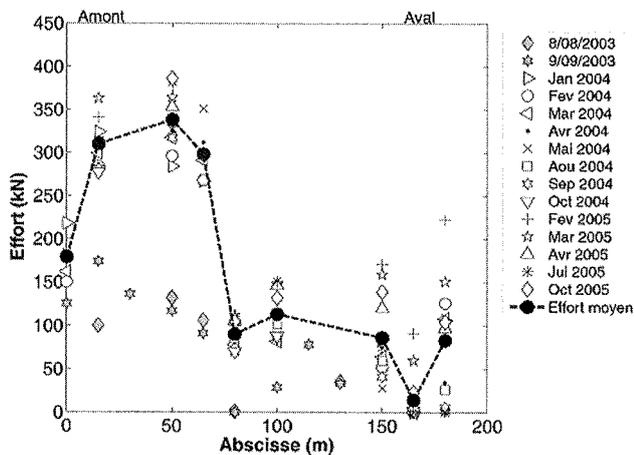
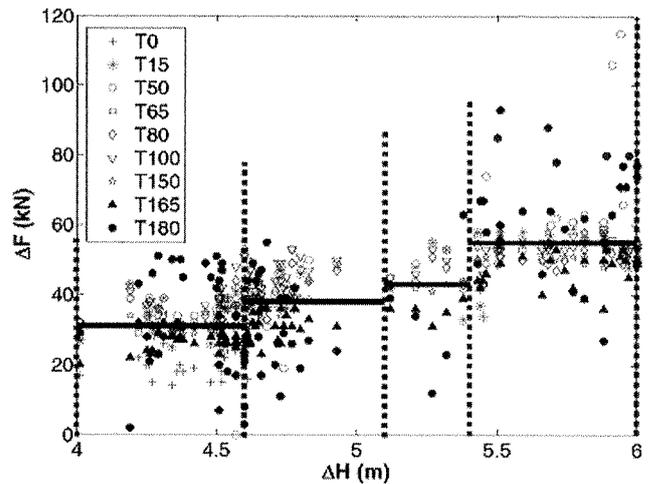


FIG. 3 Schéma de la répartition de l'instrumentation le long du quai C-4. Instrumentation implanted along the C-4 wharf.



**FIG. 4** Variabilité de l'effort à moyen terme le long du quai C-4.  
Medium-term evolution of the monthly average measured load in the tie-rods along the C-4 wharf.



**FIG. 5** Variation de l'effort  $\Delta F$  en fonction du niveau d'eau de la Loire  $\Delta H$ .  
Variation of the measured normal load in the tie-rods according to water level variation of the river Loire during falling tides of high coefficient.

forts coefficients et on analyse les valeurs de sensibilité obtenues avec des coefficients de marée (CMAR) variant dans l'intervalle [95 ; 111]. La figure 5 montre la variation de l'effort  $\Delta F$  en fonction de la variation des niveaux d'eau de la Loire  $\Delta H$  pour l'ensemble des tirants d'ancrage pendant des marées descendantes de forts coefficients CMAR. On note une évolution croissante de  $\Delta F$  à mesure que  $\Delta H$  augmente. Les intervalles  $I_{\Delta H}$  pour chaque quai de la figure 5 sont identifiés sur la base d'une variation moyenne inférieure à 10 % par intervalle.

L'analyse statistique des mesures, l'étude de l'effet de la marée et l'identification des sources d'aléas et d'incertitudes ont permis de définir un modèle stochastique mécano-probabiliste représentatif du comportement global du quai.

## 5

### Modélisation mécano-probabiliste et calcul en fiabilité

#### 5.1

#### Modélisation du processus spatio-temporel

Pour représenter l'aléa en terme d'effort à la marée étale et de sensibilité d'effort à la marée, on a choisi un modèle de comportement unilatéral du complexe STPA à un seul paramètre : une raideur mécanique,  $k$ , aléatoire qui permet de justifier la variabilité de chargement le long de l'ouvrage.

On fait l'hypothèse d'un découplage des deux phénomènes suivants : les variations d'efforts dans les tirants à moyen terme le long du quai et la sensibilité des tirants à la marée. Les mesures sont des suites finies d'observations indexées par le temps. On considère qu'une série temporelle observée est la réalisation d'un processus aléatoire.

L'effort total dans les tirants ( $F$ ) peut être caractérisé comme un processus stochastique indexé en espace

par l'abscisse  $x$  et en temps  $t$ ,  $F(x,t,\theta)$ . Les capteurs enregistrent des réalisations de trajectoires de ce processus :  $F(x_i, t_j, \theta_k)$ , où  $\theta_k$  représente l'aléa généré par l'événement  $k$ . On observe alors un effort total dans les tirants caractérisé par :

$$F(x,t,\theta) = F_r(x,t) + F_m(x,t,\theta) \quad (1)$$

où  $F_r(x,t)$  est la composante permanente due au chargement du remblai seul  $F_r$  et  $F_m(x,t,\theta) = k(x,t,\theta).u(x)$  représente la composante due au chargement de la marée, c'est-à-dire, au déplacement du quai  $u(x)$  à partir de la position d'équilibre sous la poussée de la marée sur le remblai et en fonction de la raideur  $k(x,t,\theta)$  du système STPA.

Toutes les mesures ont été obtenues sur une période de non exploitation du quai. On considère donc un découplage à ce niveau. Ce choix évite de résoudre un problème d'optimisation à un grand nombre de degrés de liberté (chargement extérieur, paramètres du modèle mécano-probabiliste, etc.).

D'abord, on suppose que le processus stochastique de chargement des tirants est stationnaire et ergodique en temps. En particulier à un instant  $t_j$ , on ne dispose que d'une réalisation  $F(x_i, t_j, \theta_k)$  du processus. Par la suite et par abus d'écriture, on fait référence à ce processus de cette manière :  $F(x,\theta)$ . Cela implique que chaque réalisation de cette variable provient d'une mesure à un temps donné.

La génération du champ  $F(x,\theta)$  par une seule variable  $k(\theta)$  permet de réduire la complexité pour se concentrer sur un développement robuste de la méthode d'identification des caractéristiques de  $k$ . Le comportement au cours des marées de fort coefficient conduit à l'identification de la raideur équivalente  $k$  du complexe STPA pour le quai (voir § 5.2).

En l'absence de tout autre chargement, le remblai génère un pré-chargement  $F_r$  dans les tirants (éq. 1). La détermination du chargement déterministe du remblai  $F_r$  est nécessaire en raison de la méconnaissance du chargement de la pression du sol et de l'impossibilité actuelle de prédire ce comportement avec des modèles numériques. En particulier, il a été montré (Verdure, 2004 ; Verdure *et al.*, 2005) que les calculs d'ana-

## Identification des caractéristiques de la variable aléatoire $k$

lyse limite ne fournissent pas une borne supérieure aux efforts mesurés. Les méthodes aux éléments finis impliquent, quant à elles, le calage d'un grand nombre de paramètres *a priori* inconnus ou non mesurables directement dans une telle situation (Marten, 2005). Il paraît difficile dans ces conditions de proposer un modèle robuste de chargement aléatoire de remblai. On reporte alors tout aléa et incertitude sur les paramètres du modèle mécano-probabiliste.

Le chargement déterministe dû à la poussée des terres  $F_R$  est cherché en le supposant uniforme sur tout le quai, représenté par des efforts ponctuels en chaque point d'ancrage des tirants sur l'arrière quai et calculé par une analyse inverse en utilisant l'algorithme du simplex présenté dans Lagarias *et al.* (1998). Un modèle mécanique de type poutre de Timoshenko libre (modèle 2-D) permet de réduire considérablement les temps de calcul. Ses paramètres ont été identifiés à partir d'un modèle complet 3-D du quai (Yáñez-Godoy, 2008). Le problème d'optimisation correspondant se résout par la méthode des moindres carrés comme suit :

$$F_R = \underset{F_R}{\operatorname{argmin}} (\lambda(F_R)) \quad (2)$$

$$\lambda(F_R) = \left( \sum_{i=1}^n (F_{r,mes}(x_i) - F_r^c(x_i, F_R, k_d))^2 \right)$$

où  $\lambda(F_R)$  est la fonction de performance ; on repère par  $x_i$  l'abscisse des points où on dispose de mesures ;  $F_r^c(x_i, F_R, k_d)$  est l'effort dans le tirant d'ancrage d'abscisse  $x_i$  résultant d'un calcul avec le modèle 2-D en appliquant un chargement du remblai  $F_R$  et avec une raideur  $k_d$ , étant prise à une valeur nominale de 61,9 MN/m, correspondant à la raideur d'un tirant seul parfaitement encastré dans la plaque d'ancrage sans considérer l'interaction avec le sol.

Les résultats du chargement déterministe du remblai sont présentés sur la figure 6. Les points 1 et 8 se trouvent « décalés » par rapport aux points voisins ; un défaut de compaction du remblai et de pose du mécanisme de liaison du tirant pourraient expliquer ces irrégularités (Yáñez-Godoy *et al.*, 2008b).

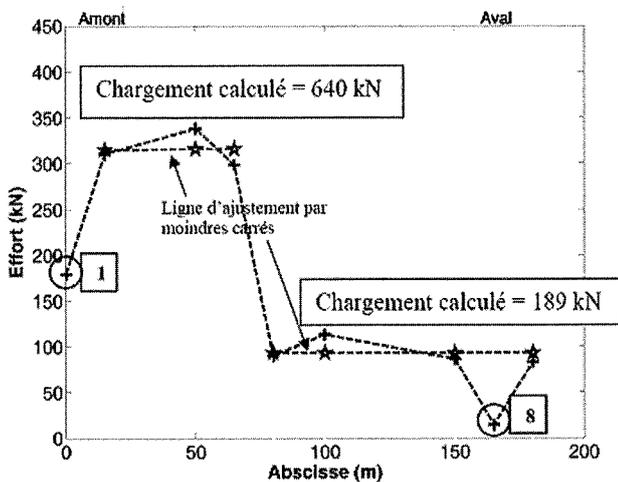


FIG. 6 Calcul de la poussée du remblai  $F_R$ .  
Computed embankment loading.

Afin d'identifier la variable  $k(\theta | \Delta H)$ , qui représente la raideur du complexe STPA, on considère trois étapes (Yáñez-Godoy, 2008) :

- estimation, pendant une marée descendante, de l'évolution du chargement déterministe du remblai, pour chaque intervalle  $I_{\Delta H}$  appelé chargement de marée  $\Delta F_{CM}(I_{\Delta H})$  (Fig. 5) ;
- calcul des événements  $k(\theta | I_{\Delta H})$  connaissant  $\Delta F_{CM}(I_{\Delta H})$  ;
- identification de la distribution de  $k(\theta | I_{\Delta H})$  en utilisant l'identification sur le chaos polynomial (Yáñez-Godoy *et al.*, 2008a).

L'étape (a) est effectuée comme pour l'obtention de  $F_R$ . Le problème d'optimisation correspondant se résout comme suit :

$$\Delta F_{CM}(I_{\Delta H}) = \underset{\Delta F_{CM}(I_{\Delta H})}{\operatorname{argmin}} (\lambda(\Delta F_{CM}(I_{\Delta H}))) \quad (3)$$

$$\lambda(\Delta F_{CM}(I_{\Delta H})) = \sum_{i=1}^n (\Delta F^c(x_i, \Delta F_{CM}(I_{\Delta H}), k_d) - \Delta F(I_{\Delta H}))^2$$

où  $\lambda(\Delta F_{CM}(I_{\Delta H}))$  est la fonction de performance ;  $\Delta F^c(x_i, \Delta F_{CM}(I_{\Delta H}), k_d)$ , la variation de l'effort dans le tirant d'ancrage d'abscisse  $x_i$  résultant d'un calcul avec le modèle 2-D, en appliquant un chargement de marée  $\Delta F_{CM}(I_{\Delta H})$  et avec  $k_d = 61,9$  MN/m ;  $\Delta F(I_{\Delta H})$  pour chaque  $I_{\Delta H}$  est obtenu à partir de la figure 5 et est égale à : 32, 38, 43 et 55 kN. Les valeurs obtenues pour  $\Delta F_{CM}(I_{\Delta H})$  sont les suivantes : 64, 77, 87 et 111 kN.

Pour l'étape (b), chaque événement  $k(\theta_i | \Delta H)$  constitue une solution du problème d'optimisation :

$$k(\theta_i | \Delta H) = \underset{k}{\operatorname{argmin}} (\lambda(k(\theta_i | \Delta H))) \quad (4)$$

$$\lambda(k(\theta_i | \Delta H)) = \sum_{i=1}^n (\Delta F(x_i, \theta_i | \Delta H) - \Delta F^c(x_i, \Delta F_{CM}(I_{\Delta H}), k))^2$$

où  $\lambda(k(\theta_i | \Delta H))$  est la fonction de performance ;  $\Delta F^c(x_i, \Delta F_{CM}(I_{\Delta H}), k)$ , la variation de l'effort dans un tirant d'abscisse  $x_i$  résultant d'un calcul avec le modèle 2-D, en appliquant un chargement de marée  $\Delta F_{CM}(I_{\Delta H})$ , déterminée dans l'étape (a), et avec une raideur  $k$ . La série d'événements pour  $k(\theta | \Delta H)$  est donc déduite de la solution de  $m$  problèmes inverses, où  $m$  représente la taille des échantillons de  $\Delta F(x_i, \theta | I_{\Delta H})$ . Ce problème se résout en utilisant l'algorithme du simplex.

Pour l'étape (c), on a choisi d'utiliser l'estimation du maximum de vraisemblance pour identifier la décomposition du chaos polynomial (voir définition en Annexe) (Desceliers *et al.*, 2007). L'objectif est d'identifier les coefficients  $k_i$  de la décomposition unidimensionnelle du chaos polynomial à partir de  $N$  échantillons notés  $\{x(\theta_i)\}_{i=1}^N$ . Cette décomposition s'écrit :

$$k(\theta) = k(\xi(\theta)) = \sum_{i=0}^p k_i h_i(\xi(\theta)) \quad (5)$$

où  $p$  est l'ordre de la décomposition ;  $\xi(\theta)$ , le germe Gaussien (chaos unidimensionnel), *i.e.* une variable normalisée et  $h_i$ , le polynôme d'Hermite de degré  $i$ . En utilisant la méthode du maximum de vraisemblance, les coefficients  $k_i$  sont solution du problème d'optimisation suivant :

$$\kappa = \underset{\kappa}{\operatorname{argmax}} L(\kappa) \quad (6)$$

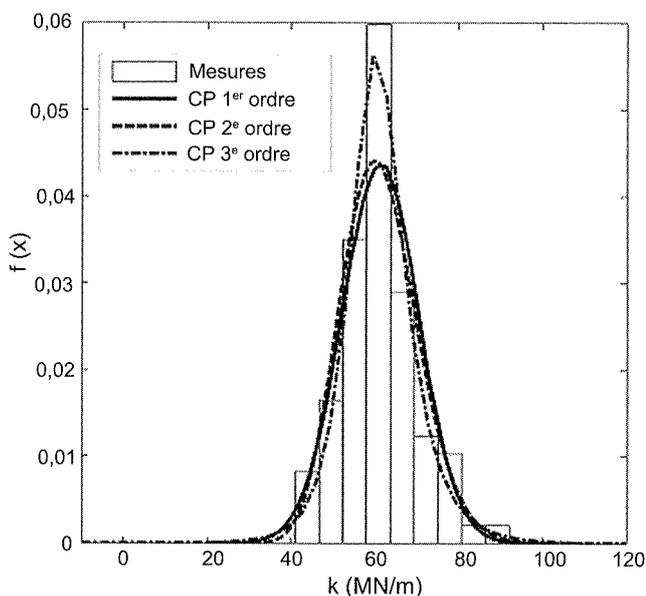
où  $\kappa = [k_0, \dots, k_p] \in \mathbb{R}^p$  est le vecteur de coefficients de dimension  $(p + 1)$  et  $L$ , la fonction de vraisemblance :

$$L(\kappa) = \prod_{j=1}^N p_k(k(\theta_j); \kappa) \quad (7)$$

où  $N$  représente la taille de l'échantillon de  $k(\theta)$  et  $p_k(\cdot; \kappa)$  la fonction de densité de probabilité de la variable  $k(\theta)$  qui dépend de l'ensemble des coefficients du chaos polynomial. La fonction de vraisemblance de l'équation 7 prend d'abord des valeurs voisines de la précision numérique. Le problème (éq. 6) est alors modifié de la façon suivante :

$$\kappa = \underset{\kappa}{\operatorname{argmin}} (-\operatorname{Log}(L(\kappa))) \quad (8)$$

L'algorithme de résolution est décrit dans Yáñez-Godoy (2008) et Schoefs *et al.* (2007). La figure 7 présente les résultats des ajustements à la distribution de  $k$  pour un chaos polynomial d'ordre 1, 2 et 3. On observe que la distribution la mieux ajustée aux mesures est obtenue pour l'ordre 3. Les valeurs de la moyenne et de l'écart-type de  $k(\xi(\theta))$  sont respectivement : 61,2 MN/m et 9,1 MN/m. La valeur moyenne est autour de la valeur théorique (61,9 MN/m).



**FIG. 7** Résultats des ajustements à la distribution de  $k$  avec le chaos polynomial.  
Distribution of the stiffness of the tie-rods for several degrees of polynomial chaos.

### 5.3

## Résultats du calcul de fiabilité

Le calcul de fiabilité considère, d'un point de vue situation de calcul, la combinaison du chargement de tempête hivernale et le fort coefficient de marée. L'action du vent est modélisée par une surface de réponse agissant sur un portique et les forces résultantes  $F_v(\theta)$  et  $F_v(\theta)$ , corrélées entre elles, sont décomposées sur le chaos polynomial (Yáñez-Godoy *et al.*, 2008a).

Pour le calcul de la probabilité de défaillance, on recourt à des méthodes non intrusives (Berveiller, 2005) pour le calcul de la probabilité de dépassement du critère exigé. On s'intéresse aux déplacements maximaux  $u_{\max}$  du quai, obtenus avec le modèle déterministe 2-D, où les chargements appliqués correspondent aux poussées du remblai à moyen terme, déterminés dans la section 5, et aux efforts du vent au pied du portique. L'équation à résoudre est alors la suivante :

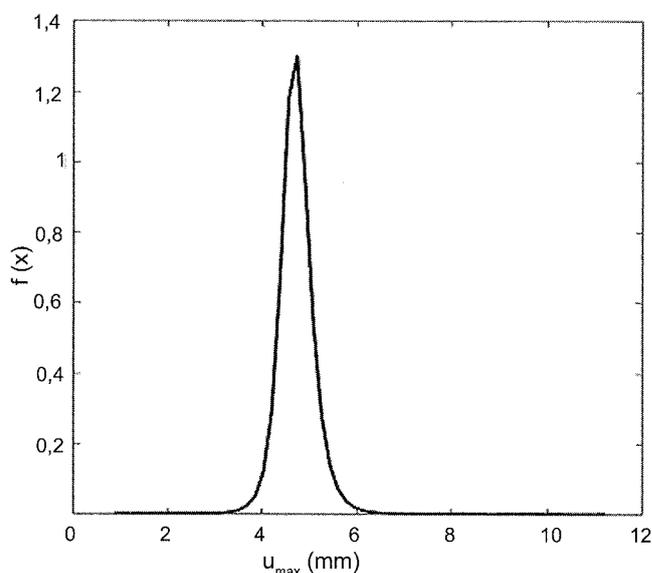
$$\tilde{u}_{\max}(k_1(\xi_1), Fv_2(\xi_2)) = \sum_{j=0}^{p-1} u_j \Psi_j(\{\xi_k\}_{k=1}^2) \quad (9)$$

Les coefficients  $u_j$  sont obtenus par simple projection orthogonale sur la base multidimensionnelle de polynômes d'Hermite de gaussiennes centrées réduites  $\Psi_j(\{\xi_k\}_{k=1}^2)$ , où  $\{\xi_1, \xi_2\}$  sont les variables aléatoires gaussiennes centrées réduites ayant servi à développer chacune des variables aléatoires d'entrée du système  $k$

et  $Fv(\theta)$  ; le cardinal  $P$  est  $P = \frac{(p+M)!}{M!p!}$ , où  $M = 2$ .

L'algorithme de résolution de l'équation 9 est décrit dans Yáñez-Godoy (2008).

La figure 8 présente la distribution de la réponse du modèle de déplacement  $u_{\max}$  du quai. En considérant 10 mm comme valeur de  $u_v$ , on obtient, à partir du post-traitement de la figure 7, une moyenne de 4,73 mm et un écart-type de 0,37 mm. La probabilité de défaillance ( $P_f = P(u_{\max} > 10)$ ) obtenue est égale à  $1,4 \cdot 10^{-7}$ . L'exigence du gestionnaire de 10 mm est complètement remplie au sens des Eurocodes à l'ELS, donc à plus forte raison à l'ELU, en considérant l'effet du vent et les paramètres aléatoires. Grâce au surdimensionnement du quai, le fonctionnement en service n'est pas altéré par une situation de tempête. Les modifications ultérieures de cet ouvrage dues à son exploitation rendront primordiale cette analyse dans un cadre de maintenance et de requalification.



**FIG. 8** Résultat de la distribution de  $u_{\max}$  par la méthode de projection.  
Distribution of the computed maximal displacement.

## Conclusion

Dans le cas de structures complexes, le couplage de modèles mécaniques sophistiqués et de variables aléatoires rendant compte de la dispersion naturelle ou de l'incertitude des paramètres est très délicate, notamment parce qu'elle se heurte au problème de la caractérisation des variables (typologie des lois et paramètres ou premiers moments) et à celui du temps de calcul. Cet article a proposé, sur la base d'un modèle mécanique simple mais représentatif, une méthodologie pour identifier une variable aléatoire de type raideur caractérisant en situation de tempête le comportement du complexe « sol-tirant-plaque d'ancrage ». Un calcul de fiabilité a montré ensuite que la probabilité de défaillance est extrêmement faible.

### REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier le port autonome de Nantes – Saint-Nazaire pour son soutien technique. Le premier auteur remercie le Conseil National de Science et Technologie (CONACYT) du Mexique pour avoir financé ces travaux de recherche.

## Bibliographie

- Berveiller M. – *Éléments finis stochastiques : approches intrusive et non intrusive pour des analyses de fiabilité*. Thèse Sciences de l'ingénieur, université Blaise-Pascal, Clermont II, laboratoire de Mécanique et Ingénieries, Clermont-Ferrand, 2005.
- Delattre L., Mespoulhe L. – *Étude expérimentale du comportement du quai en eau profonde du port de Calais*. Rapport n° 65, Paris, France, LCPC, 1999, 193 p.
- Delattre L., Duca V., Scherrer P., Rivière P. – Efforts d'ancrage du quai d'Osaka au port autonome du Havre. *Proc. 12th Eur. Conf. on Soil Mech. and Geotech. Engin.*, 1999, p. 713-718.
- Desceliers C., Soize C., Ghanem R. – Identification of chaos representations of elastic properties of random media using experimental vibration tests. *Comp. Mech.*, 39 (6), 2007, p. 831-838.
- Gattermann J., Bergs T., Rodatz W. – Modified instrumentation and results of stress and deformation monitoring at the new quay wall construction. Container Terminal Altenwerder, Port of Hamburg. *Proc. 8th Int. Conf. on Struct. Safety and Reliab. (ICOSSAR'01)*, 2001.
- Lagarias J.C., Reeds J.A., Wright M.H., Wright P.E. – Convergence properties of the Nelder-Mead simplex method in low dimensions. *SIAM Journal of Optimization*, 9(1), 1998, p. 112-147.
- Magnan J.-P. – *Eurocode 7 : calcul géotechnique*. Tech. de l'ingénieur, traité Constr., C 240. France : Éd. T. I., Sciences et Techniques, 2006, p. C240 (1-8).
- Marten S. – *Étude expérimentale et méthodologique sur le comportement des écrans de soutènement*. Thèse Sciences de l'ingénieur, École nationale de ponts et chaussées, LCPC, 2005, 300 p.
- Schoefs F., Yáñez-Godoy H., Nouy A. – Identification of random material properties from monitoring of structures using stochastic chaos. *Proc. 10th Int. Conf. on Applic. of Stat. and Prob. in Civil Engin. (ICASP10)*, 2007.
- Verdure L. – *Cadre statistique du suivi en service des ouvrages de génie civil : application à un quai sur pieux*. Thèse Sciences de l'ingénieur, université de Nantes, Institut de recherche en génie civil et mécanique 2004.
- Verdure L., Schoefs F., Casari P., Yáñez-Godoy H. Uncertainty updating of an on-pile wharf after monitoring. *Proc. 9th Int. Conf. on Struct. Safety and Reliab. (ICOSSAR)*, 2005, 1347-1354.
- Yáñez-Godoy H., Schoefs F., Nouy A. – Use of structural monitoring for updating reliability analysis : application on pile-supported wharves, *Proc. of 4th Int. ASRANet Colloquium*, 25-27 June 2008, Athens, Greece, paper 74, 2008a, 10 p., proc. on CD-Rom.
- Yáñez-Godoy H., Schoefs F., Casari P. – Statistical Analysis of the Effects of Building Conditions on the Initial Loadings of On-piles Quays. *J. Struc. Health Monit.*, 7(3), 2008b, p. 245-263.
- Yáñez-Godoy H. – *Mise à jour de variables aléatoires à partir des données d'instrumentations pour le calcul en fiabilité de structures portuaires*. Thèse Sciences de l'ingénieur, université de Nantes, Institut de recherche en génie civil et mécanique, 2008.

## Annexe : Le chaos polynomial (Berveiller, 2005)

Le chaos polynomial de dimension  $M$  et d'ordre  $p$  est défini comme l'ensemble des polynômes d'Hermite multidimensionnels en  $M$  variables aléatoires gaussiennes centrées réduites  $\{\xi_1, \dots, \xi_M\}$ , dont le degré ne dépasse pas  $p$ . Chacun de ces polynômes est complètement défini par une liste de  $M$  entiers non négatifs  $\{\alpha_1, \dots, \alpha_M\}$  comme suit :

$$\Psi_{\alpha} = \prod_{i=1}^M h_{\alpha_i}(\xi_i), \quad \alpha_i \geq 0$$

où  $h_q(\cdot)$  est le  $q$ -ième polynôme d'Hermite. On note

aussi par  $\partial_{\alpha} = \sum_{i=1}^M \alpha_i$  le degré de la liste  $\alpha$ . Le nombre

de polynômes de  $M$  variables de degré inférieur ou égal à  $p$  est :

$$P = \frac{(M + p)!}{M!p!}$$

## 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.