Evaluation des aléas liés aux cavités souterraines : un guide technique

Jean-Jacques Tritsch, J.L. Durville, Pierre Potherat

▶ **To cite this version:**

Jean-Jacques Tritsch, J.L. Durville, Pierre Potherat. Evaluation des aléas liés aux cavités souterraines : un guide technique. Journées nationales de géotechnique et de géologie, Jun 2004, Lille, France. pp.493-502. ineris-00972466

HAL Id: ineris-00972466

https://ineris.hal.science/ineris-00972466

Submitted on 3 Apr 2014

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

EVALUATION DES ALEAS LIES AUX CAVITES SOUTERRAINES : UN GUIDE TECHNIQUE

Jean-Jacques Tritsch[1], Jean-Louis Durville[2], Pierre Pothérat[2]
1 INERIS, Verneuil-en-Halatte, France
2 CETE de Lyon, Bron, France

RESUME - Les cavités creusées par l'Homme constituent un risque majeur du fait de leur inéluctable dégradation et des répercussions en surface qui se produisent sporadiquement. Le guide technique récemment édité présente les différents types de cavités, de désordres qui les affectent et d'accidents en surface qui s'en suivent. Il détaille ensuite les deux phases classiques d'étude en matière d'aléa cavités : la localisation et le diagnostic. Le dernier chapitre est consacré à la cartographie, notamment dans le cadre des Plans de Prévention des Risques.

La communication met l'accent sur deux approches : l'étude géologique et le diagnostic quantitatif. L'étude géologique constitue une étape essentielle pour la recherche de cavités d'exploitation : structure d'ensemble, lithologie et variations de faciès, géologie structurale, hydrogéologie. Le diagnostic quantitatif repose sur une caractérisation mécanique des matériaux et sur une analyse de stabilité, à partir de calculs simples de facteurs de sécurité ou de modélisations numériques 2D voire 3D. On s'attachera à montrer l'intérêt de cette analyse mécanique, mais aussi les difficultés rencontrées et les limites.

1. Présentation du guide technique

Le LCPC a récemment édité, en association avec l'INERIS, un guide méthodologique (Tritsch *et al.*, 2002) consacré à l'évaluation des aléas liés aux cavités souterraines, à l'échelle du projet d'ouvrage comme à celle d'un PPR (Plan de Prévention des Risques) réalisé sur une commune. L'objectif est de fournir aux gestionnaires de ces cavités, en particulier des carrières souterraines abandonnées, et aux bureaux d'étude, un référentiel technique sur ce sujet. La multiplicité des anciennes exploitations souterraines, fréquemment oubliées, leur répartition spatiale - autour des grandes agglomérations, leur stabilité souvent précaire et évolutive, ainsi que le caractère caché et plus ou moins diffus des cavités, font que ce « risque naturel » est aujourd'hui l'un des plus redoutés par l'aménageur et le constructeur (Toulemont, 1995).

Le guide technique comprend les cinq chapitres suivants :

- les cavités souterraines et les risques associés : présentation et description des principaux types de cavités en France et des risques correspondants ;
- mécanismes et facteurs de rupture : principaux types d'instabilité et répercussions en surface (fontis, affaissements, etc.) ;
- outils de localisation et d'investigation : panorama des outils disponibles pour la détection des cavités et leur reconnaissance ;
- diagnostic de stabilité à l'échelle de la cavité : approche qualitative et approche quantitative plus ou moins poussée ;
- caractérisation et cartographie des aléas : critères d'évaluation de l'aléa et application à la cartographie réalisée pour les plans de prévention des risques PPR.

Le guide ne traite ni de la vulnérabilité des ouvrages aux déformations de surface, ni des techniques de prévention des effondrements.

Les paragraphes suivants développent deux aspects de la méthodologie exposée dans le guide technique : l'étude géologique et le diagnostic quantitatif de stabilité.

2. Importance de l'approche géologique

2.1 L'apport de l'étude géologique

En ce qui concerne la localisation des carrières souterraines, trois éléments de nature géologique ont guidé l'exploitant et leur étude peut donc faciliter la recherche des zones sous-cavées :

- le lithofaciès et ses variations, qui commandent la qualité du matériau exploitable (résistance et gélivité pour la pierre à bâtir, composition minéralogique ou chimique pour la chaux, le plâtre, etc.) ;
- les pendages et les discontinuités, qui commandent la géométrie du gisement exploitable et peuvent affecter la qualité (zones fracturées, zones de dissolution) ;
- l'eau souterraine, qui limite les possibilités d'exploitation (pas de galeries sous la nappe, car le pompage n'est pas rentable en règle générale) et peut affecter la qualité (karsts en terrain calcaire).

De plus, la stabilité de la carrière est dépendante de la nature et des caractéristiques du matériau exploité et des terrains encaissants. Il est donc important de disposer d'une coupe géologique, au moyen d'un sondage carotté notamment. Les niveaux de gypse ludien de la région parisienne, par exemple, sont encadrés par des couches marneuses et la connaissance des épaisseurs de marne d'une part, et de gypse laissé au toit et au mur par l'exploitant d'autre part, est fondamentale pour évaluer la stabilité des cavités.

L'analyse *lithostratigraphique*, complétée par des examens pétrographiques ou pétrophysiques, permet de déterminer la distribution des couches et la variation de leurs faciès. Dans le cas d'une carrière souterraine, elle se concentre au niveau des piliers et des épontes (toit et mur) : nature des bancs constitutifs, variations latérales et verticales des faciès, passages argileux, zones d'altération. Elle conditionne le choix de l'emplacement des prélèvements nécessaires à la caractérisation géomécanique du matériau, et permet d'identifier les aspects défavorables qui influencent l'évolution du processus de dégradation : fluage d'un horizon de moindre résistance, sensibilité de la couche du mur au gonflement, comportement d'un toit fortement lité, présence d'un banc raide dans le recouvrement, etc.

L'analyse *structurale* est un élément fondamental d'appréciation du système de fracturation du milieu. Ce système est un élément majeur gouvernant la stabilité du site. L'analyse stéréographique de la fracturation peut être utilisée comme technique d'évaluation de la stabilité de blocs. Il s'agit de relever toutes les discontinuités existantes, en différenciant : les joints de stratification, les failles, les diaclases et autres types de joints, etc., ainsi que les fractures purement « mécaniques » liées à la rupture des structures de la cavité. Ces discontinuités constituent des plans de faiblesse guidant les ruptures éventuelles (figure 1), et les zones privilégiées de circulation d'eau.

L'analyse *hydrogéologique* du site est une étape de reconnaissance incontournable. Elle vise à mettre en évidence les nappes aquifères et leurs niveaux avec les fluctuations saisonnières éventuelles, ainsi que les circulations localisées. Au sein de la cavité, elle s'opère en repérant les venues d'eau et leur débit, les suintements, les zones humides, l'emplacement des pertes d'eau, les cavités d'érosion ou de dissolution, etc. Ces observations sont réalisées à différentes dates, en particulier après une période de précipitations prolongées. Une analyse chimique des eaux peut être utile pour apprécier leur agressivité vis-à-vis des matériaux solubles (sous- ou sursaturation).

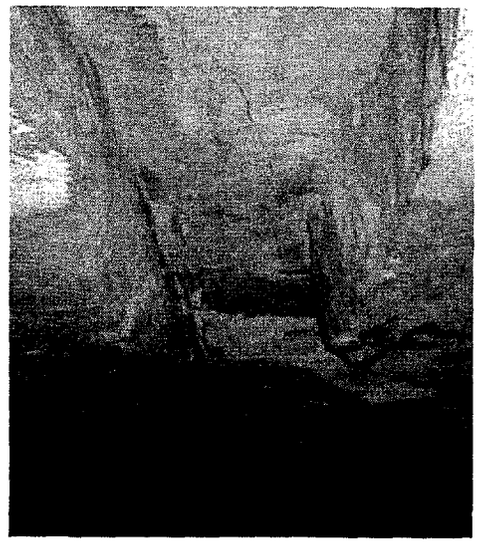

Figure 1. Diaclases au toit d'une carrière de calcaire, à l'origine d'une chute de bloc.

2.2 L'apport d'un outil classique du géologue : la photo-interprétation

Il est remarquable que l'observation des photos aériennes, et plus largement la télédétection aérienne, puissent apporter des informations précieuses pour la détection et la localisation des cavités souterraines (Pothérat *et al.*, 1999). La figure 2 présente une interprétation de photographies aériennes verticales, sur les quelles de nombreux fontis sont visibles, ainsi que des zones ayant subi des affaissements de grandes dimensions.

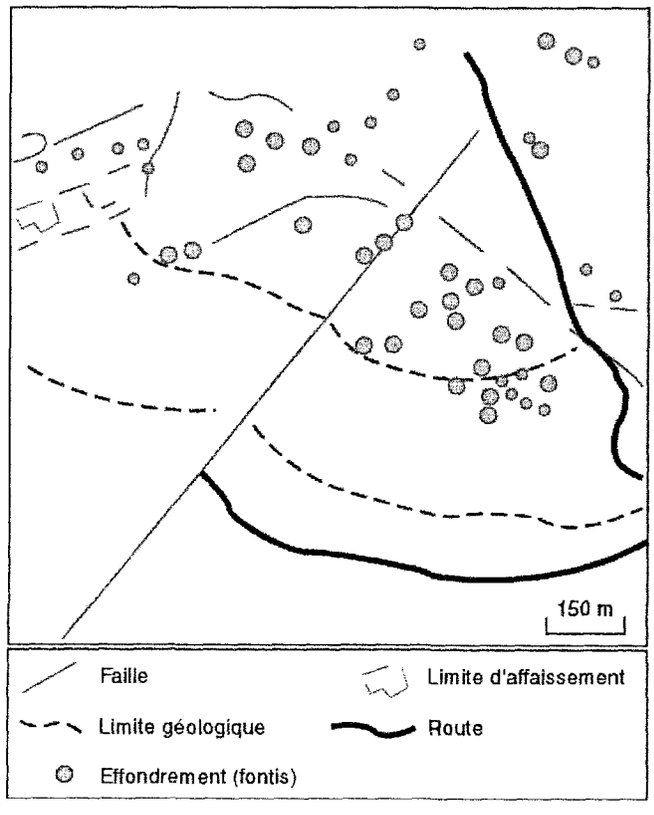

Figure 2. Recensement de fontis effectué par photo-interprétation : carrières de gypse abandonnées, butte de l'Hautil (*in* Pothérat et al., 1999).

On peut repérer ainsi, sur les photos récentes ou anciennes (on remonte jusqu'à l'époque de la deuxième guerre mondiale environ), à l'aide d'une observation de la morphologie fine ou des textures ou couleurs des sols :

- les fontis anciens, bien souvent rebouchés peu après leur apparition et invisibles au sol aujourd'hui ; une approche chronologique peut être effectuée si l'on dispose de suffisamment de missions photographiques, permettant d'évaluer la tendance à l'augmentation ou à la diminution de la fréquence des événements ;
- les effondrements généralisés, peu visibles en surface s'ils sont un peu anciens ;
- les déblais marquant une entrée en cavage ;
- les puits d'accès aujourd'hui masqués (cas des marnières de Normandie, par exemple).

3. Diagnostic quantitatif

Le diagnostic quantitatif repose sur une évaluation des contraintes et des déformations autour des cavités, par exemple au toit ou dans les piliers, et sur une comparaison entre ces valeurs et celles considérées comme admissibles. En pratique, on se heurte à plusieurs difficultés :

- les caractéristiques mécaniques de résistance à prendre en compte ne sont pas celles issues des essais de laboratoire (rôle du temps, effet d'échelle),
- l'évaluation de la répartition des contraintes dans le massif excavé est difficile : géométrie tridimensionnelle bien souvent, présence de discontinuités, etc.

3.1. L'évaluation de la résistance du massif

Le problème de la représentativité des essais de laboratoire a fait l'objet de nombreuses études. Deux points doivent être examinés :

- les conditions de prélèvement : il s'agit du mode de prélèvement (sondages carottés au toit ou au mur, prélèvements de blocs dans la couche, etc.), de leur répartition (sur l'ensemble des horizons géologiques et l'extension du site), et de la définition du nombre d'essais ;
- le choix de la valeur représentative de la résistance du matériau : les résultats obtenus en laboratoire ne sont pas directement transposables au massif en place. Les essais de laboratoire sont en général quasi-instantanés ; ils ne peuvent prendre en compte l'influence du fluage, sauf à utiliser une technicité sophistiquée et des coûts importants. D'autre part, il est difficile de quantifier les effets d'échelle et de forme qui différencient les propriétés d'une éprouvette de celles du massif. Enfin, la variabilité des résultats complique encore la tâche, une approche purement statistique donnant souvent trop d'importance à la forme de la loi statistique choisie et aux valeurs extrêmes.

Examinons le cas de la résistance en compression uniaxiale, dont la détermination en laboratoire fournit la valeur σ_c. La résistance ultime du matériau, « en grand » et à long terme, R_u , est généralement évaluée à partir de formules empiriques faisant intervenir les diverses corrections suivantes (Josien et Dejean, 1979) :

- la première concerne la dispersion des résultats. Une approche purement statistique du type $R_u = m - ks$ (m = moyenne ; s = écart-type ; k = coefficient empirique) est la solution la plus courante. Elle est nécessairement assise sur une expérience de longue durée ;
- la seconde vise à évaluer la résistance à long terme. Les essais directs de fluage, longs, difficiles et coûteux, ne sont réalisés qu'en très petit nombre. Plusieurs méthodes de détermination indirecte sont utilisables. La plus simple consiste à adopter la limite élastique σ_e ou l'apparition de la dilatance de l'éprouvette, avec différentes estimations frustes mais pratiques, comme : $R_u = 2/3\ \sigma_e$ ou $R_u = \sigma_c /2$, voire $\sigma_c /3$ pour certains matériaux comme le gypse ;
- la troisième, relative à l'effet d'échelle, permet d'évaluer la résistance du massif en place à partir de valeurs σ_c obtenues en laboratoire. Là aussi, les effets sont très différents d'un matériau à un autre et ils peuvent être très importants. Plusieurs formules proposées à partir de simulations au laboratoire et *in situ*, donnent la résistance d'un pilier en fonction de sa taille et de son élancement ; elles n'ont cependant pas de valeur générale.

La figure 3 montre à titre d'exemple les résultats d'essais de compression uniaxiale sur des éprouvettes d'élancements différents, l'élancement 2 étant classique pour les essais de laboratoire, et les piliers de carrière ayant plutôt des élancements de l'ordre de 0,5 ; on observe une variation de résistance au pic et surtout des comportements post-pic très contrastés, ce qui n'est pas sans importance vis-à-vis du processus de rupture.

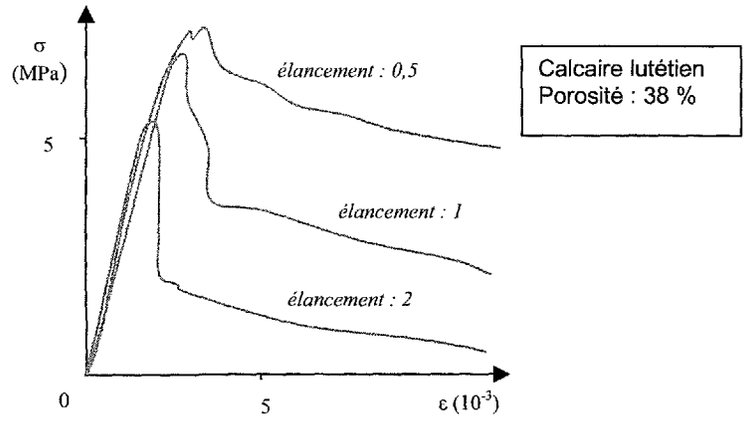

Figure 3. Courbes contrainte-déformation en compression uniaxiale.
Éprouvettes ∅ = 120 mm

Le choix de la valeur représentative de la résistance reste un problème délicat à traiter. Chaque fois que cela est possible, il faut s'appuyer sur l'expérience (analyse *a posteriori* des ruptures).

3.2. Modèles analytiques simples

Le modèle dit de l'aire tributaire permet d'évaluer la charge supportée par les piliers. On admet que chaque pilier doit supporter la partie des terrains de recouvrement qui se trouve au-dessus de lui ainsi que celle qui surplombe la moitié de la surface de la chambre qui l'entoure. Son application la plus simple consiste à diviser la charge supportée par un pilier par sa surface. Ceci donne ainsi une contrainte verticale moyenne qu'il est possible de comparer à la résistance ultime à la compression R_u, pour obtenir ainsi un coefficient de sécurité.

La contrainte verticale théorique σ_n exercée sur les piliers est fonction du poids des terrains sus-jacents et du taux de défruitement de la carrière :

$$\sigma_n = \frac{\gamma.H}{1-\tau}$$

où γ est le poids volumique moyen des terrains de recouvrement, H est la hauteur du recouvrement et τ est le taux de défruitement, égal au rapport de la surface des vides à la surface totale.

Lorsque la largeur exploitée est inférieure à la profondeur (cas dit sous-critique), avec un recouvrement massif et résistant (au moins au niveau de certains bancs), la charge à supporter par les piliers peut être inférieure à la valeur donnée par la formule ci-dessus (voir infra § 3.4) ; on la suppose parfois égale au poids des terrains contenus dans un dôme dont le contour dépend des hypothèses choisies : modèles de cloches de foudroyage, de formes paraboliques ou elliptiques.

Par ailleurs, la distribution des contraintes verticales au sein du pilier n'est pas homogène et il peut exister aussi des contraintes horizontales (principalement au cœur des piliers larges). La figure 4 présente à titre d'exemple la répartition des contraintes verticales sur un plan horizontal situé à mi-hauteur d'un pilier, dans un calcul bidimensionnel, pour une alternance régulière de piliers et galeries rectangulaires (calcul par éléments finis avec CESAR-LCPC). Dans cette configuration, le cœur du pilier est « mieux » sollicité (contraintes de compression plus isotropes) que la périphérie, d'où l'apparition éventuelle de l'écaillage en surface ; la contrainte moyenne (1,13 MPa) est égale à celle donnée par la formule de l'aire tributaire.

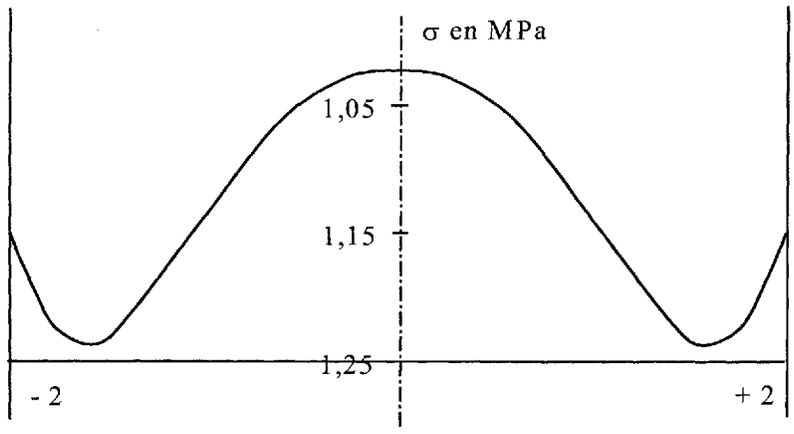

Figure 4. Répartitions des contraintes normales à un plan horizontal à mi-hauteur d'un pilier. Piliers de 4 m de large séparés par des galeries de 6 m de large et 3 m de haut (calcul 2D).

Malgré sa simplicité, le modèle de l'aire tributaire fournit des résultats intéressants. Aisé à mettre en œuvre, ce modèle ne nécessite que la connaissance de la résistance à la compression des piliers pour établir un diagnostic de leur stabilité.

3.3 Modèles numériques

Les méthodes numériques permettent d'évaluer la répartition des contraintes et des déformations en prenant en compte des hétérogénéités dans les matériaux (plusieurs couches, discontinuités, etc.) et des géométries d'excavation ou de structure complexes, d'estimer le degré de stabilité du site, et d'évaluer l'efficacité d'un confortement.

Deux principaux types de méthodes sont employés :

- méthodes par éléments finis, adaptées aux milieux continus ou affectés de quelques discontinuités subissant *a priori* de faibles déformations ;
- méthodes par éléments distincts, adaptées aux milieux affectés de nombreuses discontinuités (joints de stratification, diaclases, failles,...) susceptibles de jouer en décollement ou en glissement.

Bien que les performances des méthodes numériques s'accroissent régulièrement, leur utilisation pratique se heurte à des limitations de temps de calcul, de place de mémoire disponible et de coût. Une étude globale et précise d'un site sous-miné est en général difficilement praticable ; on se contente la plupart du temps d'approches partielles et complémentaires, telles que :

- l'étude locale d'un pilier, ou d'un pilier et de son environnement immédiat, ou d'une galerie isolée, avec un modèle le plus souvent bidimensionnel (2D), plus rarement en 3D ;
- l'étude globale de la carrière, en général 2D, n'atteignant pas une grande précision mais fournissant une estimation des tendances à l'échelle du site ;
- l'étude en élasticité linéaire isotrope dans un premier temps, puis éventuellement raffinement des lois de comportement des matériaux (élasto-plasticité, anisotropie, viscosité).

Tout calcul numérique repose sur une définition précise de la géométrie des couches et de l'excavation, et sur une estimation des caractéristiques mécaniques des matériaux : lorsque ces éléments sont insuffisamment connus, ce qui est le cas le plus fréquent, on est amené à réaliser une étude paramétrique afin d'évaluer la sensibilité des résultats aux variations de tel ou tel paramètre.

Une des difficultés majeures des modélisations numériques est la prise en compte du temps. On essaye en général de respecter les différentes phases de l'histoire de la carrière : état du massif vierge, phases de creusement, « vieillissement » des matériaux (cas du gypse notamment). Mais cette prise en compte est en général très simplifiée, voire simpliste : l'état initial du site est mal connu (valeur des contraintes horizontales, voire orientation des

contraintes principales dans le cas de relief) ; le vieillissement se fait le plus souvent de façon brutale.

Ainsi, les méthodes numériques constituent un outil de diagnostic, d'interprétation des observations de désordres ou de déformations, et de simulation de confortements : outil imparfait, qui ne peut fournir seul la réponse, mais qui peut contribuer efficacement à la recherche de solutions.

3.4 Exemple de modèle numérique global

Pour modéliser le comportement de l'ensemble de la carrière, nous avons adopté une approche simplifiée en représentant la zone exploitée par une enclave rectangulaire constituée de matériau élastique de caractéristiques plus faibles que le terrain environnant (figure 5). Nous représentons ainsi une exploitation par chambres et piliers « homogénéisée », sans le détail de la répartition des contraintes et des déformations autour des piliers, mais de façon homogénéisée, l'ensemble (piliers + cavités) ayant globalement une raideur plus faible que la roche en place avant exploitation.

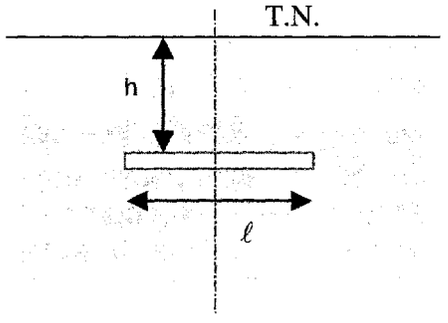

Figure 5. Profondeur et largeur de la zone exploitée.

Le calcul par éléments finis est réalisé à l'aide de CESAR-LCPC. Le maillage représente une portion de terrain, de surface horizontale, contenant la moitié de la carrière, compte tenu de la symétrie du problème. Le modèle est large de 440 m (880 m au total, compte tenu de la symétrie) et haut de 307 m. Il comprend 8633 nœuds et 2806 éléments. La carrière a une largeur qui peut varier entre 10 et 50 m (la largeur réelle ℓ varie de 20 à 100 m, puisque le modèle représente une moitié de la carrière). On désignera par h l'épaisseur des terrains de recouvrement, c'est-à-dire la profondeur par rapport au terrain naturel du toit de la couche exploitée : h peut prendre les valeurs 200 m, 100 m, 50 m, 30 m et 10 m. Ces terrains sont stratifiés en couches qui peuvent avoir des caractéristiques mécaniques différentes suivant les calculs.

La couche dans laquelle se situe l'exploitation est de comportement élasto-plastique associé (critère parabolique), de paramètres :

γ = 25 kN/m^3, E = 12 000 MPa, ν = 0,25, σ_c = 8 MPa, σ_t = 0,8 MPa.

Pour simuler l'état après exploitation, la zone de la carrière se voit attribuer des caractéristiques dégradées (élastiques), variables suivant les cas étudiés qui correspondent à différents taux de défruitement, à un fluage plus ou moins avancé des piliers ou à leur endommagement :

E_∞ = 10 MPa à 3000 MPa $\quad\quad$ ν = 0,1

Les terrains sus-jacents ont des caractéristiques plus faibles que la couche exploitée, pouvant aller jusqu'à celles d'un sol raide. Leur comportement est de type élasto-plastique associé, avec un critère de Mohr-Coulomb :

γ = 20 kN/m^3, E = 100 à 500 MPa, ν = 0,3 , c = 50 à 200 kPa et φ = 20 ou 25° suivant les cas étudiés.

Les calculs ont été conduits de façon à simuler le creusement, par la technique dite de l'effet différé :

- un premier calcul est réalisé dans le massif vierge, la future zone excavée étant pourvue des caractéristiques de la couche environnante, l'ensemble étant soumis à la pesanteur : le résultat représente l'état initial avant creusement ;
- un deuxième calcul est ensuite réalisé, dans lequel des caractéristiques élastiques réduites sont affectées à la zone exploitée, l'ensemble des terrains étant de poids volumique nul, mais soumis à un chargement fonction de l'état précédent.

Le tableau I rassemble quelques résultats obtenus pour h = 50 m, la zone exploitée ayant pour module dégradé E_∞ = 25 MPa. La contrainte au toit est représentative de la charge supportée par les piliers (la contrainte lithostatique à cette profondeur est de 1075 kPa avant creusement). On vérifie que le déchargement du toit (l'effet de voûte) est d'autant plus important que la largeur exploitée est faible,

Tableau I (les compressions sont notées positivement).

Cas h = 50 m	ℓ = 100 m	ℓ = 60 m	ℓ = 20 m
Contrainte verticale au toit de la carrière, sur l'axe de symétrie	875 kPa	569 kPa	91 kPa
Tassement en surface, sur l'axe de symétrie	- 116 mm	- 60 mm	- 4,3 mm

La figure 4 présente les courbes d'égale déformation plastique au sein des terrains de recouvrement, dans le cas h = 30 m et ℓ = 100 m. On peut observer l'amorce d'une rupture partant du front d'exploitation vers la surface, préfigurant un effondrement généralisé, et, corrélativement, la faible sollicitation du toit sur l'axe de symétrie, qui reste dans le domaine élastique.

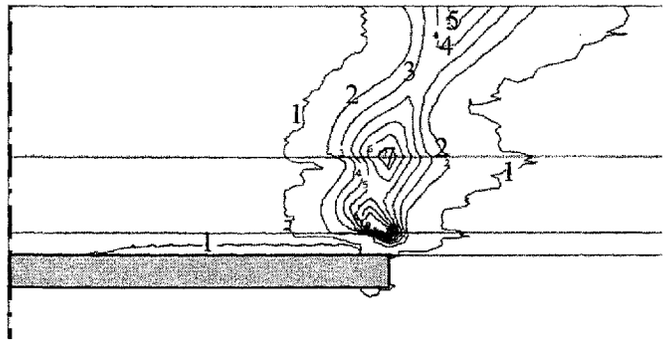

Figure 6. Courbes d'égale déformation plastique.
Courbe 1 : $3{,}2.10^{-6}$. Courbe 7 : $2{,}1.10^{-3}$

Dans cette modélisation d'une carrière exploitée par chambres et piliers, avec homogénéisation de la zone exploitée, on observe des comportements qui dépendent en première approximation du rapport h/ℓ, mais aussi des caractéristiques des terrains de recouvrement et de la raideur moyenne de la zone exploitée. Le graphique de la figure 7 présente sous forme condensée les résultats d'un ensemble de calculs réalisés pour diverses valeurs des paramètres géométriques et mécaniques : en ordonnées est représenté le rapport α de la contrainte verticale au niveau du toit et sur l'axe de symétrie, à la contrainte lithostatique initiale $\Sigma\gamma_i h_i$, et en abscisse le rapport h/ℓ. On observe que l'effet de voûte est négligeable tant que h/ℓ est inférieur à 0,4 environ, qu'il est très important et se stabilise dès que h/ℓ dépasse 2, mais que les résultats sont assez dispersés (rôle de la raideur du recouvrement).

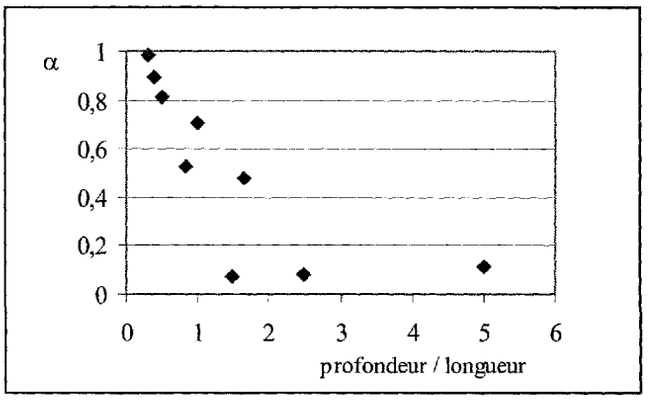

Figure 7. Variation de la contrainte adimensionnelle au toit α en fonction du rapport profondeur/longueur de la zone exploitée.

Les déformations au-dessus de la carrière sont également très dépendantes de la configuration géométrique. A titre d'exemple, définissons conventionnellement l'angle d'influence γ de la façon suivante (figure 8) : si P est le point où le tassement est égal à 10 % du tassement maximal (au centre de la cuvette), γ est l'angle (AH, AP).

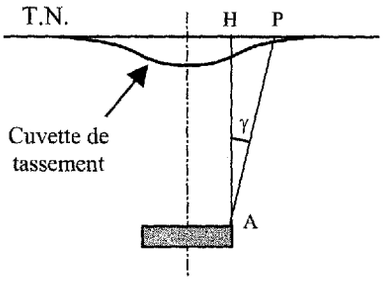

Figure 8. Définition de l'angle d'influence γ.

Le graphique de la figure 9 donne les valeurs de l'angle γ pour quelques-unes des configurations étudiées. On constate que l'angle γ atteint 40 – 42° lorsque le rapport h/ℓ dépasse 2, c'est-à-dire dans le cas de la carrière profonde et/ou peu étendue, et qu'il décroît jusque vers 10° lorsque h/ℓ diminue. Ces valeurs n'ont cependant pas de caractère général, puisqu'elles dépendent des caractéristiques mécaniques du recouvrement.

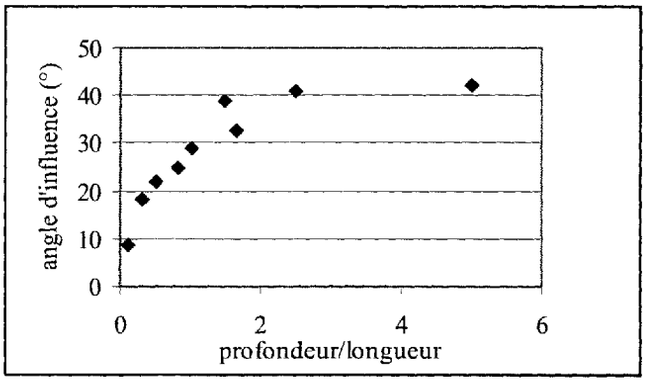

Figure 9. Variation de l'angle d'influence avec le rapport h/ℓ.

La modélisation numérique permet de vérifier que les modes de rupture (ou plutôt la répartition des zones plastiques) sont très différents selon les valeurs de h/ℓ, en cohérence avec les observations *in situ* :

- lorsque ce rapport est faible, les bancs de toit sont surtout sollicités au droit des fronts d'exploitation, la partie centrale subissant peu de déformation ; la plastification va donc s'amorcer à partir des extrémités et remonter vers la surface, annonçant une rupture de type « effondrement généralisé » que l'on observe dans certaines exploitations souterraines, avec flexure et cisaillement des extrémités du toit ;
- lorsque ce rapport est élevé, la plastification affecte tout le toit, celui-ci subissant une compression et une flexion sur l'axe de symétrie ; un équilibre peut être atteint, une importante zone plastique s'étant développée au-dessus de la carrière (analogue à la « zone décomprimée » ou à la cloche de fontis) mais restant en général circonscrite, suivant un schéma voisin de celui observé pour les tunnels profonds.

4. Conclusions

Le guide technique évoqué ici complète et actualise les éléments rassemblés lors du séminaire de Nainville-les-Roches, organisé par les ministères chargés de l'environnement et de l'intérieur en 1995 (voir les synthèses publiées dans le n° 51 du bulletin de l'AIGI). L'intérêt de ce guide technique est principalement de fournir des précisions sur les apports, les domaines de validité et les limites de différentes méthodes et techniques d'étude : approche géologique, techniques diverses de géophysique pour la localisation, modélisation numérique pour l'évaluation de la stabilité, etc. A ce titre, ce document pourra être révisé et actualisé au fur et à mesure des progrès scientifiques et techniques...

Nous avons insisté sur l'étude géologique, indispensable, peu coûteuse. Ses potentialités sont évidemment plus étendues si la carrière est visitable dans des conditions de sécurité satisfaisante, auquel cas l'observation des désordres au fond est également très riche d'enseignements pour la formulation d'un diagnostic ; la vision avec prise de recul, c'est-à-dire la photo-interprétation, est aussi un outil performant.

La quantification du degré de stabilité d'un vide souterrain, par exemple sous forme d'un coefficient de sécurité, ne peut être qu'approchée, compte tenu de la complexité du problème. La modélisation numérique s'opère à différentes échelles : appréciation de la stabilité locale – du toit, du pilier, du mur – ou de la stabilité d'ensemble. Elle est encore peu utilisée dans les études opérationnelles, mais elle permet de mieux comprendre les différents mécanismes de rupture et leurs conditions d'apparition, notamment à l'aide d'études paramétriques, pour un type d'exploitation dans une région donnée. Elle vient ainsi en appui, à l'amont de l'opérationnel, par exemple pour fournir des critères objectifs à la cartographie de l'aléa ou pour guider l'instrumentation d'un site sous-miné.

5. Références bibliographiques

Josien J.-P., Dejean M. (1979). Influence de la dispersion des caractéristiques des terrains sur la stabilité à long terme des excavations souterraines. Revue de l'Industrie minérale, juin 1979, pp. 1-9.

Pothérat P., Doridot M., Chahine M. (1999). Guide technique : L'utilisation de la photo-interprétation dans l'établissement des plans de prévention des risques de mouvements de terrain. Collection Environnement – Risques naturels, LCPC/MATE, 128 p.

Toulemont M. (1995). Les carrières souterraines abandonnées : risques et prévention. Présentation du Séminaire de Nainville-les-Roches. Bull. AIGI n° 51, pp. 91-93.

Tritsch J.-J., Toulemont M., Durville J.-L., Pothérat P. (2002). Guide technique : Evaluation des aléas liés aux cavités souterraines. Collection Environnement – Risques naturels, LCPC/INERIS/MATE, 130 p.