

P213

**ANNALES** DE L'INSTITUT TECHNIQUE  
DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

SERIE : SOLS ET FONDATIONS

N° 370 MARS 1979

ISSN 0020-2568

N° 162

**RECOMMANDATIONS SUR LE TRAITEMENT  
DES CAVITÉS SOUTERRAINES  
ET NOTAMMENT DES CARRIÈRES  
(C.S. 78)**

## MEMBRES DU GROUPE DE TRAVAIL

### Président :

**M. HABIB**, Vice-Président de la Commission « Fondations » du BUREAU SECURITAS.  
Président du Comité Français de Mécanique des Sols.  
Président de la Société Internationale de Mécanique des Roches.  
Directeur du Laboratoire de Mécanique des Solides de l'Ecole Polytechnique.

### Rapporteur :

**M. BERTIN**, Ingénieur en Chef, Chef du Département Sols et Fondations de la SOCOTEC.

### Membres :

**MM. BARBIER**, Ingénieur, Entreprise BOTTE.  
**BLEVOT**, Conseiller Technique au BUREAU SECURITAS.  
**BOTTE** François, Entreprise BOTTE.  
**BRENIER**, Délégué Général Honoraire du BUREAU SECURITAS.  
**CAMBEFORT**, Professeur Honoraire à l'Ecole Spéciale des Travaux Publics, Président de la Commission « Fondations » du BUREAU SECURITAS.  
**CLEMENT**, Ingénieur, Entreprise SIF-BACHY.  
**COLLIN**, Directeur de la Société Géotechnique Appliquée.  
**DELHUMEAU**, Directeur Technique de SOBESOL.  
**DESURMONT**, Ingénieur au Département Géotechnique du BRGM.  
**DESVIGNES**, Ingénieur des Services Techniques de la ville de Paris, Chef de la Division Etudes et Travaux à l'Inspection Générale des Carrières.  
**DURAND**, Ingénieur Géotechnicien au BRGM.  
**ERLING**, Ingénieur Géophysicien à la Compagnie de Prospection Géophysique Française.  
**FERRANDES**, Ingénieur au Département Géophysique du BRGM.  
**GENEL**, Ingénieur, Entreprise INTRAFOR-COFOR.  
**JEAN ANTOINE**, Ingénieur à l'Entreprise LA SOUTERRAINE.  
**JORGE**, Ingénieur en Chef à l'Entreprise SOLETANCHE.  
**LAKSHMANAN**, Directeur Général de la Compagnie de Prospection Géophysique Française.  
**LECURET**, Ingénieur au BUREAU SECURITAS.  
**LOGEAIS**, Délégué Général du BUREAU SECURITAS.  
**MAYER**, Ingénieur Général des Mines, (e.r.), Président d'Honneur du Comité Français de la Mécanique des Sols et des Fondations. Membre Délégué de la Commission « Fondations » du BUREAU SECURITAS.  
**MONOT**, Ingénieur des Mines, Inspecteur Général Adjoint des Carrières de Paris.  
**PENICHON**, Ingénieur, Entreprise SIF-BACHY.  
**POUPELLOZ**, Ingénieur au Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées du Bourget.  
**ROY**, Ingénieur, Entreprise BOTTE.

# RECOMMANDATIONS SUR LE TRAITEMENT DES CAVITÉS SOUTERRAINES ET NOTAMMENT DES CARRIÈRES (C.S. 78)

## 1. ORIGINE DES VIDES DU SOUS-SOL

### 1.1. Les vides du sous-sol peuvent être naturels ou artificiels

#### 1.1.1. Les vides naturels

Ils sont la conséquence de dissolution de roches solubles (sels, gypse, calcaire). Ces dissolutions sont donc la conséquence de la circulation de l'eau souterraine, qui se charge petit à petit des matériaux solubles avec lesquels elle entre en contact ; au début, la perméabilité de la roche est seulement augmentée ; puis des cheminements préférentiels se produisent dans les zones les plus solubles, aboutissant à la création de chenaux plus ou moins ramifiés. Dans un stade ultérieur, le phénomène conduit à la création de vides de dimensions suffisantes pour que les terrains supérieurs s'effondrent progressivement et soient en partie entraînés par l'action mécanique du courant.

#### 1.1.2. Les vides artificiels

Ils sont le résultat d'exploitations souterraines (carrières, mines). Indépendamment des mines de charbon, fer, sel gemme, potasse, ..., de nombreux terrains sont susceptibles d'être le siège d'exploitations.

### 1.2. Les terrains susceptibles d'être exploités

De très nombreux terrains sont des matières premières pour l'industrie ou des matériaux de construction.

Chaque fois que la profondeur d'exploitation le permet, la carrière est à ciel ouvert, mais lorsque cette profondeur s'accroît, il arrive un moment où les conditions économiques font choisir une exploitation souterraine. Les conditions économiques varient avec le temps et avec la puissance de l'outillage. On trouve ainsi des exploitations anciennes beaucoup plus proches de la surface que les exploitations souterraines actuelles. Dans le cadre de ce document, on ne considère que les exploitations souterraines. C'est ainsi qu'ont pu être exploités :

- les calcaires pour les matériaux de construction, les liants hydrauliques ;
- le gypse pour la fabrication du plâtre ;
- la craie, pour les liants hydrauliques, le blanc de Meudon, les matériaux de construction ;
- l'ardoise pour les couvertures ;
- l'argile pour la fabrication des terres cuites mais, grâce au fluage et au gonflement des argiles, les vides ont généralement disparu ; cependant, il en est résulté un décalage des terrains de recouvrement qui ont subi un affaissement avec comme conséquence des décompressions et des fracturations ;
- etc.

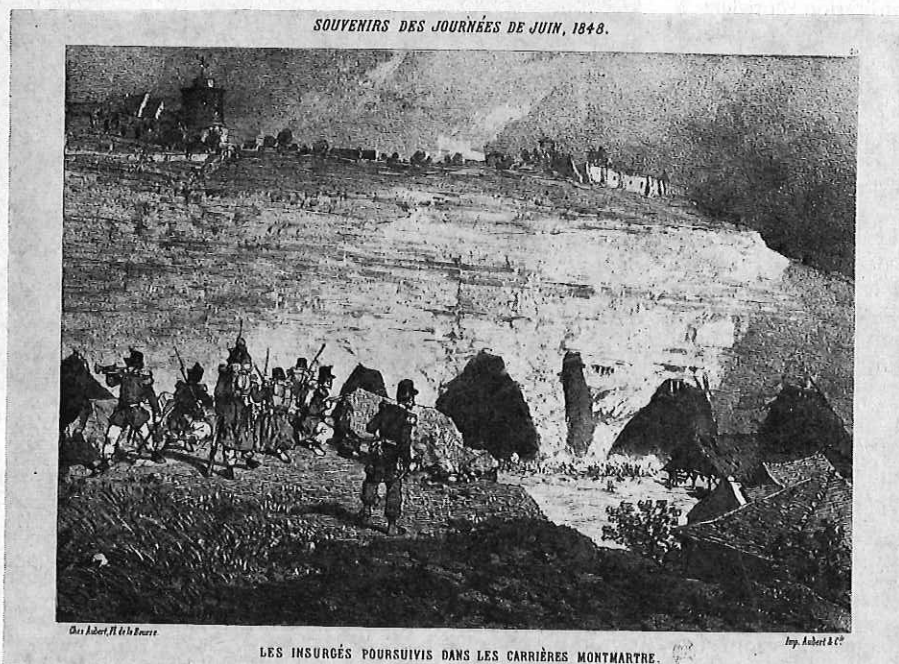


Fig. — Insurgés poursuivis dans les Carrières de Montmartre (Musée Carnavalet).

Les photos illustrant ce texte ont été communiquées par le Bureau de Recherches Géologiques et Minières, l'Inspection Générale des Carrières de la Seine, les Entreprises Bachy, Botte et Soletanche.



Fig. 2. — Exploitation par piliers tournés.

Fig. 3. — Exploitation par piliers tournés en partie remblayée.

### 1.3. Les différents modes d'exploitations souterraines

L'accès aux exploitations souterraines se fait, soit par galeries (entrées en cavage), soit par puits de service ; le choix entre ces deux méthodes dépend de la topographie et de l'épaisseur de recouvrement. Souvent les galeries partent du front de taille d'une carrière à ciel ouvert, le passage d'un mode à l'autre résultant des conditions économiques.

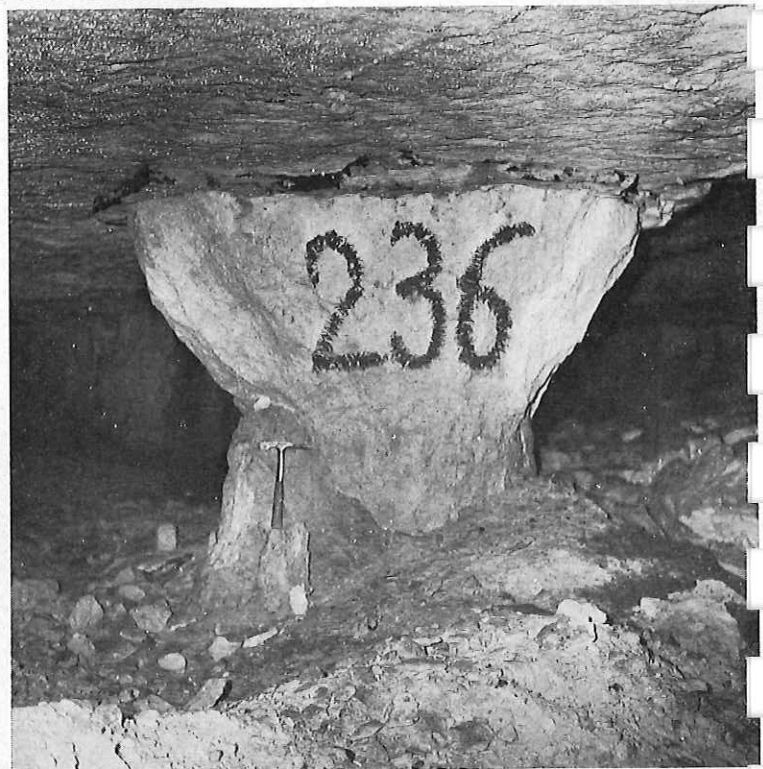
#### 1.31. Exploitation par piliers tournés

Schématiquement, ce type d'exploitation consiste à extraire le matériau en suivant des bandes parallèles orthogonales ; il reste ainsi en place des piliers de matériau qui assurent la stabilité du recouvrement. Le ciel des galeries d'exploitation peut être constitué par un banc résistant. Il peut être plan, être horizontal ou incliné si les couches ont un pendage ; on peut donner au ciel l'allure d'une voûte si la couche exploitée est très épaisse et de caractéristiques sensiblement constantes. La largeur des galeries d'exploitation et les dimensions des piliers dépendent des caractéristiques des matériaux constituant le ciel et les piliers. Ce type d'exploitation conduit à un affaiblissement du terrain relativement homogène, sauf à la limite de l'exploitation où il y a une zone de discontinuité entre la partie exploitée et la partie intacte.

#### 1.32. Exploitation par hagues et bourrages

Dans ces exploitations, la totalité d'un banc peut être enlevée. Pour soutenir le ciel, l'exploitant réalise :

- des piliers à bras qui sont des empilages à sec de petits blocs coincés sous le ciel ;
- des zones de remblais (déchets d'exploitation ou remblais amenés de l'extérieur) généralement ceinturées et recoupées par des hagues qui sont des murs de pierres sèches.



Il arrive aussi que l'exploitation laisse une partie de masse (étau) qui peut constituer un pilier massif, mais qui n'est souvent qu'un voile assez mince.

Ce type d'exploitation entraîne un affaiblissement hétérogène du terrain ; en effet, le soutien du ciel dépend du nombre et de la qualité des piliers à bras et des hagues ; et du fait qu'il s'agit d'ouvrages en pierres sèches, il y a une grande différence de défor-



Fig. 4. — Exploitation par piliers tournés.

Fig. 5. — Pilier à bras d'une exploitation par hagues et bourrage en état de fissuration très avancé.

mabilité d'un élément à l'autre, *a fortiori* avec les étaux. Dans ces conditions, le ciel et les couches supérieures se trouvent supportés par des appuis inégalement répartis et de déformabilité variable ; ils subissent des déformations inégales et sont soumis à des sollicitations complexes, qui entraînent des fissurations de flexion et de cisaillement.

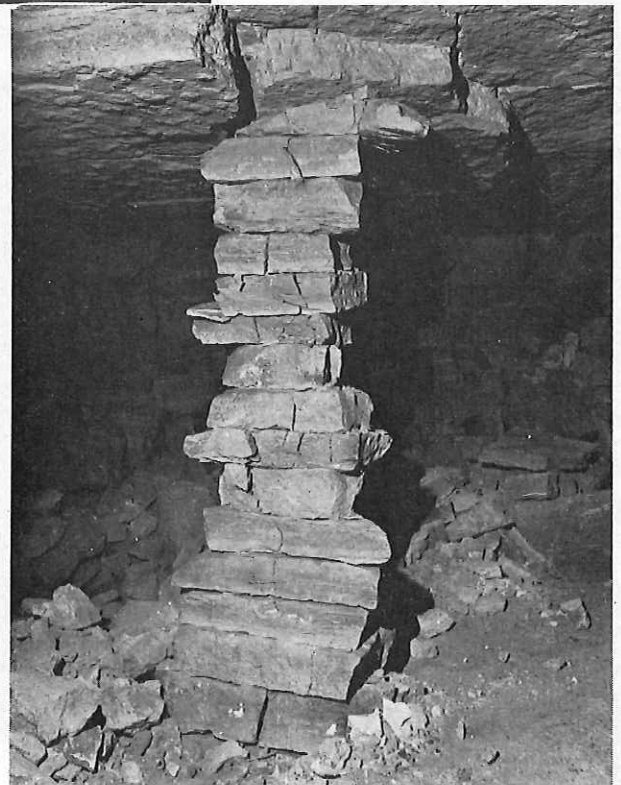
### 1.33. Exploitation par foudroyage

Dans certains cas, les exploitations sont foudroyées, c'est-à-dire qu'elles sont conduites de telle sorte que le soutien du ciel est assuré d'une manière provisoire puis, à un certain moment compatible avec l'exploitation, on supprime ce soutien, ce qui entraîne l'effondrement du toit. L'exploitation par foudroyage est le procédé le plus courant dans les mines, mais est moins couramment utilisé pour les carrières. Cette méthode d'exploitation présente l'avantage de supprimer les remblaiements ; elle permet aussi une exploitation intégrale. Elle présente l'inconvénient de laisser subsister des vides inaccessibles entre les blocs éboulés.

### 1.34. Exploitations diverses, exploitations anarchiques

Il existe aussi des modes d'exploitation qui ne se rattachent à aucune des méthodes ci-dessus, et qui peuvent localement avoir une certaine ampleur ; si les exploitations ne sont pas toujours parfaitement délimitées, au moins connaît-on bien les principes d'exploitation appliqués (ex. Cattiches).

Dans de nombreuses régions, il existe des exploitations anciennes, souvent mal connues ou pas connues du tout, qui résultent d'extractions plus ou moins clandestines pour des besoins individuels. On n'a, le plus souvent, aucune indication sur la façon dont ces



exploitations étaient conduites, sinon quelles sont souvent peu profondes, peu étendues et sans précaution sérieuse pour assurer la stabilité du recouvrement.

La présence d'une nappe n'est pas incompatible avec l'existence de carrières à un niveau inférieur.

## 2. LES CONSEQUENCES DES VIDES POUR LES CONSTRUCTEURS

### 2.1. Evolution d'une carrière souterraine

Dès l'exploitation, la carrière devient le siège d'une évolution. Celle-ci est la conséquence :

- 1) des phénomènes naturels, comme les circulations d'air qui entraînent des variations de teneur en eau de la roche et des modifications de résistance mécanique, les circulations d'eau provoquant des dissolutions ou des entraînements de matières solides, les déformations différées (fluage, tassement, ou gonflement) ;
- 2) de l'action de l'homme :
  - surcharge apportée sur le recouvrement,
  - excavations de grandes dimensions diminuant la résistance de ce recouvrement,
  - vibrations dues au fonctionnement de machines ou à la circulation,
  - venues d'eau accidentelles (ruptures de canalisations, fuites de puisard...),
  - utilisation de la carrière (champignonnières...).

Toutes ces causes agissent sur les roches qui sont rarement un milieu solide continu ; il s'y trouve au contraire des cassures sensiblement planes qui se répartissent souvent en familles. Les abords des cassures sont des zones de moins bonne stabilité et sont également les lieux privilégiés d'érosion.

#### 2.1.11. Rupture d'un pilier

A mesure que la roche s'altère, sa résistance se rapproche des sollicitations qui lui sont appliquées. Lorsqu'elle devient du même ordre de grandeur, des désordres commencent à se manifester : fentes, séparation d'écaillés, etc., qui affaiblissent encore la résistance du pilier et conduisent infailliblement vers la ruine. Si une roche peu sollicitée a des caractéristiques mécaniques élevées, cette évolution peut demander très longtemps. Si la roche est peu résistante ou si ses caractéristiques peuvent être altérées rapidement (par exemple diminution rapide de la résistance en compression de la craie si sa teneur en eau vient à augmenter) une rupture peut se manifester soudainement.

#### 2.1.12. Cisaillement du ciel

Il peut arriver au contraire que la zone de moindre résistance se situe dans le ciel de la carrière. La même évolution des caractéristiques de la roche, souvent aggravée par une évolution inégale des piliers entraînant des reports de charge, peut conduire à la rupture. Si la roche de ciel est dure mais susceptible de se déliter, le phénomène se localise et évolue vers la formation d'un fontis. Si la roche exploitée est peu résistante, et particulièrement si, au-dessus de la couche exploitée, il existe une couche résistante qui arrête la progression du fontis et reporte les charges sur les



Fig. 6. — Fontis venu à jour. Effondrement des constructions ou désordres.

### 2.1.1. Evolution d'une carrière exploitée par piliers tournés

La carrière exploitée par piliers tournés peut être l'objet de deux grandes catégories d'altérations : l'affaiblissement ou la rupture d'un pilier et le cisaillement du ciel.

piliers voisins, il peut se produire une rupture en chaîne. Le phénomène ne s'arrête que lorsque le banc résistant cède lui-même entraînant dans sa chute la partie de terrain supportée. Des effondrements de ce types peuvent intéresser des surfaces considérables.

### 2.12. Evolution d'une carrière exploitée par hagues et bourrages

Le soutènement du ciel d'une carrière exploitée par hagues et bourrages est moins bon que celui d'une carrière à piliers tournés. Les remblais tassent, les hagues ou piliers à bras se déforment sous les efforts appliqués du fait de l'écrasement des matériaux aux points de contact. Il en résulte une déformation d'ensemble de la carrière avec affaissement généralisé, mais inégal, du ciel. La hauteur apparente de la carrière peut être ainsi sensiblement moindre que la hauteur d'origine.

Dans ces conditions, il est difficile de savoir quelles contraintes sont supportées par un pilier donné, d'une part, parce que la charge totale supportée par le pilier ne peut pas être estimée avec précision, d'autre part parce que, dans une maçonnerie de pierres sèches, la transmission des efforts est localisée sur quelques zones et qu'on ne connaît pas le cheminement des contraintes; chaque bloc subit des efforts complexes de compression et de traction. Avec le temps, les roches s'altèrent et les charges supportées varient à mesure de l'évolution générale. Lorsque la résistance d'un bloc est épuisée, une cassure apparaît provoquant une redistribution des contraintes assortie d'un léger mouvement. De proche en proche, la carrière évolue vers la rupture des supports ou de parties de ciel, amorces de fontis.

Le mouvement d'affaissement du ciel est toutefois impossible au bord des étaux; en conséquence, le ciel dans cette zone est particulièrement sollicité en flexion et cisaillement. Très généralement, la résistance de rupture du ciel est atteinte dans cette zone qui est le siège de cassures importantes, de ciels tombés ou de fontis, suivant le degré d'évolution.

Lorsqu'un ciel de carrière est tombé, les terrains sus-jacents se délitent à leur tour et tombent progressivement. Suivant la proportion des volumes des vides en carrière et du recouvrement, suivant la nature des terrains et les circulations d'eau, ce fontis monte plus ou moins vite et plus ou moins haut. Parfois, il arrive jusqu'au jour à la suite de l'effondrement subit ou de l'écoulement des couches supérieures du recouvrement.

Si les couches de recouvrement sont relativement fermes, la section droite horizontale du fontis diminue à mesure qu'il monte; mais s'il existe des couches molles (argile susceptible de fluer, sable aquifère) ces couches s'écoulent dans le vide provoquant au contraire un large entonnoir en surface.

### 2.13. Evolution d'une carrière exploitée par foudroyage

En comparaison avec les deux cas précédents, l'évolution d'une carrière foudroyée est rapide. Quelques années suffisent pour que la stabilisation des couches du recouvrement soit atteinte. En surface, si l'épaisseur du recouvrement est importante, la répercussion se traduit par le passage d'une onde d'affaissement, où le terrain présente d'abord une concavité vers le bas mettant les ouvrages qu'il supporte en traction, puis une concavité vers le haut mettant ensuite ces ouvrages en compression.

Si le recouvrement est de faible épaisseur, l'influence est moins régulière. Dans les carrières de gypse de la région parisienne, certaines carrières ont été remblayées par foudroyage de piliers; il en résulte un empilement de roches fracturées entre lesquelles il subsiste de nombreux vides inaccessibles, dans lesquels peuvent s'introduire des terrains meubles ou fluents

superficiels. Ces mouvements peuvent survenir de façon épisodique, à l'occasion de périodes pluvieuses par exemple.

### 2.2. Evolution des vides naturels

Comme il est dit en 1.11 ces vides sont le résultat des dissolutions consécutives aux circulations d'eau. Lorsqu'un courant d'eau lèche une roche soluble, sa teneur en sel dissout augmente progressivement. A partir du moment où la saturation est atteinte, la dissolution s'arrête. Le phénomène n'est donc actif que dans la partie amont de la couche soluble; mais, avec le temps, à mesure que l'amont de la couche disparaît, il progresse lentement vers l'aval.

Il s'agit là de phénomènes géologiques dont l'évolution d'ensemble est lente, bien que certaines manifestations puissent être brutales (venue à jour d'un fontis); mais il peut arriver que l'action de l'homme ait une influence prépondérante.

C'est ainsi que des pompages, s'ils sont suffisamment intensifs pour amener une modification importante de l'hydrodynamique des nappes souterraines qu'ils concernent, peuvent entraîner une accélération des phénomènes naturels de dissolution en même temps qu'une extension de la zone intéressée.

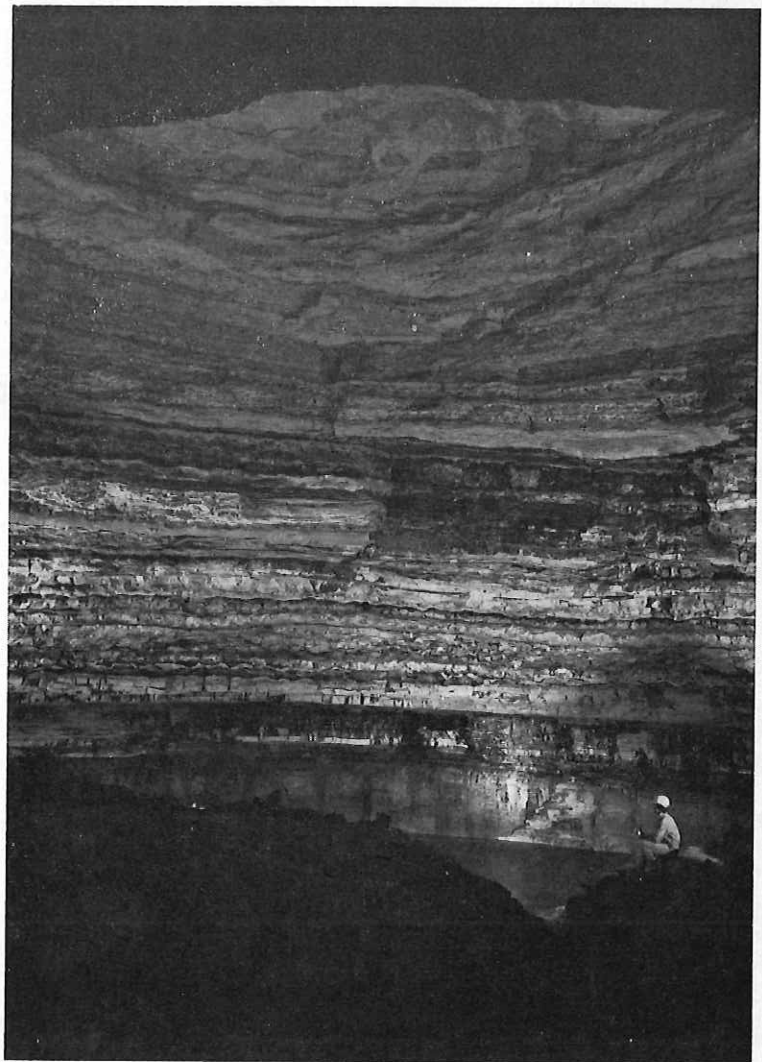


Fig. 7. — Très grand fontis de dissolution dans les formations gypseuses.

A l'opposé, des fuites de canalisations, par l'apport permanent d'eau qu'elles provoquent, entraînent des dissolutions locales même dans des zones naturellement inactives. Un phénomène analogue peut se produire lorsque des terrassements ont fait disparaître une couche superficielle de protection.

A *fortiori* si des infiltrations d'acides ou d'autres produits susceptibles de réagir chimiquement avec les matériaux du sol surviennent, des conséquences graves peuvent apparaître rapidement.

### 2.3. Répercussion en surface ; risque pour les personnes et pour les constructions ; nécessité et but du renforcement

L'évolution d'une cavité en sous-sol conduit donc à prévoir une incidence en surface, sans que malheureusement on puisse définir la date de survenance. Par ordre croissant de gravité, on peut classer cette incidence de surface de la façon suivante :

- a) décompression localisée de terrain sans mouvement appréciable ;
- b) abaissement progressif du terrain sur une certaine surface ;
- c) venue à jour d'un fontis localisé ;
- d) effondrement d'une grande surface.

On voit immédiatement que les deux premières formes d'incidence ne peuvent avoir de conséquence directe pour les personnes.

Les constructions, par contre, peuvent en souffrir car les tassements naturels peuvent être localement aggravés et les mouvements lents du sol provoquent un vieillissement plus rapide des ouvrages si aucune précaution particulière n'a été prise.

Les deux dernières incidences peuvent, au contraire, avoir des conséquences directes pour les personnes en plus des conséquences sur les ouvrages.

Ainsi, une personne ou un véhicule peut tomber dans un fontis venu à jour. De même un fontis apparaissant sous un bâtiment peut y entraîner des désordres s'il n'a pas été spécialement conçu ou même l'engloutir totalement (certains de ces fontis ont pu atteindre des diamètres de 15 à 20 mètres et présenter des volumes de vide de plusieurs milliers de mètres cubes). On a pu constater la ruine totale des bâtiments implantés sur la zone périphérique de raccordement entre la partie effondrée et la partie restant en place, ce qui entraîne fatalement des conséquences dramatiques pour les occupants, tandis que les ouvrages implantés sur la zone centrale subissent généralement des dommages moins importants.

Il apparaît ainsi que pour la protection des personnes et des biens, il est nécessaire de reconnaître les cavités, de les étudier et éventuellement de les traiter pour que leur incidence en surface ne soit pas néfaste.

Ce traitement pourra avoir des objectifs différents.

Dans des zones non bâties (par exemple, un espace vert, un jardin public, un stade, une cour d'école, etc.), on pourra se contenter de traiter les cavités de telle façon que les effondrements brutaux ou la venue à jour d'un fontis ne puissent se produire, mais en acceptant la survenance possible de mouvements de terrain de faible amplitude. On peut ainsi limiter l'importance et le coût des travaux.

Dans des zones bâties, on pourra se donner comme but, ou bien de reconstituer le sol permettant des fondations de surface, ou bien d'éliminer seulement les risques d'événements brutaux en décidant de reporter les charges des constructions en-dessous des cavités, par l'intermédiaire de fondations profondes. Le choix entre ces solutions dépendra souvent de critères économiques faisant intervenir de nombreux paramètres : état des cavités, profondeur, possibilités d'accès, nature et épaisseur du recouvrement, nature, importance et poids des ouvrages à fonder, disponibilité en personnel et en matériel, etc.

## 3. LA RECHERCHE DES VIDES

### 3.1. Difficultés

La recherche constitue l'opération la plus difficile, particulièrement lorsque l'on ne dispose d'aucune indication qui puisse servir de guide. Si l'on pense en particulier qu'un ouvrage peut être gravement endommagé par un accident local du sol, on conclut immédiatement que la recherche devra permettre de repérer une anomalie localisée. Il faut donc agir en aveugle et « aller à tâtons » vers la découverte d'indices permettant petit à petit de cerner le problème. Cette recherche se fait en utilisant tous les moyens physiques possibles, qui présentent tous des limites et des difficultés d'interprétation (sauf bien entendu lorsqu'un sondage débouche dans la cavité). C'est pourquoi **il est généralement utile d'associer plusieurs procédés d'investigation**. C'est pourquoi, également, avant d'entreprendre la recherche proprement dite, il convient de procéder à la collecte de renseignements sur la zone directement intéressée et son voisinage, car ces renseignements permettent d'orienter la campagne de recherche.

### 3.2. Collecte des renseignements

On rassemble les renseignements géologiques et géotechniques qui permettront d'orienter la recherche,

mais aussi ceux qui concernent l'ouvrage projeté, de façon à établir le projet le mieux adapté.

#### 3.2.1. Géologie

La collecte doit commencer par les renseignements géologiques disponibles sur le site avec comme objectif de préciser s'il existe :

- des couches exploitables (natures, niveaux, puissances) ;
- des couches solubles (natures, niveaux, épaisseurs, étendues) ;
- des nappes (niveaux, fluctuations, sens d'écoulement, composition chimique de l'eau...) ;
- ou des circulations (dans quels niveaux, nature de l'eau).

En fonction des résultats ainsi rassemblés, il est possible de définir les niveaux où des probabilités de risques se présentent.

#### 3.2.2. Connaissance locale

Ces renseignements doivent être complétés par le rassemblement des connaissances locales, auprès du Service des Mines, des archives municipales ou auprès des habitants du voisinage. Elles permettent souvent



de savoir s'il y a eu effectivement des exploitations, parfois de les localiser à peu près, et, plus rarement, d'apprendre l'existence de vides naturels ; souvent aussi elles renseignent sur les incidents qui ont pu se produire. Chaque fois que cela est possible, les vides directement accessibles doivent être visités, même s'ils ne sont pas directement à l'aplomb du projet ; on en tire des renseignements sur le mode d'exploitation, l'état de conservation, les épaisseurs de ciels, le nombre d'étages s'il s'agit de carrières et sur la nature des galeries karstiques, leur disposition, leur activité s'il s'agit de vides naturels.

### 3.23. Connaissance du projet

A ce stade, une connaissance précise du projet n'est pas indispensable, mais il importe de savoir :

- les implantations des ouvrages ;
- la nature et le poids de la structure et sa sensibilité aux mouvements ;
- les concentrations importantes de charges ;
- les fouilles envisagées (profondeur, étendue).

### 3.3. Recherche des vides non accessibles

A partir de tous les renseignements recueillis, on peut généralement avoir une idée sur les présomptions d'existence de vides, les niveaux d'origine et peut-être une localisation en plan. Le choix des techniques de recherche doit en tenir compte ; il faut en effet que les conditions locales soient compatibles avec les limites d'emploi du procédé choisi ; l'emploi de techniques de recherche de natures différentes permet souvent d'affiner les résultats. C'est au maître d'œuvre qu'il appartient de faire ce choix, et de le faire approuver par le maître d'ouvrage (mais s'agissant de techniques très particulières, celui-ci aura souvent intérêt à confier cette tâche à des spécialistes compétents en mécanique des sols et en géophysique).

#### 3.31. Méthodes géophysiques

L'utilité et les caractéristiques (méthode, maille) d'une prospection géophysique doivent être déterminées par le maître d'œuvre (et approuvées par le maître d'ouvrage) en fonction des critères géologiques, et en particulier en fonction du risque d'évolution vers la surface du vide souterrain, risque que l'on peut supputer si l'on a pu porter des appréciations sur les vitesses de dissolution de la couche altérée et de remontée des fontis.

##### 3.311. Choix de la méthode de géophysique

Ce choix est conditionné par certains critères relatifs aux caractéristiques géologiques et géométriques des vides, de leur remplissage et des terrains de couverture, notamment par :

###### a) La profondeur du toit de la cavité

- s'il est à plus de 4 mètres : la microgravimétrie, éventuellement et dans certains cas la sismique-réflexion, la sismique-réfraction ;
- s'il est à moins de 4 mètres, les méthodes électriques s'ajoutent aux précédentes.

###### b) La topographie

Si le terrain est très accidenté (fouilles à divers niveaux, tranchées...) la gravimétrie ne peut être utilisée que si un examen préalable a permis de justifier sa validité.

###### c) L'urbanisation

En ville, les méthodes électriques et sismiques sont généralement inopérantes, la gravimétrie est soumise à la contrainte de travail de nuit ;

###### d) L'étendue du terrain à prospecter

- s'il est peu étendu, la gravimétrie convient ;
- s'il est très étendu, on peut envisager l'emploi d'autres méthodes afin de limiter le coût des investigations. Les opérations comprennent alors trois phases : l'étalonnage sur un vide connu, la prospection générale à grandes mailles (méthodes électriques, sismiques ou micro-gravimétriques), la prospection de précision (micro-gravimétrie).

##### 3.312. Choix de la maille de mesure

Elle dépend :

- des conditions géologiques ;
- de l'importance de l'anomalie susceptible d'être provoquée par les vides prévus ;
- du projet.

Pour la prospection détaillée, on tient compte de la trame de la construction et on prévoit une à trois mesures par poteau pour des fondations ponctuelles et des profils suivant les axes des fondations linéaires.

On adopte en général les mailles suivantes :

- pour une étude générale et des cavités étendues des mailles carrées de 20 × 20 m ;
- pour une étude ponctuelle et des cavités étendues des mailles carrées de 7 à 15 m de côté ;
- pour une étude ponctuelle et de petites cavités des mailles de 2 à 5 m de côté.

##### 3.313. Interprétation des résultats et présentation ; fiabilité de la méthode

Dans le cas de la prospection micro-gravimétrique, on dresse la carte des anomalies (anomalies de Bouguer, anomalie résiduelle, anomalie régionale). Il est souhaitable, en outre, de fournir les cartes de densité reconstituée.

Dans le cas de la prospection électrique, on établit la carte des résistivités apparentes pour une ou plusieurs profondeurs d'investigation ; la prospection est précédée par l'exécution de quelques sondages électriques.

Dans le cas de prospection sismique, on établit en particulier des cartes de vitesses d'un niveau donné et des cartes de retard jusqu'à un plan réfracteur ou réflecteur déterminé.

Dans tous les cas, il convient de rappeler les limites de la méthode utilisée :

- caractéristiques des cavités non décelables ;
- autres causes d'anomalie (variation de faciès géologique, hétérogénéité superficielle) ;
- phénomène de coalescence (convergence en surface de deux anomalies profondes) ;
- nécessité et caractéristiques des contrôles mécaniques.

##### 3.32. Reconnaissances mécaniques

Ces techniques peuvent être utilisées, soit seules, soit en complément d'autres études plus générales, géologiques, géophysiques, pour préciser les dimensions des vides, leur extension réelle par rapport au projet de construction, les caractéristiques des terrains sus et sous-jacents, etc. Différentes méthodes peuvent être utilisées, suivant le choix du maître d'œuvre, approuvé

par le maître d'ouvrage. Dans tous les cas, la profondeur atteinte par les reconnaissances dépasse de quelques mètres le niveau inférieur des vides possibles (niveaux exploitables en carrière, horizons géologiques susceptibles de contenir des matériaux solubles).

L'extension de la zone à reconnaître est fonction de la surface au sol à protéger ou à construire, de la profondeur des vides possibles et de leurs dimensions.

En tout état de cause, la surface reconnue est supérieure à celle à protéger ou à construire.

### 3.321. Sondages de reconnaissance carottés

C'est la méthode la plus précise ponctuellement. Elle permet de déterminer la dimension des vides, leur position exacte par rapport au sol, les caractéristiques mécaniques des terrains sus et sous-jacents, par prélèvement d'échantillons et analyse de ceux-ci en laboratoire.

Toute campagne de reconnaissance de vides doit obligatoirement comporter des sondages carottés en continu. En l'absence de tout autre renseignement, il est nécessaire d'en prévoir au moins deux par ouvrage à construire ou, pour les ouvrages ou ensembles de grandes dimensions, au moins un sondage carotté en continu pour 900 m<sup>2</sup> (ou un tous les 100 mètres pour un ouvrage linéaire) (cf. 3.312).

### 3.322. Forages destructifs avec enregistrement des paramètres

Cette méthode, plus économique, doit obligatoirement être étalonnée sur des sondages carottés. Les paramètres de forage enregistrés peuvent être :

- vitesse instantanée d'avancement ;
- poussée sur l'outil ;
- couple résistant ;
- débit du fluide absorbé ;
- percussion réfléchie ;
- etc.

Cette technique permet le repérage précis des zones de vides et leurs dimensions. Par comparaison avec les sondages carottés, elle permet d'avoir une bonne idée des caractéristiques des terrains sus et sous-jacents : extension des zones décomprimées et état d'altération, remblais de pieds, etc.

La densité de forage doit être au minimum de un forage pour 50 m<sup>2</sup> sous les bâtiments et en l'absence d'autre renseignement (cf. 3.312).

### 3.323. Pénétromètres ou pressiomètres

Ces méthodes d'investigation peuvent être utilisées, selon la nature des terrains, en complément des techniques précédentes, pour mesurer *in situ* les caractéristiques mécaniques des terrains sus et sous-jacents au vide.

### 3.324. Essais liés aux reconnaissances mécaniques

L'exécution des reconnaissances mécaniques, outre les informations de base qu'elles apportent, permettent d'effectuer certains essais indispensables à une élaboration satisfaisante du projet de confortement.

#### • Essais de perméabilité, d'absorption d'eau ou de coulis

Ces essais doivent être prévus de façon systématique pour tous projets faisant appel aux techniques de consolidation par injection.

#### • Visualisation des parois du forage

- photographie ;
- télévision (avec les possibilités d'enregistrement au magnétoscope et de photographie) ;
- endoscopie (cette technique est limitée actuellement à une vingtaine de mètres de profondeur).

### 3.325. Valorisation géophysique des forages

Certaines méthodes géophysiques peuvent être employées pour améliorer la connaissance des anomalies du terrain, en profondeur, à proximité de forages existants ; ce sont :

- la gamma-densimétrie ;
- les mesures sismiques par transparence entre deux forages ;
- la télédiagraphie (électrique ou sismique) entre un forage et la surface ;
- le sonar en forage pour déterminer les dimensions d'une cavité remplie d'eau, non photographiable.

L'emploi de l'une ou l'autre de ces méthodes doit faire l'objet d'une étude préalable cas par cas.

### 3.326. Problèmes liés à la présence d'eau

Lorsque les vides reconnus sont situés dans une nappe, il est impératif d'équiper certains forages en piézomètres de façon à étudier de manière précise l'hydrogéologie locale. Les principales mesures à effectuer sont :

- niveau piézométrique et ses variations saisonnières ;
- détermination du sens et de la vitesse d'écoulement de la nappe ;
- analyse chimique des eaux de percolation.

### 3.327. Remplissage du forage

Tout sondage ou forage non équipé pour des mesures particulières ou non utilisé pour un traitement ultérieur doit être soigneusement rempli par un matériau fin, au moins équivalent au terrain en place, éventuellement traité au ciment.

### 3.33. Puits

La recherche des vides peut être effectuée par un ou plusieurs puits de sondage dont le but est de déboucher dans les cavités souterraines vides ou remblayées, d'en faire une reconnaissance plus complète (grâce éventuellement à des galeries de visite ou des sondages horizontaux) et de reconnaître de façon plus précise et de visu le recouvrement. Cette méthode d'investigation conduit à une connaissance plus complète, mais elle est plus onéreuse et est employée lorsque la probabilité de déboucher dans les vides est élevée. Elle intervient donc souvent associée à d'autres méthodes dont elle constitue un complément appréciable.

Le puits de sondage doit préserver les couches de terrain traversées pour permettre le relevé ainsi que la prise d'échantillons éventuellement. Son exécution est manuelle ou quasi manuelle, à l'aide d'outils n'altérant pas le terrain.

Le puits est généralement circulaire. Son diamètre doit permettre la descente d'hommes et de matériel pour l'exploration de la cavité. Sa dimension minimale est de 1.20 m

Le blindage, mis en place au fur et à mesure de la fouille, est adapté à la nature du terrain et aux circonstances fortuites (venues d'eau...). Le puits est comblé dès que possible par mesure de sécurité et son orifice

est soigneusement obturé durant toute période d'abandon. En tout état de cause, le puits n'est pas maintenu au-delà de la durée de conservation normale du blindage, qui est de l'ordre de quelques mois pour des planches de sapin.

### 3.34. Photographie aérienne

L'examen de photographies aériennes permet souvent de repérer des anomalies qui se traduisent par des différences de teintes sur les clichés. L'interprétation peut être plus fine si l'on dispose de photographies prises à des époques différentes et, sur une longue période, des phénomènes évolutifs peuvent parfois être décelés.

Des résultats intéressants ont été obtenus pour la recherche des karsts par télédétection infra-rouge. En effectuant des photographies à la fin de la nuit, la surface du sol au-dessus des cavités est plus froide qu'aux endroits où il n'y en a pas, car la conductivité thermique d'une cavité est moindre que celle de la roche saine. Cette méthode donne des résultats d'autant meilleurs que la roche en surface n'est pas oblitérée par des dépôts détritiques, des sols divers ou de la végétation, qui effacent les contrastes thermiques.

### 3.4. Données à rassembler pour l'étude du confortement ou des fondations

L'ensemble des reconnaissances effectuées doit permettre de rassembler suffisamment de renseignements sur les cavités elles-mêmes et sur le recouvrement de façon à déterminer, en fonction du projet, la solution la meilleure de confortement ou de fondation. Pour cela, il est nécessaire de définir les données suivantes :

#### 3.41. Données concernant les cavités proprement dites

- la délimitation en plan : le dessin des « limites » de la cavité doit permettre de distinguer la masse des zones inaccessibles (remblais, éboulements) et il doit porter les départs de galeries inexplorées ; s'il y a des cavités à plusieurs niveaux, la représentation des différents vides est faite sur le même plan avec des couleurs différentes pour chaque niveau ;
- la position en niveau ;
- la hauteur des cavités ;
- la nature du matériau qui a disparu ;
- la nature du matériau qui constitue le toit de la cavité, l'épaisseur de la couche, son état de conservation ou d'altération, son pendage ;
- s'il s'agit de carrières, le mode d'exploitation, les risques de poinçonnement du toit, ou d'écrasement de pilier ;
- les accidents localisés : cassures, basculements, ciels tombés, fontis, puisards, communications entre plusieurs vides ;
- le régime des eaux : venues d'eau d'infiltration avec estimation de l'importance, niveau éventuel de l'eau dans les vides, emplacement des pertes d'eau ;

- la présence éventuelle d'éboulis ou de remblais sur le sol et leur épaisseur ;
- la nature du plancher de la cavité.

La plupart de ces renseignements sont faciles à rassembler lorsqu'il est possible de pénétrer dans la cavité ; dans le cas où la cavité est inaccessible, on s'efforce par des méthodes plus ponctuelles de rassembler le maximum de ces renseignements.

#### 3.42. Données concernant le recouvrement

- la coupe géologique du terrain sus-jacent ;
- les corrélations avec des coupes voisines hors vides ;
- les caractéristiques mécaniques, physiques et chimiques des différentes couches ;
- les altérations éventuelles dues à la présence des cavités (décompression, fontis...) ;
- les nappes d'eau superficielles.

### 3.5. Contrôle de la reconnaissance

Compte tenu de l'importance que présente la reconnaissance pour l'évolution du projet de construction, et du coût important d'une campagne complémentaire lorsque les renseignements d'une première campagne sont insuffisants, le programme de la campagne d'investigation, l'analyse des premiers renseignements et l'adaptation continue de la campagne, doivent faire l'objet d'un contrôle, sous l'autorité du maître d'ouvrage.

#### 3.51. Cas des vides accessibles

Le maître d'ouvrage s'attachera à :

- vérifier que le programme de reconnaissances présente toutes chances de compléter opportunément les renseignements déjà rassemblés ;
- vérifier que le déroulement de la campagne respecte le programme et que les renseignements recueillis ne nécessitent pas de le modifier.

#### 3.52. Cas des vides non accessibles

Le maître d'ouvrage fera :

- vérifier que la campagne prévue est adaptée au terrain, au site et aux conditions imposées par le voisinage ;
- vérifier qu'elle est assez fine pour ne laisser subsister que des incertitudes compatibles avec l'objet recherché ;
- vérifier que la mise en œuvre de la campagne est conforme aux principes de recherches retenus, que notamment les mesures et les prises d'échantillons, leur conservation et leur transport sont effectués correctement, que les photos sont bien repérées ;
- vérifier que les essais demandés sont bien faits ;
- vérifier que les renseignements recueillis ne nécessitent pas de modifier la campagne ;
- vérifier que les puits et forages sont bien obturés ou appareillés.

## 4. RELATION ENTRE LA CONCEPTION DU PROJET DE CONFORTEMENT ET LA CONSTRUCTION

### 4.1. Vides accessibles

#### 4.1.1. Comblement en vue de la protection humaine

Le terrain sus-jacent n'est pas construit et ne comporte pas de canalisations d'eau ou de gaz, il ne supporte pas de surcharge notable et il est seulement accessible comme aires de circulation légère ou occasionnelle.

Dans ce cas, le comblement des vides n'est effectué que pour éviter qu'un effondrement du toit de la cavité se propage dans la hauteur du recouvrement et vienne à jour.

Il est possible d'admettre quelques mouvements superficiels.

Les procédés à utiliser ne visent pas à consolider effectivement le sous-sol, mais à remblayer les vides souterrains et supprimer tout exutoire au niveau de la cavité en cas de rupture du ciel.

Il n'y a pas de règles particulières à observer sauf à vérifier que le remblai atteint effectivement le toit de la cavité et qu'il ne subsiste aucun vide important.

Ce procédé ne peut concerner en aucune façon des ouvrages, aussi légers soient-ils et même en prévoyant le renforcement des fondations superficielles.

#### 4.1.2. Reconstitution d'un sol de fondation

##### 4.1.2.1. Le vide est consolidable

###### 4.1.2.1.1. Consolidation par maçonneries

###### a) Piliers maçonnés traditionnels

La cavité accessible est au départ dans un état d'équilibre plus ou moins précaire, assuré par des ouvrages confortatifs rudimentaires ou des îlots de roche restés en place ; de plus, elle est plus ou moins remblayée. Pour remédier à cette situation, la méthode en question consiste à édifier des piliers en maçonnerie dans la hauteur de la cavité afin de transmettre le poids du recouvrement et des surcharges en contrebas de celle-ci. Ils seront répartis et dimensionnés en fonction de la totalité des charges au niveau du toit de la cavité et des portées admissibles entre piliers selon les caractéristiques de ce toit.

###### b) Béton projeté

Ce procédé n'est pas d'un usage courant pour la consolidation de cavités anciennes. Dans ce cas, c'est plutôt une technique d'appoint destinée à compléter un premier procédé.

Il s'agit de la mise en place de béton qui peut être armé ou non. On peut l'utiliser à renforcer un état d'équilibre existant jugé précaire, en traitant les parois ou le toit des cavités afin d'en augmenter les caractéristiques mécaniques ou prévenir des accidents localisés (chute de pierres...).

Ce procédé paraît particulièrement indiqué pour renforcer les ouvrages existants en les freinant (étaux de masse rocheuse ou piliers fissurés en voie de rupture) ou en reconstituant des voûtes.

Le béton projeté peut être utilisé en complément d'autres procédés tels que les consolidations souterraines en maçonnerie et le boulonnage.

#### 4.1.2.1.2. Injection des points singuliers

Lorsque le vide est consolidable en grande partie par les procédés cités précédemment, il se peut que le projet soit entaché par la présence d'un effondrement localisé du toit de la cavité (fontis).

Le projet étant de fonder les constructions superficiellement en fonction de la nature du terrain après terrassement, il s'agit de redonner au sous-sol, aux emplacements des effondrements, des caractéristiques similaires au terrain naturel avoisinant.

La méthode classique consiste :

- 1) à ceinturer dans la hauteur de la cavité la zone effondrée par un mur en maçonnerie afin, d'une part, de conforter le toit à la limite de sa ligne de rupture et, d'autre part, de limiter les volumes d'injection. L'épaisseur du mur est égale en général au 1/3 de sa hauteur ;
- 2) à remplir les vides francs de la zone d'effondrement ;
- 3) à traiter par injection sous pression tous les terrains décomprimés à partir du sol de la cavité : remblais, cônes d'éboulis et terrains sus-jacents.

#### 4.1.2.1.3. Boulonnage

On appelle boulonnage le renforcement du terrain par des barres, généralement métalliques, de longueur comprise entre 1.5 m et 10 m, placées à l'intérieur du terrain à partir d'une surface libre du massif.

Le boulonnage a d'abord été employé dans des terrains stratifiés ou schisteux, avec une orientation préférentielle perpendiculaire aux bancs ou aux feuillets ; il associe alors des dalles individuelles trop minces par rapport à la portée pour former une dalle d'épaisseur suffisante. Il a ensuite été employé avec un rôle analogue à celui des étriers de béton armé (pour reprendre l'effort tranchant). Enfin, il est maintenant étendu aux massifs rocheux à structure quelconque, notamment aux terrains irrégulièrement fracturés et même à certains terrains meubles.

Le rôle des boulons d'ancrage est d'armer le terrain c'est-à-dire de limiter les déformations du massif, d'améliorer globalement sa résistance à la traction et au cisaillement, et surtout d'éviter sa dégradation progressive, tout en permettant une libération des contraintes.

Associé ou non à un garnissage plus ou moins continu de la surface du massif (constitué d'une coque de béton projeté, d'un treillis soudé, d'un grillage, de plaques...), le boulonnage est un soutènement suspendu qui présente, sur les soutènements classiques (du type portiques, cintres ou piliers maçonnés), l'avantage d'une part d'associer directement le terrain lui-même à la fonction de soutènement et, d'autre part, de ne pas réduire le volume souterrain disponible ; il permet ainsi le contrôle ultérieur de l'état des cavités et leur occupation à des fins diverses.

Il est en général fait appel au boulonnage, parmi d'autres moyens de confortement, pour contribuer à assurer la pérennité de l'espace souterrain. Dans le cas de carrières souterraines, le boulonnage peut être utilisé, seul ou intégré dans un ensemble de moyens, pour :

- épinglez des blocs instables ;
- solidariser les bancs du toit ;

- armer les piliers ;
- améliorer les caractéristiques mécaniques du terrain.

Tout traitement de boulonnage des ciels de carrière doit être associé à une vérification de l'aptitude des piliers à soutenir les charges qui leur sont appliquées.

La conception d'un confortement par boulonnage comporte le choix des différents paramètres suivants : type de boulon, scellé ou ancré, type d'ancrage, nature de la barre (acier, fibre de verre), longueur et section, plan de boulonnage (espacement ou densité, orientation), nature des plaques d'appui et du garnissage éventuel. Leur détermination repose essentiellement sur l'expérience acquise par l'utilisateur car, bien que la pratique ait montré que ce mode de soutènement était efficace et économique, les modes d'action des boulons restent relativement mal connus.

#### 4.1214. Injection du recouvrement

Dans le cas où le recouvrement a été décomprimé, son traitement est nécessaire pour que le sol de fondation soit correctement reconstitué. Il est alors traité par injection comme en 4.223.

#### 4.122. Le vide n'est pas consolidable

Lorsque le vide n'est pas consolidable, il faut recourir à des fondations profondes, pieux ou puits, qui doivent transmettre les charges en-dessous de la cavité.

On tient compte des charges qui sont susceptibles d'être transmises aux éléments porteurs par frottement négatif en cas de mouvement trouvant son origine dans la cavité. On tient compte éventuellement d'efforts horizontaux, ce qui conduit à armer les pieux. Lorsqu'il s'agit de puits on prévoit la réalisation d'un anneau maçonné ceinturant le puits dans la hauteur de la cavité.

#### 4.123. Conséquence sur la structure

Lorsque des cavités ont été traitées par les méthodes exposées en 4.121, le sol de fondation est en principe reconstitué et permet des fondations superficielles.

Il est toutefois prudent de prendre des précautions dans la structure pour le cas où de légers tassements viendraient à se produire ; pour cela, il faut donner au bâtiment de la rigidité en prévoyant des longrines et éviter les appuis isolés.

Lorsque le terrain est susceptible d'évolution, on déterminera les infrastructures du bâtiment pour résister à l'apparition d'un fentis de diamètre donné, indifféremment placé sous l'ouvrage.

## 4.2. Vides non accessibles

### 4.21. Recherche de la protection humaine

Le terrain sus-jacent n'est pas construit et ne comporte pas de canalisations d'eau ou de gaz, il ne supporte pas de surcharges notables et il est seulement accessible comme aires de circulation légère ou occasionnelle.

Dans ce cas, le comblement des vides n'est effectué que pour éviter qu'un effondrement du toit de la cavité ne se propage dans le recouvrement et vienne à jour.

Il est possible d'admettre quelques mouvements superficiels.

Les procédés à utiliser ne visent pas à consolider le sous-sol, mais à remblayer les vides souterrains et supprimer tout exutoire au niveau de la cavité en cas de rupture du ciel.

### 4.211. Délimitation de la zone à traiter

Dans la plupart des cas, il est souhaitable, pour des raisons économiques, de limiter le remplissage des vides à la seule zone définie par le projet, soit que les vides au-delà de cette zone n'entraînent aucun risque, soit qu'ils nécessitent une consolidation plus importante.

Cette délimitation implique la réalisation d'une enceinte périmétrale adéquate par l'une ou l'autre méthode suivante :

- injection de coulis rigidifiés indélévables à fort angle de talus ;
- rideau de pieux ou micropieux ;
- remplissage granulaire ou en chapelet.

Son but est de limiter la diffusion des matériaux de remplissage des vides intérieurs à l'enceinte.

### 4.212. Remplissage des vides

Le remplissage des vides à l'intérieur de l'enceinte créée, comme indiqué au paragraphe précédent, se fait par :

- injection de coulis à partir de forages débouchant dans la zone de vides suivant une maille lâche (100 m<sup>2</sup> au maximum) ;
- remblayage hydraulique avec des matériaux stables et incompressibles (lorsque l'eau peut s'éliminer naturellement) à partir de forages débouchant dans le vide.

### 4.213. Traitement des remblais de pieds

Si les reconnaissances ont mis en évidence des remblais de pieds de très mauvaise qualité susceptibles d'entraîner des tassements incompatibles avec l'objet recherché (protection de la vie humaine), leur traitement est assuré dans les mêmes conditions que le vide lui-même. Pour ce faire, les forages sont descendus jusqu'à la base de ce remblai.

### 4.214. Clavage

Sauf cas extrême d'altération importante des terrains sus-jacents aux vides, le clavage du remplissage n'est pas nécessaire.

## 4.22. Reconstitution d'un sol de fondation

Il s'agit dans ce cas de conforter le terrain de façon à assurer la reprise des charges dans des conditions compatibles avec le projet de construction.

Les techniques utilisées visent à consolider le sous-sol de façon à permettre l'exécution des fondations

### 4.221. Confortement par injection complète

Les principes retenus pour le simple comblement des vides sont conservés, à l'exception de la nature des matériaux de remplissage dont la composition est établie en fonction de la nature (dimensions) des vides à remplir et de la résistance mécanique à obtenir.

#### 4.2211. Délimitation de la zone à traiter

Elle est délimitée dans les mêmes conditions qu'au paragraphe 4.211. Si l'enceinte périmétrale doit participer à la résistance de l'ensemble du confortement, on détermine sa structure en tenant compte de ce critère.

Si elle ne participe pas à la résistance d'ensemble, on procède comme en 4.211.

#### 4.2212. Remplissage des vides

L'exécution est conduite comme en 4.212 sauf en ce qui concerne les caractéristiques mécaniques du coulis

ou des matériaux de remblayage, qui sont adaptés à la résistance mécanique recherchée.

#### 4.2213. Remblais de pieds

Ceux-ci font l'objet d'un traitement systématique. Suivant leur nature (dimension des vides, porosité), on procède comme indiqué en 4.213, ou l'on exécute un traitement spécial par injection à partir de forages spécifiques. Dans de nombreux cas, ce traitement peut être du même type que celui des terrains sus-jacents et exécuté simultanément.

#### 4.2214. Clavage

Il doit être prévu de façon systématique et avec un coulis approprié, à pouvoir pénétrant plus élevé que le coulis de remplissage, de façon à assurer un contact intime entre le remplissage et le toit des vides.

#### 4.222. Confortement par points

En fonction des caractéristiques mécaniques du toit et du mur des vides reconnus, de la nature même des vides, il n'est pas toujours nécessaire d'assurer un remplissage complet des vides.

On peut constituer des appuis ponctuels :

- par injection de coulis spéciaux réalisant des « piliers » de résistance mécanique et de diamètre appropriés, assurant la transmission des charges entre le toit et le mur (ces « piliers » peuvent être éventuellement armés) ;
- par micropieux.

La répartition de ces appuis ponctuels et leurs caractéristiques mécaniques sont fonction des charges à transmettre.

#### 4.223. Traitement du recouvrement

Il a pour objet la recompression des terrains par injection sous pression.

Il n'intervient qu'après comblement ou confortement par points des vides. Il est fonction de la nature du recouvrement et de ses caractéristiques mécaniques.

Il fait appel aux techniques et coulis classiques de consolidation des terrains de fondation par injection.

#### 4.3. Cas particuliers

a) Il peut arriver que la construction à réaliser soit peu importante (un ou deux niveaux) et que les vides du sous-sol soient profonds et peu importants compte tenu du recouvrement. Dans ces conditions le prix d'un traitement du sous-sol ou celui d'une fondation profonde sont prohibitifs. On peut se dispenser des consolidations ou des fondations profondes si :

- 1) la structure du bâtiment lui confère une rigidité dans tous les sens telle qu'un mouvement du sol ne peut entraîner de désordres dans cette structure, mais seulement un mouvement d'ensemble ;
- 2) le recouvrement ne comporte ni couche susceptible de fluier ni couche meuble aquifère ;
- 3) la hauteur maximale des vides n'excède pas 10 % de l'épaisseur du recouvrement ;
- 4) les jonctions du bâtiment avec les divers réseaux sont prévues pour supporter des mouvements.

b) Dans les zones fortement urbanisées, où la nécessité de construction de parkings oblige à faire plusieurs sous-sols, il peut être tentant de prévoir des sous-sols supplémentaires jusqu'au sol de carrière pour n'avoir pas à réaliser de consolidations. L'enlèvement intégral du recouvrement sur la superficie de la zone bâtie supprime la butée et peut engendrer des désordres de la zone périphérique. Il est difficile d'évaluer l'étendue de la zone susceptible d'être intéressée et l'importance des mouvements qui peuvent s'y produire, par suite, entre autres raisons, de l'incertitude sur la répartition des efforts dans le recouvrement avant l'ouverture des fouilles. Ces désordres peuvent d'ailleurs se produire avant même que la fouille soit terminée.

Pour réduire le risque, il convient de prendre préventivement des dispositions confortatives dans les cavités, à l'extérieur immédiat de la zone à construire (piliers maçonnés, piliers injectés, mur dont l'épaisseur est égale au  $1/3$  de la hauteur).



Fig. 8. — Coupure du ciel de carrière par une grande fouille, étalement provisoire sur poteaux en bois avant exécution d'un mur de ceinturage.

#### 4.4. Contrôle

Vérifier que les zones à remblayer et celles à conforter mécaniquement sont délimitées de façon compatible avec le projet.

Vérifier que les caractéristiques des bâtiments ont été correctement évaluées (charges réparties et concentrées, adaptabilité du bâtiment ou sensibilité à des tassements différentiels, rigidification ou souplesse, nombre et position des joints).

##### 4.41. Remplissage

Vérifier que les méthodes proposées sont satisfaisantes en ce qui concerne :

- le processus de limitation de la zone injectée ou remblayée et le choix des matériaux ;
- la méthode de remplissage et le choix des matériaux ;
- la méthode de clavage du ciel si besoin est.

##### 4.42. Consolidation

###### 4.421. Vides accessibles

S'assurer que la carrière est consolidable ou non.

###### 4.4211. Si la carrière est consolidable

###### a) Consolidations maçonnées :

- Vérifier que les dispositions prévues sont compatibles avec l'état du ciel et les charges supportées (dimensions des piliers, implantation).
- Vérifier que le traitement prévu pour les accidents locaux (ciels tombés, fontis) est satisfaisant.
- Vérifier que les conséquences de ces accidents sur les précautions locales à prendre dans les structures des ouvrages ont bien été déterminées.

###### b) Béton projeté :

- Vérifier que les frettages de béton projeté conduisent à la résistance attendue pour les piliers.
- Vérifier que la résistance du ciel est assurée.
- Vérifier les caractéristiques des matériaux envisagés.

###### c) Boulonnage :

- Vérifier que les longueurs de boulons prévues assurent une tenue satisfaisante.
- Vérifier la nature des scellements.

###### 4.4212. Si la carrière n'est pas consolidable :

- Vérifier les dispositions prises pour le remplissage.
- Vérifier les dispositions assurant le report de charges en pied de carrière.



Fig. 9. — Coupure totale d'un ciel de carrière en galerie.

###### 4.422. Vides non accessibles

- Vérifier que les méthodes envisagées pour assurer la stabilité mécanique sont satisfaisantes en ce qui concerne :
  - soit le processus du soutien du ciel existant (limitation de la zone injectée, nature et mise en œuvre du coulis d'injection, traitement des remblais de pied, traitement des terrains de recouvrement) ;
  - soit le processus de transmission des charges à travers la carrière remplie, la prise en compte de frottements négatifs et la résistance à des efforts horizontaux.
- Vérifier qu'il est prévu des sondages de contrôle et que leur nombre et leur répartition sont satisfaisants.

## 5. EXECUTION DES CONSOLIDATIONS

### 5.1. Vides accessibles

#### 5.11. Comblement

Le comblement des vides accessibles cherche à prévenir les effondrements plus ou moins généralisés au sens de l'article 4.11.

Les matériaux mis en œuvre doivent être stables et inaltérables et adaptés à la mise en œuvre (sablon, cendres volantes...), à l'exclusion d'argile, de limon, de remblais urbains, de gravais.

Les procédés de mise en place peuvent être manuels, mécaniques, hydrauliques ou pneumatiques. Ils doivent assurer, au moment de l'exécution, le remplissage complet des vides souterrains et tenir compte du foisonnement des matériaux utilisés afin de limiter leur tassement.

Le remblaiement manuel dit par « hagues et bourrages » s'effectue avec des terres sableuses et caillouteuses, généralement des déchets de carrière et des débris calcaires. Un mur en pierres sèches ou hague

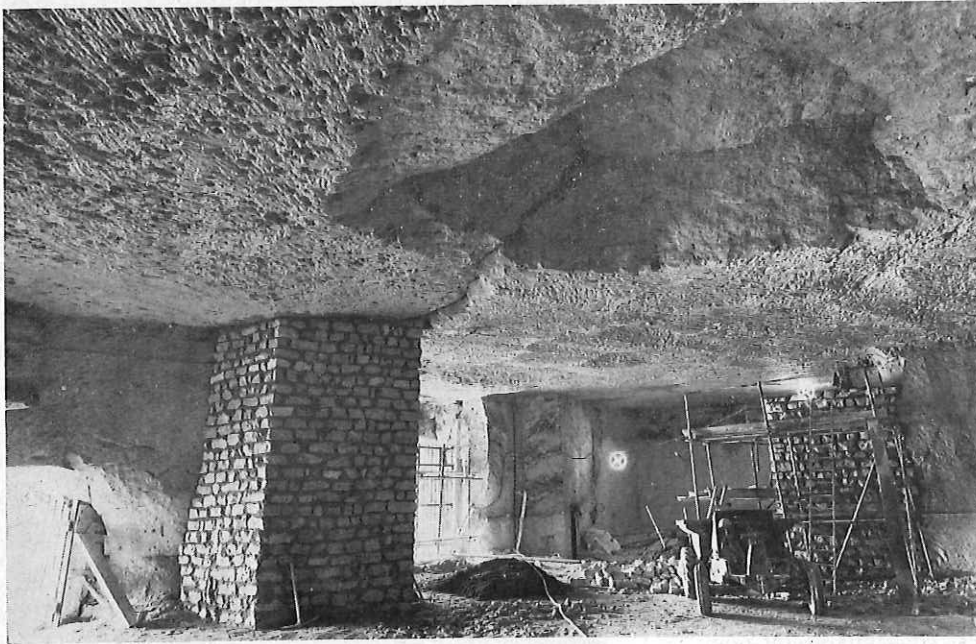


Fig. 10. — Consolidation d'un ciel de carrière par piliers maçonnés et boulonnage - Partie de ciel tombée.

est monté tous les 1.50 m environ, pour permettre le clavage des remblais en ciel.

Les autres procédés essentiellement mécaniques doivent être d'une efficacité pour le moins similaire. Des vérifications sont effectuées en cours de travaux pour s'en assurer et pour remédier aux insuffisances éventuelles.

Les procédés hydrauliques et pneumatiques sont employés habituellement dans le cas de vides importants.

### 5.12. Consolidation proprement dite

#### 5.121. Maçonneries

Les piliers en maçonnerie sont constitués de moellon dur et de mortier de ciment résistant aux eaux agressives. Ils doivent être capables de supporter une contrainte d'au moins 2 MPa.

Le calage sous le toit de la cavité doit être particulièrement soigné, tout comme pour une reprise en sous-œuvre.

La surface portante des piliers est déterminée en fonction du poids du recouvrement et des surcharges. Elle ne doit pas être inférieure à 20 % de la surface des constructions et les charges appliquées ne doivent pas entraîner une contrainte de la maçonnerie supérieure à 2.5 MPa.

De plus, l'écartement entre piliers doit être déterminé en fonction de la nature et de l'épaisseur de la roche formant toit et en s'appuyant sur les enseignements apportés par l'expérience locale. En règle générale, cet écartement ne dépasse pas 4 mètres dans les carrières de calcaire grossier.

L'expérience locale doit toujours orienter les règles de consolidation.

En complément des consolidations par piliers, il est d'usage de procéder au bourrage des vides souterrains avoisinants par mesure d'économie afin de ne pas évacuer les déblais.

Cette mesure ne saurait constituer véritablement une garantie supplémentaire.

S'il paraît normal de laisser un bourrage en place, le bourrage systématique d'une cavité, en plus des consolidations souterraines proprement dites, n'accroît pas les performances de celles-ci. Au contraire, il est préférable de conserver les carrières accessibles et visitables quand cela est possible.

Dans le cas où les hauteurs d'exploitation sont particulièrement grandes, la partie inférieure des piliers peut être en béton avec des caractéristiques mécaniques comparables à celles de la maçonnerie sus-jacente.

#### 5.122. Armatures

Les caractéristiques des armatures et leur mise en œuvre respectent les conditions des textes en vigueur réglementant le béton armé.

#### 5.123. Béton projeté : nature, mise en œuvre

La consolidation des vides accessibles par la technique du béton ou mortier projeté, a pour but d'obtenir un revêtement résistant permanent des parois des vides, s'opposant à toutes dégradations ultérieures de la cavité. L'utilisation du béton projeté à fibres d'acier donne, dans certains cas, de bons résultats.

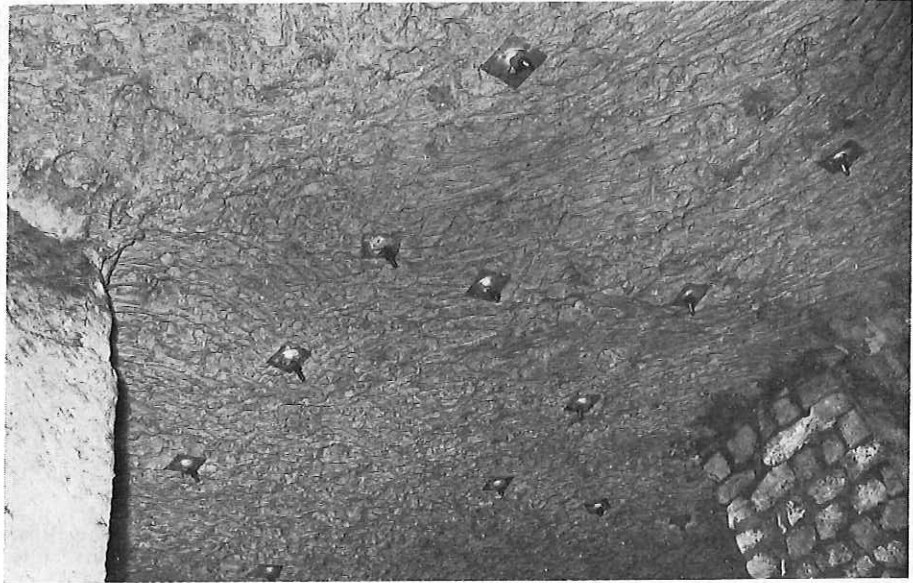
Au préalable, les parties instables ou altérées des parements du vide sont enlevées soit par dérochage manuel pour éviter toute vibration préjudiciable à la stabilité des parois, soit par décapage à la lance (émulsion air-eau).

S'il n'y a pas d'aspérités suffisantes, les points d'ancrage sont réalisés dans les parois du vide en nombre suffisant pour permettre une bonne adhérence aux parois de la coque en béton ou mortier projeté. Dans la plupart des cas, ces ancrages sont courts ( $\sim 1$  m) et passifs.

Eventuellement, si les mesures de convergence préablement observées indiquent des poussées ou des mouvements non négligeables au niveau des voûtes ou parois du vide, des ancrages plus profonds ou des ancrages précontraints peuvent être utilisés avec mise en place, éventuellement, d'une armature (treillis soudé, grillage...).



Fig. 11. — Boulonnage en ciel.



Le béton ou mortier projeté doit avoir une résistance finale supérieure ou égale à 25 MPa.

Dans le cas de vide à parois trop décomprimées ou instables, on évite de décaper ou d'exposer des surfaces de parois supérieures à 25 m<sup>2</sup> à la fois sans projection immédiate de l'enduit.

La composition du béton ou mortier projeté doit être telle que celui-ci ne peut être altéré par les eaux qui ruissellent en carrière ou les produits qui pourraient, éventuellement, être stockés dans les cavités.

#### 5.124. Traitement des parties non consolidables par les méthodes traditionnelles ; traitement des remblais de pied et des vides

##### 5.1241. Traitement des vides

Avant le traitement proprement dit des vides des zones effondrées, on procède à la réalisation d'un mur de ceinturage que l'on implante le plus près possible de la ligne de rupture du toit, sans toutefois compromettre la sécurité du personnel.

Le traitement du vide se fait par les mêmes méthodes que celles décrites pour les vides inaccessibles en 5.22 :

- soit à partir de la surface une fois le comblement terminé autour de la zone intéressée ;
- soit à partir du vide accessible, à travers le mur de ceinturage, ou un bouchon de terrain d'épaisseur suffisante ;
- soit à partir de l'intérieur du vide au travers d'un mur masqué ou d'un bouchon de terrain d'épaisseur suffisante.

##### 5.1242. Traitement des remblais de pied

Lorsque les remblais de pied sont insuffisamment stabilisés, il convient de les éliminer avant toute opération de consolidation du vide par piliers maçonnés.

Dans l'hypothèse où les charges appliquées aux remblais peuvent entraîner des tassements importants, on doit procéder à la consolidation du remblai de pied au moyen d'injections ponctuelles et rapprochées par forages perforés dans la masse du remblai jusqu'au sol en place (un forage pour 4 à 6 m<sup>2</sup> environ). Ce traitement s'effectue de préférence après comblement partiel ou total de la cavité, par exécution de forages intéressant toute la masse du remblai avec injection

à des pressions supérieures ou au moins égales à la pression de couverture des terrains.

#### 5.125. Traitement du recouvrement

Il est fonction de sa nature et de son état de décompression. Ce traitement relève des techniques classiques de l'injection. Il doit être fait à partir de forages spécifiques (qui peuvent être les mêmes que ceux prévus pour les remblais de pied).

#### 5.126. Boulonnage

Les principaux types de boulons actuellement sur le marché sont :

- a) les boulons à ancrage ponctuel, par exemple mécanique par coquilles à expansion ;
- b) les boulons à ancrage réparti (métalliques ou en fibres de verre) :
  - soit scellés au mortier sur toute la longueur ; le mortier peut être mis en place par coffrage perdu (coquilles perforées), par cartouche ou par injection avant ou après l'introduction de la barre,
  - soit scellés à la résine sur toute leur longueur.

Les diamètres courants vont de 16 à 32 mm.

Les boulons à ancrage ponctuel sont particulièrement adaptés lorsque les conditions suivantes sont remplies :

- recherche d'un effet à court terme ;
- roches dures ( $R_c$  minimale de l'ordre de 30 MPa) ;
- massif homogène.

Les boulons à ancrage mécanique ponctuel sont très utiles pour « épingler » localement les blocs ou les dalles instables d'une voûte.

Dans certains cas, les boulons à ancrage ponctuel peuvent être injectés de mortier ou de produits bitumineux, après leur mise en tension, afin de protéger les tiges contre la corrosion.

Les boulons à ancrage réparti ne nécessitent pas la précontrainte de la tige et présentent les avantages suivants :

- faible sollicitation spécifique de la surface d'adhérence ;
- excellente protection contre la corrosion ;
- effet mécanique optimal dans les terrains fissurés ;
- limitation des déplacements relatifs dans les terrains stratifiés.

En contrepartie, ils nécessitent une mise en œuvre particulièrement soignée en raison de la difficulté du contrôle.

Les scellements à la résine exigent un calibrage soigné du trou, ce qui suppose une roche saine, homogène, sans cavité, à fissuration fermée et peu développée. En raison des techniques de mise en œuvre, la longueur des scellements à la résine peut difficilement dépasser 4 m.

Les scellements au mortier conviennent dans une gamme de terrains plus vaste que les scellements à la résine et notamment dans les roches très fracturées ou présentant des cavités. En présence de circulations d'eau une injection préalable du forage sera faite avant le scellement du boulon.

La technique de mise en œuvre des boulons de chaque type et les essais usuels permettant d'en contrôler l'efficacité sont décrits dans le document de l'AFTES « Boulonnage - Version 3 du 3 mai 1974 », publié dans la *Revue Tunnels et Ouvrages Souterrains* n° 6 de nov.-déc. 1974, auquel il convient de se reporter.

### 5.127. Exécution de puits à la main

Ce procédé est utilisé :

- 1) soit quand la cavité ne peut être traitée directement en souterrain en raison de son mauvais état ;
- 2) soit quand la nature du recouvrement ne permet pas d'envisager une fondation superficielle ;
- 3) soit, par mesure d'économie et également de sécurité, quand l'épaisseur du recouvrement n'est plus que de quelques mètres.

Il y a relativement peu de temps, les puits de fondations étaient exécutés à la main. Progressivement, le procédé s'est mécanisé et, actuellement, il est fait usage de grues et de marteaux-pneumatiques. Le procédé fait appel essentiellement à une main-d'œuvre qualifiée. Il est particulièrement sûr car il permet de vérifier la nature des terrains traversés ainsi que celle du sol d'assise.

Pour les puits circulaires, le diamètre est d'au moins 1,20 m.

Les puits sont blindés au fur et à mesure de leur fonçage. Les blindages sont « coulantés » dans la traversée de terrains décomprimés (fontis) ou incohérents.

La base du puits sera encastrée d'au moins 0,20 m dans le sol d'assise de la fondation s'il s'agit d'une roche dure, d'au moins 0,50 m dans les autres cas.

Dans le cas de terrain cohérent, la section du puits peut être agrandie à sa base, par empattement symétrique, en fonction de la contrainte admissible sur le sol et des charges. Sauf justification particulière, le débord de l'empattement n'excède pas la moitié de la plus petite dimension transversale du fût du puits et la hauteur de l'empattement est au moins le double du débord.

Lorsque les puits traversent des cavités dont le toit est en place, ils sont obligatoirement ceinturés par un mur en maçonnerie dans la hauteur de la cavité (fig. 12).

L'épaisseur de ce ceinturage sera fonction de la hauteur de la cavité et en tout état de cause de 0,50 m minimum.

Cette mesure a pour but de consolider le ciel de la cavité affaibli par le percement des puits et de prévenir un effondrement du terrain qui transmettrait aux puits des efforts supplémentaires.

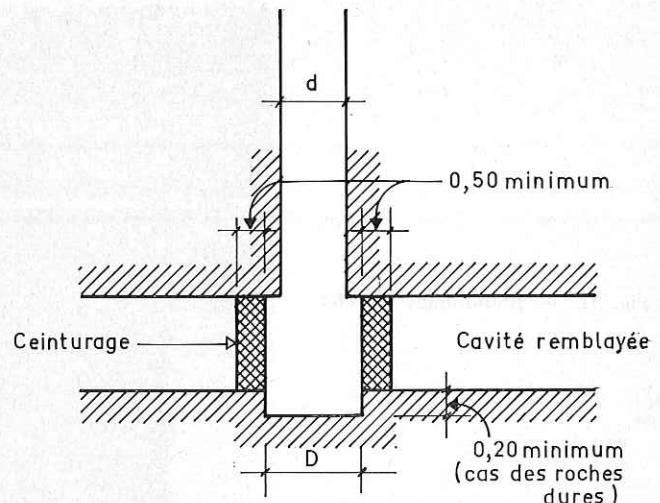


Fig. 12. — Empatement éventuel et ceinturage à la base des puits dans la traversée d'une cavité non effondrée.

De plus, les vides rencontrés sont systématiquement comblés.

La mise en œuvre du béton se fait dans les conditions prévues par le DTU 13.2. Les puits sont déblindés dans la mesure du possible au fur et à mesure de la montée du béton.

La tête des puits peut être armée de barres verticales en attente, pour liaison avec l'infrastructure des constructions. De plus, les puits doivent comporter des armatures appropriées lorsque des efforts horizontaux sont à équilibrer.

### 5.128. Exécution de pieux forés

Se reporter au paragraphe 5.27.

## 5.2. Vides non accessibles

### 5.21. Exécution de l'enceinte périmétrale

#### 5.211. Injection de coulis rigidifiés indélévables à fort angle de talus

Ces coulis sont mis en œuvre à partir de forages implantés suivant le périmètre de l'enceinte à réaliser. Les forages sont descendus jusqu'à la base du vide. Leur espacement est fonction de la hauteur du barrage à réaliser et de l'épaisseur de l'enceinte. Il est généralement compris entre 1 et 3 m.

L'injection est conduite par tranches remontantes en quantités prédéterminées. On procède par piliers pairs et impairs et par lignes extérieures puis intérieures.

Les coulis utilisés sont généralement composés de sable, cendres volantes, argile, bentonite, certains sous-produits industriels, ciment et d'adjuvants spéciaux mis au point par les entreprises spécialisées pour leur conférer les caractères de rigidification contrôlée, d'indélévabilité sous courant d'eau, et d'angle de talus élevé.

Les caractéristiques mécaniques des coulis sont fonction du but recherché, suivant que l'enceinte périmétrale participe ou non à la consolidation d'ensemble.

#### 5.212. Rideaux de pieux ou micropieux tangents

Les pieux ou micropieux sont forés mécaniquement depuis le terrain naturel. Ils sont implantés suivant le périmètre de l'enceinte à réaliser ; leur espacement est au plus égal à leur diamètre *in situ*. La traversée

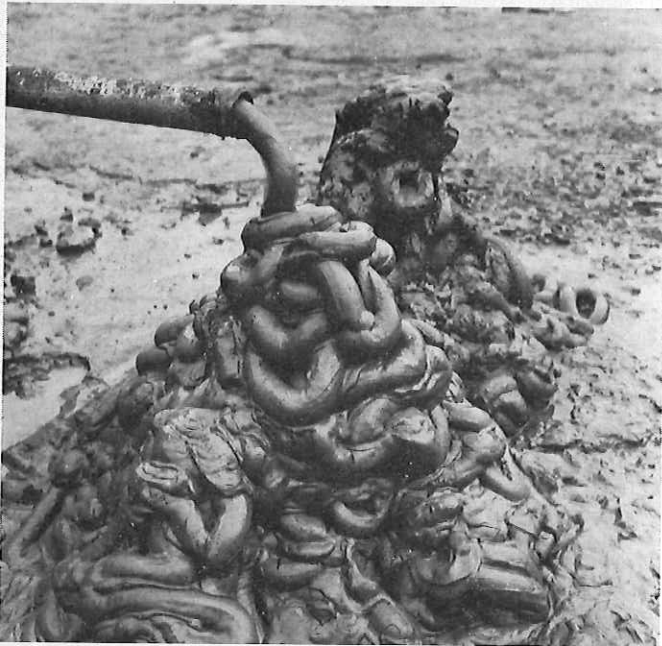


Fig. 13. — Coulis rigidifiés à angle de frottement élevé.

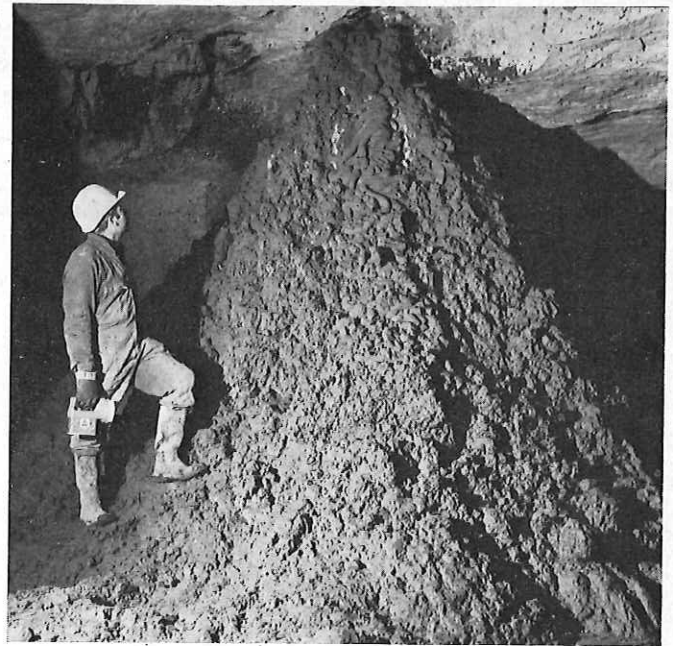


Fig. 14. — Effet de l'injection dans une cavité d'un coulis du type précédent.

éventuelle de bancs durs sera exécutée sans trépanage de façon à éviter tout ébranlement.

Sur la hauteur du vide, ils sont équipés de façon à éviter la déperdition exagérée de béton ou de mortier (buse, virole, treillis, sacs, etc.).

La détermination du diamètre et des armatures éventuelles doit tenir compte des efforts horizontaux s'exerçant sur l'écran pendant la phase de comblement et éventuellement des surcharges verticales lorsque l'enceinte participe à la résistance d'ensemble. Pour les pieux en béton non armés, le diamètre n'est pratiquement jamais inférieur à 560 mm.

#### 5.213. Remplissage granulaire ou en chapelet

Les granulats ou les chapelets sont mis en place dans des forages, implantés suivant le périmètre de l'enceinte à réaliser, d'un diamètre compatible avec la dimension, le conditionnement et le débit de mise en œuvre des granulats. L'espacement entre forages est fonction de la hauteur du vide et de l'angle de talus du matériau.

Pour le remplissage granulaire, le matériau doit avoir un poids spécifique tel qu'il ne puisse pas être déplacé facilement lors des opérations de comblement.

#### 5.22. Remplissage des vides

Après exécution de l'enceinte périmétrale, le remplissage des vides se fait par remplissage gravitaire à partir de forages ou de puits implantés suivant un maillage déterminé en fonction de l'importance des vides et de la destination du terrain (en général, un forage par 25 à 100 m<sup>2</sup>, pour des vides de hauteur supérieure à 2 m).

#### 5.221. Vides de très grandes dimensions unitaires (plusieurs dizaines de mètres cubes)

Suivant les résistances recherchées, on peut utiliser les produits suivants :

1) les sous-produits industriels, sables, graviers, sablon,

condes volantes mis en place suivant les techniques du remblayage hydraulique ou pneumatique (transport des produits par un fluide, l'eau en général, par pompage à fort débit par des forages de gros diamètre supérieur ou égal à 150 mm).

Dans ce cas, le barrage exécuté ne doit pas être étanche à l'eau. Le remblayage hydraulique doit être réservé au cas où l'eau d'exhaure ne risque pas de provoquer des désordres.

2) Les bétons, micro-bétons et coulis mis en place par tube plongeur à la pompe.

#### 5.222. Vides de dimensions réduites

Suivant les résistances recherchées, on utilise :

- le remblaiement hydraulique, mais avec des produits à granulométrie fine, sablon, cendres volantes mis en place par pompage à partir de forages de petit diamètre ( $\varnothing$  150 mm) ;
- des mortiers ou coulis à base de sablon, cendres volantes, argile, bentonite, ciment et tous coulis spéciaux.

Suivant la nature des vides, l'injection est faite, soit à forage ouvert pour un vide franc unique, soit à partir de tubes lanternés mis en place dans le forage et injectés par branchement en tête pour des vides diffus.

#### 5.23. Traitement des remblais de pied

Le mode de traitement des remblais de pied lorsqu'il est nécessaire, est fonction de la nature du remblai d'une part et du résultat recherché d'autre part.

#### 5.231. Remblai à vides importants et comblement simple des vides sans consolidation

Si la technique de comblement des vides adoptée est à base d'injection de coulis, sablon, cendres volantes, argile, bentonite, ciment, le traitement des remblais de pied peut être effectué avec la même technique et en même temps que le remplissage des vides proprement dits.

#### 5.232. Remblai à vides peu importants et consolidation importante recherchée

Dans ce cas, le traitement du remblai est exécuté indépendamment du comblement des vides et postérieurement à celui-ci. Ce traitement fait appel aux techniques classiques de consolidation par injection.

#### 5.24. Clavage

Il a pour but d'assurer le meilleur contact possible entre le comblement et le toit des vides comblés.

Dans le cas où le comblement est fait avec un coulis fluide et une maille de forage serrée (un forage pour moins de 25 m<sup>2</sup>), le clavage peut s'obtenir de façon satisfaisante par montée systématique en pression (pression égale à celle du recouvrement), en fin d'injection de remplissage.

Dans les autres cas, le clavage est réalisé par injection de coulis de ciment ou de bentonite-ciment, sous une pression éventuellement supérieure à celle des terres, à partir de forages spéciaux ouverts uniquement au contact terrain-comblement. Suivant le projet, les forages de clavage peuvent également être utilisés pour le traitement des remblais de pied et le traitement des recouvrements.

#### 5.25. Traitement par points

Deux types de consolidation ponctuelle peuvent être envisagés : par piliers injectés ou par micropieux.

##### 5.251. Consolidation par piliers injectés

Il s'agit de piliers exécutés par injection en quantités prédéterminées de coulis spéciaux, de façon à réaliser autour du forage d'injection un massif injecté, ou de coulis à l'intérieur duquel s'inscrit un cylindre de section prédéterminée (environ 1.50 à 2 m de diamètre).

Les coulis mis en œuvre sont du type à prise préreglée avec un fort angle de talus, ou coulis expansés ou expansifs, du même type que ceux mis en œuvre pour les injections de barrage.

Ces coulis sont généralement composés de sable, cendres volantes, argile, bentonite, ciment et d'adjuvants spéciaux mis au point par les entreprises spécialisées. La composition finale du coulis est fonction des résistances recherchées.

##### 5.252. Micropieux

Pour le calcul et la mise en œuvre des micropieux, il convient de se reporter au DTU 13.2.

#### 5.26. Traitement du recouvrement

Il est fonction de sa nature et de son état de décompression. Ce traitement relève des techniques classiques de l'injection. Il doit être fait à partir de forages spécifiques (qui peuvent être les mêmes que ceux prévus pour les remblais de pied et le clavage).

#### 5.27. Exécution de fondations profondes

Elles ne constituent jamais un élément de stabilisation permanente des vides proprement dits, mais permettent uniquement le transfert des charges en profondeur.

##### 5.271 La reconnaissance préliminaire a montré qu'il n'y a pratiquement aucun vide subsistant

Les pieux sont forés mécaniquement depuis le terrain naturel ou fond de fouille jusqu'au terrain formant sol de carrière.



Fig. 15 et 16. — Contrôle par puits tangents au forage de l'effet d'une injection dans une carrière de calcaire effondrée.



La hauteur d'ancrage de cette assise dépend de l'importance des charges et des caractéristiques mécaniques des couches de terrain situées sous la base du pieu.

Les bancs durs sont forés à l'aide d'outils spéciaux (tels que carottiers, etc.) n'ébranlant pas les couches de terrains, ni les constructions avoisinantes. L'utilisation d'engins de percussion est formellement interdite.

Il est nécessaire de tenir compte du frottement négatif susceptible d'être provoqué par les couches de terrains décomprimés à la suite de l'effondrement de la cavité. Une virole lubrifiée peut être disposée au droit des formations décomprimées.

#### 5.272. Cas où il existe des vides relativement importants

Dans ce cas, avant toute exécution des pieux on doit procéder à une consolidation des vides pour éviter tout effondrement ultérieur de la zone de recouvrement.

Les pieux forés dans les mêmes conditions qu'au paragraphe précédent (5.271) sont chemisés sur toute leur hauteur à l'aide d'une virole lubrifiée pour limiter le frottement négatif.

Pour tenir compte des efforts horizontaux éventuels, ils sont armés sur toute leur hauteur.

Pour les contraintes des fondations profondes, on se réfère au DTU 13.2.

Afin de se protéger contre un tassement du recouvrement, il est nécessaire soit de rigidifier le dallage du dernier sous-sol, soit de le traiter comme un plancher reposant sur des poutres dimensionnées en fonction des charges supportées.

### 5.3. Contrôle de l'exécution

#### 5.3.1. Vides accessibles

Pendant la réalisation :

- s'assurer que le complément éventuel de reconnaissance est fait (sondages en pied et en tête) ;

- s'assurer que l'état du ciel de carrière est conforme à ce qui était attendu et que les dispositions prévues sont respectées ;
- sinon s'assurer que les adaptations nécessaires du projet sont réalisées ;
- s'assurer que le niveau d'assise des éléments de report des charges est correct.

#### 5.32. Vides non accessibles

Pendant l'exécution :

- vérifier que les conditions arrêtées au stade précédent sont bien respectées ;
- vérifier que les mesures faites au cours des travaux sont en harmonie avec les renseignements tirés de la reconnaissance des sols.

Après l'exécution :

- vérifier que les sondages et essais de contrôle donnent des résultats satisfaisants (remplissage, résistance mécanique).

#### 5.33. Dans les deux cas

En principe, si la consolidation de la carrière a été correctement menée, les fondations superficielles peuvent être établies sur le terrain. Toutefois, s'il y a eu affaissement du ciel de carrière il se peut que les terrains superficiels aient été décomprimés et que le tassement de l'ouvrage soit plus important que sur le même terrain vierge.

Dans certains cas (ouvrage à cheval sur une partie sous-minée et une partie vierge, ouvrage sur une zone sous-minée intéressée par des accidents locaux), des tassements différentiels peuvent être à craindre. On procède à une reconnaissance particulière pour apprécier ces tassements. Des dispositions spéciales s'imposent dans la construction.

## ANNEXE

### ETUDE DE LA STABILITE DES CARRIERES

#### I. INTRODUCTION

La vérification de la stabilité d'une carrière nécessite, comme pour n'importe quelle structure, qu'en tous les points — ou presque — la résistance soit supérieure à la sollicitation. Malheureusement, dans le cas des excavations souterraines, il est difficile de connaître et cette résistance et cette sollicitation.

Pour la résistance de la roche, on est toujours embarrassé par le fait qu'elle est une fonction décroissante de la dimension de l'échantillon minéral : c'est l'effet d'échelle. Il faut à un certain moment faire une extrapolation à partir des résultats obtenus au laboratoire jusqu'à la résistance du massif rocheux lui-même. Heureusement, ce n'est véritablement incertain que pour les très grandes extrapolations et lorsque les roches sont très fissurées.

Pour les sollicitations, la difficulté provient de notre ignorance des contraintes initiales. Dans le cas des ouvrages souterrains, il faut les ajouter aux effets du poids propre et, bien entendu, aux effets des concentrations de contraintes apportées par nos constructions. Celles qui règnent dans le massif vierge avant la perturbation apportée par le creusement de la carrière ne sont pas toujours bien connues. Lorsque la stratification est horizontale, le poids des terres est une bonne approximation de la contrainte verticale, mais la contrainte horizontale est toujours mal connue. En France, elle est généralement plus petite que la contrainte verticale. On distinguera deux cas : l'étude d'un projet de carrière et l'analyse d'une carrière existante.

## II. ETUDE D'UN PROJET DE CARRIERE

La stabilité d'une carrière implique que le projet soit conçu pour qu'en tout point le matériau demeure dans le domaine élastique. On peut obtenir une connaissance des propriétés mécaniques des milieux dans lesquels les galeries doivent être creusées soit par des essais en place ou au laboratoire, soit par référence à d'autres carrières analogues, soit encore par la bibliographie : il est rare, en effet, qu'une carrière soit ouverte dans un matériau totalement inconnu. Il faut vérifier le plus rapidement possible ces données par des essais sur des échantillons intacts, si possible prélevés sans modification de la teneur en eau du carottage. En effet, une augmentation de la teneur en eau diminue la résistance à la compression simple et augmente la déformabilité. La dessiccation a un effet inverse.

Les contraintes dans une exploitation souterraine sont fonction de l'épaisseur et de la densité du recou-

vrement, de la forme et de la proximité des galeries ou des piliers, des propriétés élastiques relatives du matériau de la carrière et des matériaux situés au-dessus et en-dessous des exploitations. On peut déterminer par simulation en photo-élasticité, ou par le calcul numérique, la distribution des contraintes autour d'une cavité souterraine. La méthode des éléments finis est actuellement le mode de calcul le plus utilisé et son emploi est bien connu pour la résolution des problèmes d'élasticité. On fait d'abord le calcul en fonction du poids propre pour les contraintes verticales seules ; on calcule ensuite l'effet d'une contrainte horizontale. Enfin, on évalue la somme des contraintes de la première solution et de  $\lambda$  fois celle de la deuxième solution ; on prend deux ou trois hypothèses raisonnables pour  $\lambda$  et on vérifie que les contraintes sont partout inférieures au critère de rupture. On peut limiter cette vérification au pourtour de la cavité qui est toujours la zone la plus sollicitée.

## III. ANALYSE DE LA STABILITE D'UNE CARRIERE EXISTANTE

Dans la mesure où la stabilité d'une carrière existante inspire des inquiétudes et nécessite une analyse, il est bien probable qu'elle a quitté le domaine de l'élasticité. L'entrée dans le domaine plastique se produit le plus souvent par le jeu et par l'extension de la fissuration naturelle. Il en résulte des perturbations de la résistance et des reports de contraintes, qui modifient la distribution prévisible par le calcul. Ces perturbations peuvent être mesurées directement ou indirectement.

La mesure directe des contraintes se fait au sein de la masse par sur-carottage, ou plus simplement à la surface de la cavité en utilisant la méthode du vérin plat. De plus, cet essai, s'il peut être poussé jusqu'à la rupture de la roche, donne une information sur la résistance de la matière. En général, en mesurant les contraintes en quelques points bien choisis de la surface ou en un nombre limité de piliers, l'interprétation des résultats est assez facile.

Les mesures indirectes ont pour but de déterminer l'état de la fissuration autour de la carrière et de la comparer à celle du massif vierge ou de la roche intacte qu'on doit d'abord caractériser. La célérité des ondes sonores est le phénomène physique qui s'adapte

le mieux à une telle recherche. La fissuration diminue la vitesse de propagation et il est possible de reconnaître l'épaisseur de la roche affectée par des charges excessives. Des mesures superficielles sur des bases plus ou moins longues, interprétées comme en géophysique, et des mesures par transparence pour atteindre le massif sain, permettent d'apprécier l'épaisseur des couches fissurées, c'est-à-dire l'étendue de la plastification autour de la carrière.

Mais, l'appréciation du caractère évolutif de la stabilité d'une carrière ne peut se faire uniquement sur cet aspect statique, et il est nécessaire d'acquérir des informations sur les conditions d'évolution des contraintes et sur la vitesse des déformations. Généralement, on peut obtenir des renseignements par enquête et par la surveillance périodique des dégradations. Les chutes de pierres provenant du toit ou des piliers, la surveillance de la largeur de certaines fissures par la pose de témoins en plâtre avec des scellements en queue d'aronde, la variation de la vitesse de propagation du son en fonction du temps et les mesures de convergence, signalent le plus commodément une évolution, permettent de reconnaître les zones plus sensibles et orientent les travaux nécessaires de confortation.

## BIBLIOGRAPHIE

AFTES. — « Boulonnage - Version 3 du 3 mai 1974 », *Revue Tunnels et Ouvrages Souterrains*, n° 6 (nov.-déc. 1974).

ARNOULD. — « Cavités souterraines ; recherche par gravimétrie », *Annales de l'ITBTP*, série SF/67. (mars-avril 1968).

CALLON GROS-BELLARD et LEVEQUE. — 4th Canadian Symposium on Remote Sensing (p. 521), Québec City, (May 1977).

FEUGUEUR L. — « Causes géotechniques d'accidents dans la région parisienne en rapport avec la structure géologique », *Le Monde Souterrain* (1962-1963).

JOURDAN G. — « Remblai des Carrières d'Issy-les-Moulineaux et Clamart », *Travaux* (mars 1966).

MONOT (G.). — « L'Inspection Générale des Carrières de Paris et les confortements du sous-sol », AFTES, *Revue Tunnels et Ouvrages Souterrains*, n° 26 (mars-avril 1978).

NEUMANN (P.). — « La gravimétrie de haute précision ; application aux recherches de cavités », *Geophysical Prospecting*, vol. XV, number 1, (1967).

PANET. — « La stabilité des ouvrages souterrains ; soutènement et revêtement ; Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Rapport de Recherche n° 28 (sept. 1973).

## TABLE DES MATIERES

	Pages		Pages
<b>1. Origine des vides du sous-sol</b> .....	119	3.33. <i>Puits</i> .....	126
1.1. Différentes origines .....	119	3.34. <i>Photographies aériennes</i> .....	126
1.11. <i>Vides naturels</i> .....	119	3.4. Données à rassembler pour l'étude du confortement ou des fondations .....	127
1.12. <i>Vides artificiels</i> .....	119	3.41. <i>Concernant les cavités</i> .....	127
1.2. Les terrains susceptibles d'être le siège d'exploitations .....	119	3.42. <i>Concernant le recouvrement</i> .....	127
1.3. Les différents modes d'exploitations souterraines .....	120	3.5. Contrôle de la reconnaissance .....	127
1.31. <i>Exploitations par piliers tournés</i> ..	120	3.51. <i>Vides accessibles</i> .....	127
1.32. <i>Exploitations par hagues et bourrages</i> .....	120	3.52. <i>Vides non accessibles</i> .....	127
1.33. <i>Exploitations par foudroyage</i> ....	121	<b>4. Relation entre la conception du projet de confortement et la construction</b> .....	127
1.34. <i>Exploitations anarchiques</i> .....	121	4.1. Vides accessibles .....	128
<i>Exploitations diverses</i> .....	121	4.11. <i>Comblement en vue de la protection humaine</i> .....	128
<b>2. Les conséquences des vides pour les constructeurs</b> .....	122	4.12. <i>Reconstitution d'un sol de fondation</i> .....	128
2.1. L'évolution d'une carrière .....	122	4.121. Le vide est consolidable ....	128
2.11. <i>Evolution d'une carrière exploitée par piliers tournés</i> .....	122	4.1211. <i>Consolidation par maçonneries</i> .....	128
2.111. Rupture d'un pilier .....	122	4.1212. <i>Injection des points singuliers</i> .....	128
2.112. Cisaillement du ciel .....	122	4.1213. <i>Boulonnage</i> .....	128
2.12. <i>Evolution d'une carrière exploitée par hagues et bourrages</i> .....	123	4.1214. <i>Injection du recouvrement</i> .....	128
2.13. <i>Evolution d'une carrière exploitée par foudroyage</i> .....	123	4.122. Le vide n'est pas consolidable	
2.2. Evolution des vides naturels .....	123	4.123. Conséquences sur la structure	
2.3. Répercussions en surface, risques pour les personnes et les constructions, nécessité et but du renforcement .....	124	4.2. Vides non accessibles .....	129
<b>3. La recherche des vides</b> .....	124	4.21. <i>Recherche de la protection humaine</i>	
3.1. Difficultés .....	124	4.211. Délimitation de la zone à traiter .....	129
3.2. Collecte des renseignements .....	124	4.212. Remplissage des vides ....	129
3.21. <i>Géologie</i> .....	124	4.213. Traitement des remblais de pied .....	129
3.22. <i>Connaissance locale</i> .....	124	4.214. Clavage .....	129
3.23. <i>Connaissance du projet</i> .....	125	4.22. <i>Reconstitution d'un sol de fondation</i>	
3.3. Recherches des vides non accessibles ..	125	4.221. Confortement par injection complète .....	129
3.31. <i>Méthodes géophysiques</i> .....	125	4.2211. <i>Délimitation de la zone à traiter</i> .....	129
3.311. Choix de la méthode de géophysique .....	125	4.2212. <i>Remplissage des vides</i>	
3.312. Choix de la maille de mesure		4.2213. <i>Remblais de pied</i> ....	129
3.313. Interprétation des résultats et présentation. Fiabilité de la méthode .....	125	4.2214. <i>Clavage</i> .....	129
3.32. <i>Reconnaitances mécaniques</i> .....	125	4.222. Confortement par points ..	129
3.321. Sondages de reconnaissance carottés .....	125	4.223. Traitement du recouvrement	
3.322. Forages destructifs avec enregistrement des paramètres ..	126	4.3. Cas particuliers .....	129
3.323. Pénétrètres ou pressiomètres .....	126	4.4. Contrôle .....	129
3.324. Essais liés aux reconnaissances mécaniques .....	126	4.41. <i>Remplissage</i> .....	129
3.325. Valorisation géophysique des forages .....	126	4.42. <i>Consolidation</i> .....	130
3.326. Problèmes liés à la présence d'eau .....	126	4.421. Vides accessibles .....	130
3.327. Remplissage du forage ....	126	4.4211. <i>Si la carrière est consolidable</i> .....	130
		4.4212. <i>Si la carrière n'est pas consolidable</i> .....	130
		4.422. Vides non accessibles .....	130
		<b>5. Exécution des consolidations</b> .....	131

5.1. Vides accessibles .....	131	5.221. Vides de très grandes dimensions unitaires (plusieurs dizaines de mètres cubes) ....	135
5.11. <i>Comblement</i> .....	131	5.222. Vides de dimensions réduites	
5.12. <i>Consolidation proprement dite</i> ....	132	5.23. <i>Traitement des remblais de pied</i> ..	135
5.121. Maçonneries .....	132	5.231. Remblais à vides importants, comblement simple des vides sans consolidation .....	135
5.122. Armatures .....	132	5.232. Remblais à vides peu importants et consolidation importante recherchée .....	135
5.123. Béton projeté - Nature - Mise en œuvre .....	132	5.24. <i>Clavage</i> .....	136
5.124. Traitement des parties non consolidables par les méthodes traditionnelles. Traitement des remblais de pied et des vides .....	133	5.25. <i>Traitement par points</i> .....	136
5.1241. <i>Traitement des vides</i>	133	5.251. Consolidation par piliers injectés .....	136
5.1242. <i>Traitement des remblais de pied</i> .....	133	5.252. Micropieux .....	136
5.125. Traitement du recouvrement	133	5.26. <i>Traitement du recouvrement</i> .....	136
5.126. Boulonnage .....	133	5.27. <i>Exécution de fondations profondes</i>	
5.127. Exécution de puits à la main		5.271. La reconnaissance préliminaire a montré qu'il n'y a pratiquement aucun vide subsistant .....	136
5.128. Exécution de pieux forés ....	134	5.272. Cas où il existe des vides relativement importants ..	137
5.2. Vides non accessibles .....	134	5.3. Contrôle de l'exécution .....	137
5.21. <i>Exécution de l'enceinte périmétrale</i>		5.31. <i>Vides accessibles</i> .....	137
5.211. Injection de coulis rigidifiés indélévables à fort angle de talus .....	134	5.32. <i>Vides non accessibles</i> .....	137
5.212. Rideaux de pieux ou micropieux tangents .....	134	5.33. <i>Dans les deux cas</i> .....	137
5.213. Remplissage granulaire ou en chapelet .....	135	<b>Annexe : Etude de la stabilité des carrières</b> ....	137
5.22. <i>Remplissage des vides</i> .....	135	<b>Bibliographie</b> .....	138