

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Avec la participation des Comités français de :

- Mécanique des Sols.**
- Mécanique des Roches.**
- Géologie de l'Ingénieur.**

Directeur de la Publication : P. HABIB

Directeur du Comité de Rédaction : P. LONDE

Comité de Rédaction : E. ABSI
G. CHAMPETIER de RIBES
J. GOGUEL
M. HAFFEN
J. KERISEL
G. L'HERITEAU
J. MANDEL
A. MAYER
M. PANET
E. TINCELIN
J. VERDIER

ÉDITORIAL

LE but de la « Revue Française de Géotechnique » est de rassembler dans une même publication des études de Mécanique des Sols, de Mécanique des Roches et de Géologie de l'Ingénieur, exprimant ainsi la conviction que l'approche du naturaliste et celle des mécaniciens concourent à la compréhension des phénomènes liés à l'aménagement et à l'exploitation des richesses de la terre, mais que le rapprochement des techniques de chacune de ces disciplines ne doit pas faire perdre la personnalité propre à ces différentes Sciences Appliquées.

La « Revue Française de Géotechnique » présentera, dans l'expression française, des études et des travaux provenant de différents pays et apportera une documentation diversifiée à haut niveau, dont le caractère sera suffisamment général pour intéresser les lecteurs aux méthodes et aux réalisations de la géotechnique moderne.

Enfin, la « Revue Française de Géotechnique » souhaite devenir un lieu de rencontre entre lecteurs et auteurs ; elle s'efforcera d'ouvrir ses colonnes le plus largement possible à la discussion et aux échanges de vues.

Pierre HABIB.

Pierre LONDE.

étude de la stabilité des rives de la cuvette du barrage idriss 1^{er} au maroc



(Photo « Atlas-Aviation », Rabat).

par

G. L'Hériveau

Président-Directeur Général
Mécasol, Paris

M. Moudden

Directeur de l'Équipement
Direction de l'Hydraulique - Rabat

G. Post

Directeur
Coyne & Bellier, Paris

ETUDE DE LA STABILITE DES RIVES DE LA CUVETTE DU BARRAGE IDRISSE-1^{er} AU MAROC

Le barrage Idriss-1^{er} a été réalisé par la Direction de l'Hydraulique du ministère des Travaux Publics et des Communications du Royaume du Maroc. C'est un barrage à contreforts de 72 m de hauteur, créant sur l'oued Inaouène un important réservoir pouvant garantir l'irrigation de plus de 100 000 ha. Cet ouvrage, mis en eau en 1973, est exploité dans une première phase à une cote basse (plus hautes eaux à 206) et le sera, dans une seconde phase, après dérivation des eaux du Haut Sebou, à la cote finale (plus hautes eaux à 220,30).

Les volumes accumulés sont très importants : 750 Mm³ à la cote 206 et 1 430 Mm³ à la cote 220,30 et les eaux baignent plus de 130 km de côtes situées dans des terrains médiocres pouvant subir des marnages de 30 à 35 m en exploitation normale et de 50 m environ en cas de vidange totale.

Il se posait donc un important problème de stabilité des rives de la cuvette qui fait l'objet du présent exposé.

STABILITY DESIGN OF THE RESERVOIR BANK OF IDRISSE 1st DAM IN MOROCCO

Idriss 1st dam was constructed by the Direction of Hydraulic (Ministry of Public Works and Transports) of Morocco. It is a buttress dam of 72 m height on the Inaouene wadi. It forms an important reservoir allowing the irrigation of more than 100 000 hectares.

The reservoir, filled in 1973, is under operation for the first stage at a low level (highest water at elevation 206) and for the second stage —after diversion of Upper Sebou course— will be at the final level (highest water at elevation 220.30).

The total volumes are very large: 750 Mm³ at elevation 206 and 1 430 Mm³ at elevation 220.30. The reservoir water level can vary up to 30-35 m during normal operating conditions, and about 50 m for total drawdown. These waters interest more than 130 km of slopes developed in low characteristics grounds.

The major reservoir slope stability problem is the object of the paper which examines:

- the detection of potential sliding areas;
- the nature and characteristics of the encountered materials;
- the slope stability computations;
- the measures taken to avoid sliding in areas where they should be damaging;
- the surveying performed three years after the filling of the reservoir at the level of the first stage.

étude de la stabilité des rives de la cuvette du barrage idriss 1^{er} au maroc

par G. L'HÉRITEAU, M. MOUDDEN et G. POST

1. OBJET DE L'ETUDE

Il s'agissait de détecter les zones de glissement pré-existantes ou potentielles, dont la mise en mouvement pourrait avoir des conséquences sur :

- la sécurité du barrage (effet d'une vague consécutive à un glissement) et la capacité de la retenue (conséquence économique d'une réduction de la capacité utile) ;
- la sécurité des douars à proximité du plan d'eau (douars à déplacer) ;
- les terres cultivées ou cultivables (à exproprier) ;
- les voies de communications ferrées et routières (à déplacer ou conforter).

Cette étude a comporté (fig. 1) :

- l'inventaire des zones glissées ou susceptibles de glisser ;
- l'étude plus approfondie de certaines zones critiques, soit proches du barrage (zones 1 et 2), soit

intéressant la stabilité de la voie ferrée lors du remplissage de première phase de la retenue (zones 6 et 7), cette dernière n'étant déplacée que lors de l'exploitation de 2^e phase (fig. 1).

La méthodologie employée a donc comporté deux phases successives :

- 1) une étude géologique générale sur photos aériennes (au 1/15000) avec levé au 1/20000, complétée par une étude statistique des pentes et des hauteurs des versants et repérage des glissements préexistants et des zones les plus menaçantes ;
- 2) une étude géologique détaillée (1/2000) des zones les plus critiques avec exécution de forages, tranchées et puits et essais géotechniques (*in situ* et en laboratoire).

Les études géologiques ont été effectuées avec le concours du Professeur R. Barbier.

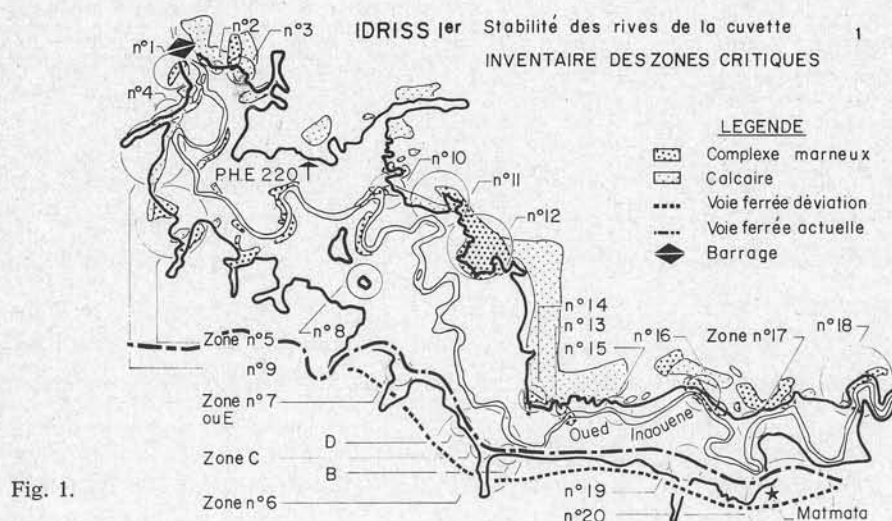


Fig. 1.

2. CADRE GEOLOGIQUE REGIONAL

La région intéressée s'intègre dans la chaîne rifaine et plus précisément dans l'unité pré-rifaine de cette chaîne. Cette région soumise à de violents efforts tangentiels lors de la surrection de la chaîne a été marquée par de nombreux et importants décollements au niveau de couches épaisses, très plastiques, rapportées princi-

palement au Trias et au Crétacé inférieur marneux et salifère.

C'est au cours du Crétacé et du Tertiaire que se sont produits ces mouvements qui donnent au Pré-rif son aspect géologique fait d'écaillés calcaires constituant les reliefs fichés dans une pâte marneuse broyée, appelée le « complexe marneux ».

3. LES TERRAINS ET LEURS CARACTERISTIQUES

Seront étudiées successivement les deux grandes formations rencontrées : le complexe marneux d'une part et les circulaires d'autre part ; sans insister sur les formations récentes plus ou moins grossières parfois cimentées, recouvrant ces formations sur 0.50 à 10 ou 15 m.

3.1. Le complexe marneux et les marnes miocènes

Le « complexe » définit un ensemble de matériaux plastiques ayant subi les chevauchements et les glissements de masses plus rigides. Géologiquement parlant, ce terme ne possède aucun sens car il réunit dans un même ensemble des formations de nature et d'âges très différents. Cependant, ces matériaux sont si souvent mêlés et malaxés qu'ils constituent une entité aux caractéristiques mécaniques extrêmement constantes dans leur médiocrité.

Ce sont des marnes gypsifères versicolores, bariolées ou noires, du trias ou crétacé, présentant des indices de plasticité toujours supérieurs à 30 %, des poids volumiques de l'ordre de 16 à 17.5 kN/m³, une cohésion moyenne en essai non consolidé non drainé de 100 kN/m².

Les essais triaxiaux consolidés drainés effectués sur échantillons intacts par le Laboratoire Public d'Essais et d'Etudes de Casablanca ont donné les valeurs moyennes suivantes :

$$C' = 60 \text{ kN/m}^2 \\ \Phi' = 17^\circ$$

pour des couches profondes (pressions de terrain supérieures à la pression de gonflement voisine de 200 kN/m²).

Les essais effectués sur les marnes miocènes ont révélé également des indices de plasticité compris entre 30 et 50 %. Ce sont des matériaux surconsolidés, fissurés (poids volumique 17,5 à 19 kN/m³) dont l'angle de cisaillement effectif varie entre 23 et 25° (pour des déformations de 6 à 8 %).

La résistance résiduelle de ces différentes marnes semble comprise entre 15 et 20°.

3.2. Les calcaires constituant les écaïles

Dans l'écaïlle d'Arabat, sur laquelle se situe le barrage, on note de bas en haut, surmontant le complexe marneux :

- des calcaires à silex ;
- des calcaires marneux dits « calcaires du site » ;
- une série gréseuse.

Ces faciès changent peu et se retrouvent dans les autres écaïles de la cuvette ; toutefois, ils deviennent plus marneux par variation latérale de faciès.

Les « Calcaires du site » sont les seuls à avoir été étudiés *in situ* par le laboratoire (LPEE) de Casablanca car ils constituent la fondation du barrage, études qui consistent en :

- des essais de chargement au vérin sur disque rigide ;
- des essais de cisaillement *in situ* dans la masse et sur joints stratigraphiques ;
- des essais de cisaillement directs sur carottes pré-coupées ou le long de joints.

Les caractéristiques de rupture seraient (pour les contraintes normales égales ou inférieures à 20 bars) :

- pour le calcaire homogène fracturé en larges mailles :
 $C = 500 \text{ à } 1\,000 \text{ kN/m}^2 \quad \Phi = 36^\circ \text{ à } 43^\circ$
- pour un calcaire assez sain avec un plan de rupture passant selon un joint stratigraphique sans remplissage argileux :
 $C = 50 \text{ à } 350 \text{ kN/m}^2 \quad \Phi = 32^\circ \text{ à } 36^\circ$
- pour un calcaire décomprimé et localement broyé avec remplissage argileux ou joint marneux :
 $C = 0 \text{ à } 50 \text{ kN/m}^2 \quad \Phi = 20^\circ \text{ à } 24^\circ$

4. REPARTITION ET STABILITE DES TERRAINS DE LA CUVETTE

4.1. Répartition des terrains Etude statistique des pentes

La cuvette est marquée par une différence de morphologie nette entre les deux rives : la rive gauche est plate dans l'ensemble, trahissant un substratum marneux ; la rive droite présente un certain nombre de reliefs plus accentués, peu élevés, formés de calcaires marneux, séparés par des collines moins élevées, très ravinées et constituées de marnes. Cette différence tient vraisemblablement au fait que les deux rives appartiennent à deux régions géologiques de l'unité pré-rifaine.

L'étude statistique des pentes et des hauteurs des versants est traduite par les figures 2 à 5 et condensée dans le tableau 1.

4.11. Répartition des terrains

Sur 134 km de versant, 83 % sont constitués de marnes (affleurant ou sous faible recouvrement quaternaire) et le reste de calcaires ou calcaires marneux.

4.12. Répartition des pentes

Plus de la moitié des versants ont une pente inférieure à 10° et 12 % seulement une pente supérieure à 20°.

Les versants constitués de marnes ont presque tous une pente inférieure à 20° et seulement 15 % ont une pente supérieure à 15°, ce qui correspond à une longueur développée de 20 km.

4.13. Hauteur des versants

Les hauteurs des versants sont assez faibles ; le maximum, 250 m, est dû à l'éperon calcaire constituant l'appui rive droite du barrage.

80 % des versants ont une hauteur inférieure à 150 m et 45 % une hauteur inférieure à 100 m.

4.14. Zones glissées ou écroulées

Le tableau 1 montre que les zones glissées dans les marnes, superficielles ou profondes, mais généralement

IDRISS I^{er} Stabilité des rives de la cuvette

TABLEAU I - REPARTITION DES PENTES EN FONCTION DE LA NATURE DU MATERIAU (longueur développée à la cote 220,30 P.H.E.)

	< 10°	10° à 15°	15° à 20°	> 20°	TOTAL
Longueur totale des rives en km.	70 km. 52 %	29 km. 22 %	19 km. 14 %	16 km. 12 %	134 km. 100 %
Longueur des zones dans les calcaires	0 0 %	0 0 %	4 km. 3 %	19 km. 14 %	23 km. 17 %
Longueur des zones dans les marnes	65 km. 48 %	26 km. 20 %	16 km. 12 %	4 km. 3 %	111 km. 83 %
Longueur des zones calcaires éboulées	0 0 %	0 0 %	0 0 %	0,5 km. 0,4 %	0,5 km. 0,4 %
Longueur des zones glissées (superficielles et profondes) dans le complexe marneux	0 0 %	1,8 km. 1,3 %	4,5 km. 3,4 %	3 km. 2,2 %	9,3 km. 6,9 %

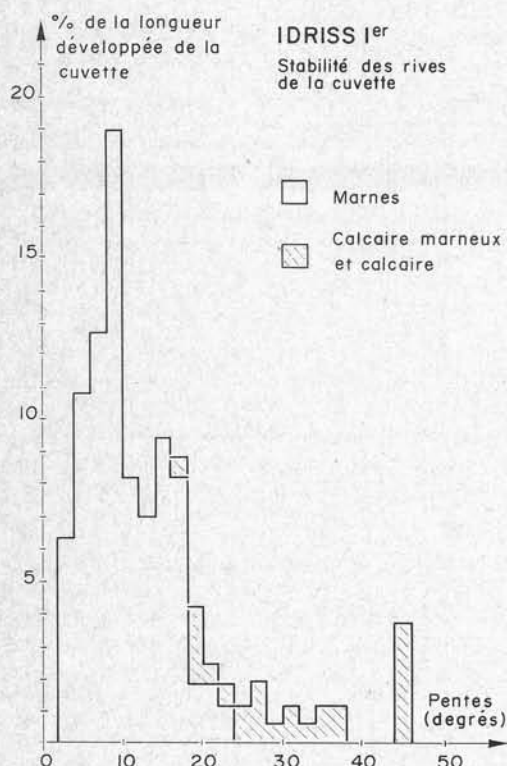


Fig. 2.

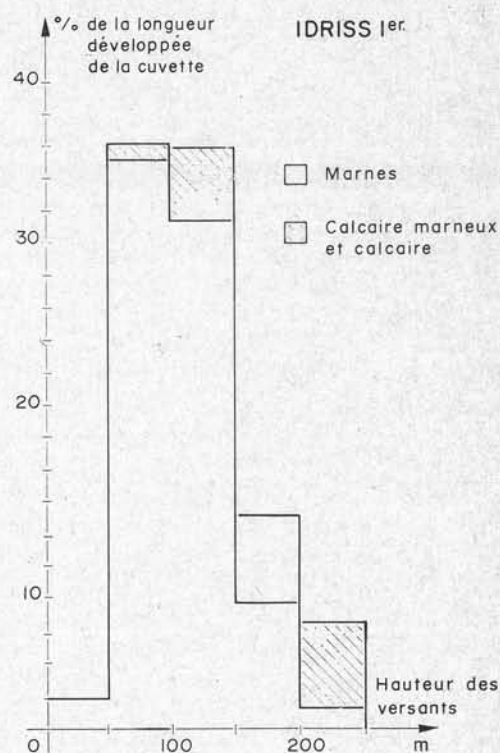


Fig. 4.

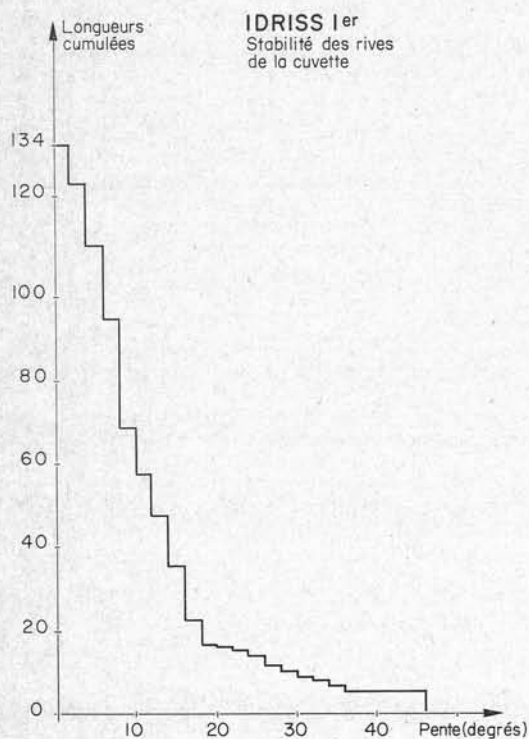


Fig. 3.

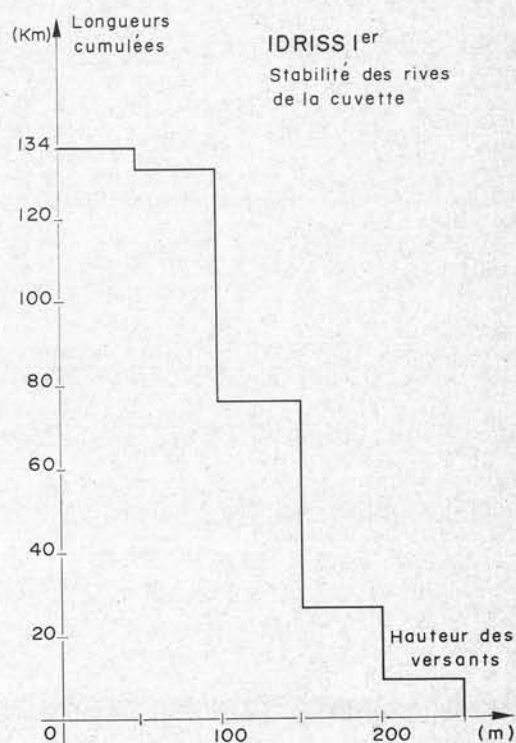


Fig. 5.

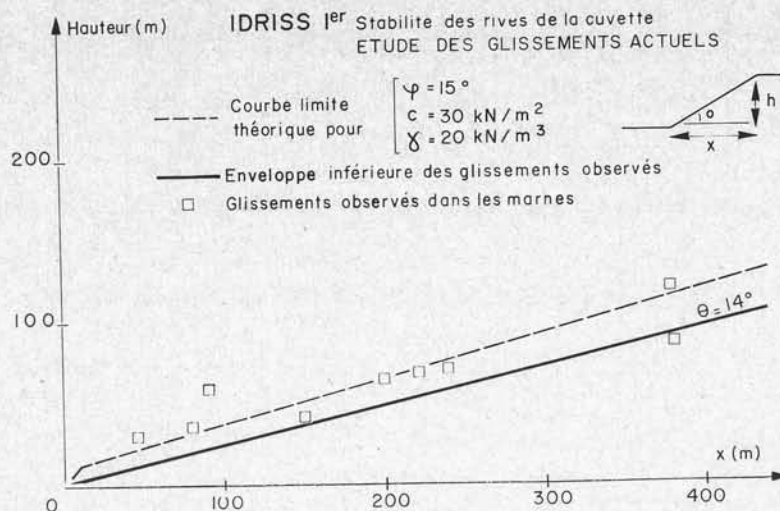


Fig. 6.

peu volumineuses, représentent environ 8.5 % de la longueur développée des versants marneux et près de 50 % de la longueur développée des rives marneuses pentées à plus de 15°.

Les écroulements dans les calcaires sont très peu nombreux (moins de 2.5 % de la longueur développée des versants calcaires) et de très faible volume unitaire.

4.2. Stabilité des marnes

4.2.1. Etat actuel

Comme on l'a vu dans le paragraphe précédent, les pentes des versants marneux sont douces, presque toutes inférieures à 20°. Cependant, sur les 134 km de longueur développée de la retenue, une cinquantaine de glissements sont visibles (répartis dans douze des vingt zones recensées), certains anciens et stabilisés, d'autres récents et actifs.

Il faut distinguer :

- des glissements superficiels, du type « slab-slide » d'après la classification de Skempton, dont la profondeur atteint quelques mètres, une dizaine au maximum. C'est la grande majorité des glissements observés. Les pressions d'écoulement de l'eau dans les couches superficielles à la suite de fortes pluies jouent sans doute un rôle prépondérant dans leur mise en mouvement (800 mm de pluie en six mois) ;
- des glissements rotationnels profonds. Ils sont en nombre limité. Seuls quelques glissements (8) se rattachent de façon nette à ce type.

Les volumes des glissements observés sont difficiles à évaluer, d'une part à cause de l'échelle réduite du plan topographique disponible, d'autre part à cause de la difficulté d'estimer la profondeur de ces glissements. On peut cependant avancer les points suivants, les volumes cités ne constituant qu'un ordre de grandeur :

- il n'existe que trois glissements mettant en jeu des volumes relativement importants (de plusieurs centaines de milliers de m³), le maximum qui correspond au « glissement des oliviers » (zone n° 1) ; qui sera examiné plus tard en détail, devant se situer entre 500 000 et 1 000 000 m³ ;
- trois autres glissements ont un volume atteignant 100 000 m³ ;
- la majorité des glissements met en jeu des volumes plus faibles, de l'ordre de 10 000 m³ et moins.

Le volume total des glissements observés est de quelques millions de m³, 5 millions de m³ constituant très certainement un maximum.

Les pentes des quelques glissements suffisamment importants pour être repérés sans erreur grossière sur le plan topographique, ont été reportées sur le graphique 6. On constate que les glissements apparaissent pour des pentes supérieures à 15° environ.

Pour un matériau de caractéristiques mécaniques données, il existe un profil de talus, tel qu'en tous points de ce talus l'équilibre limite soit atteint. En traçant ce profil pour différents couples cohésion-angle de frottement (pour un poids volumique de 20 kN/m³), on a recherché celui qui s'ajustait le mieux à l'ensemble des points portés sur le graphique. Le profil retenu est indiqué sur ce graphique ; il correspond à $\Phi = 15^\circ$ et $C = 30 \text{ kN/m}^2$. Les caractéristiques mécaniques ainsi déterminées ne sont pas les caractéristiques réelles des marnes, mais des caractéristiques apparentes moyennes, tenant compte implicitement de l'influence complexe de l'écoulement de l'eau dans le talus, de la fissuration éventuelle des marnes, etc.

4.2.2. Evolution éventuelle

Par suite de la mise en eau et des variations de niveau du plan d'eau, la stabilité des versants peut être affectée :

- par une modification des caractéristiques mécaniques des marnes ;
- par une modification des efforts sollicitant ces versants.

D'après les prélèvements effectués à l'amont de la retenue aux environs de Matmata par le laboratoire de Casablanca, les marnes du trias et du miocène sont pratiquement saturées à très faible profondeur, une diminution des caractéristiques mécaniques qu'entraînerait une augmentation de la teneur en eau ne semble donc pas à craindre.

En ce qui concerne les effets de la retenue, il faut considérer d'une part l'effet de déjaugage de la partie inférieure du talus jusqu'à un niveau critique du plan d'eau en fonction de la hauteur du versant, d'autre part et surtout l'effet de la vidange rapide du réservoir (vitesse moyenne = $1.5 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$), les pressions interstitielles ne pouvant se dissiper dans ces marnes imperméables, même lorsqu'elles sont fissurées ($K \leq 10^{-7} \text{ m/s}$).

4.221. Glissements superficiels

L'équilibre du talus indéfini à une profondeur z peut être apprécié pour un écoulement parallèle au talus par l'équation

$$\frac{C'}{\gamma z} = \frac{1}{2} \cdot \sin 2\theta - \frac{\gamma}{\gamma'} \cdot \cos^2 \theta \cdot \tan \Phi'$$

γ' : poids volumique submergé ;

γ : poids volumique saturé ;

θ : angle du talus sur l'horizontale ;

C' et Φ' : caractéristiques effectives des marnes.

Le graphique 7 montre qu'avec les caractéristiques (en pointe) mesurées en profondeur ($z > 10$ m) la stabilité est assurée pour des pentes atteignant 25° à 28° . Par contre, les caractéristiques statistiques tirées des glissements observés (si on les assimile à des caractéristiques effectives) conduisent à un équilibre pour les talus de pente inférieure à 15° et 16° .

4.222. Glissements profonds

L'utilisation des abaques de Hoek⁽¹⁾ au cas « moyen » comportant un talus de 100 m de hauteur (sans fissuration), submergé sur sa moitié inférieure et soumis à une vidange rapide donne l'équilibre pour les valeurs suivantes (en rupture circulaire) :

$\beta = 25^\circ$	$C' = 65 \text{ kN/m}^2$	$\Phi' = 17^\circ$
$\beta = 20^\circ$	$C' = 45 \text{ kN/m}^2$	$\Phi' = 17^\circ$
$\beta = 15^\circ$	$C' = 25 \text{ kN/m}^2$	$\Phi' = 17^\circ$

Rappelons que les valeurs mesurées par le laboratoire de Casablanca sur les marnes de la cuvette sont $\Phi = 15^\circ$ et $C' = 60 \text{ kN/m}^2$, valeurs obtenues sur des échantillons situés à une profondeur relativement faible (10 m environ). Toutefois, il s'agit de caractéristiques de post-rupture mais non de caractéristiques résiduelles, encore que ces dernières ne soient à considérer que dans le cas d'une surface de cisaillement pré-existante (ancien glissement) ou dans des zones fissurées. En dehors de ces cas particuliers, les caractéristiques des couches plus profondes sont sans doute meilleures.

Notons que les cercles de rupture correspondant au cas « moyen » ci-dessus pénètrent de 50 à 60 m dans les marnes et qu'il ne devrait donc pas y avoir de rupture profonde sauf dans le cas d'une surface de cisaillement (charriage, faille) ou d'un ancien glissement réduisant à 17° ou 15° la valeur résiduelle du cisaillement.

4.23. Volume maximal de l'ensemble des glissements éventuels

Par suite de la mise en eau, et surtout en cas de vidange rapide de la retenue, les glissements actuels risquent d'être remis en mouvement. De nouveaux glissements pourront apparaître. Les considérations précédentes montrent cependant que la mise en mouvement de volumes importants n'est pas à craindre, et que les glissements seront généralement superficiels et progressifs.

Nous avons vu que les glissements s'observaient pour des pentes supérieures à 15° à 20° . Les versants marneux de pentes supérieures à 15° représentent 15 % environ de la retenue, soit 20 km de longueur. Pour

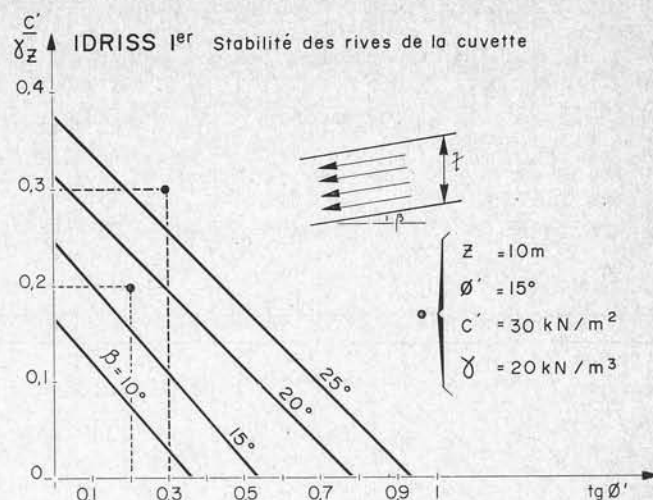


Fig. 7.

une hauteur moyenne de 100 m, la surface totale des glissements potentiels est de 6 millions de m^2 . Une profondeur moyenne de glissement de 10 m conduit à un volume global de 60 millions de m^3 , soit environ 5 % du volume total de la cuvette. Encore faut-il noter que plus de la moitié de ce volume est déjà situé dans la cuvette et que la réduction de capacité n'excèdera probablement pas 2 à 3 %. Ce chiffre est à considérer avec beaucoup de prudence, compte tenu des hypothèses extrêmes faites mais il constitue très certainement le maximum du volume total susceptible de glisser progressivement à très long terme dans la cuvette. Il ne faut pas oublier par ailleurs qu'il s'agirait dans ce cas d'une multitude de petits glissements dont le volume individuel le plus important n'excéderait pas un million de m^3 (voir plus loin paragraphe 6.1).

4.3. Stabilité des calcaires et calcaires marneux

L'écroulement en masse des calcaires, par la rapidité avec laquelle ces masses rocheuses sont susceptibles de se déplacer, pourrait créer une vague dangereuse dans la retenue si les volumes instables impliqués étaient importants.

La stabilité des calcaires est fonction d'un certain nombre de facteurs tels que :

- l'importance du massif calcaire et de son enracinement ;
- la disposition favorable ou non des bancs ;
- la fracturation en grandes masses par des failles ;
- l'existence possible avec inclinaison vers la vallée soit de lits marneux entre les bancs calcaires, soit de surfaces de cisaillement recoupant tout le massif ;
- la partie inférieure plus marneuse du versant.

On retrouve certains de ces facteurs dans les calcaires de la cuvette (fig. 1).

- dans les zones n° 2 et 4 la conjugaison de certains d'entre eux a provoqué le mouvement de masses relativement importantes (300 000 m^3 au total) encore que sans conséquence pour une retenue de plus de un milliard de m^3 ;
- les zones n° 9 et 11 paraissent actuellement stables bien que les bancs soient inclinés vers la vallée (pendage de 45° pour la zone n° 9 et 20° pour la zone n° 11) ;

(1) Voir Rock Slope Stability on Open Mining - Dr. E. Hoek, Imperial College - Rock Mechanics Report No. 4 unpublished, July 1970.

- dans la zone n° 1 le massif calcaire apparemment mince est actuellement stable bien qu'il empêche les marnes du complexe situées derrière lui de se répandre dans la vallée de l'oued Inaouène ;
- ailleurs notamment en rive droite juste à l'amont du barrage, le massif calcaire donne tous les signes extérieurs de stabilité. Les bancs y plongent en effet vers la montagne, avec cependant en un point très localisé une faible composante vers la vallée, les accidents qui découpent le massif sont proches de la verticale.

Après remplissage de la retenue à la cote maximale (220), on peut envisager que :

- les masses des zones n° 2 et 4 pourront s'affaisser davantage dans la retenue, entraînant peut-être quelques écroulements de rochers situés de part et d'autre, sans aucun caractère de gravité pour la zone 4 (quelques milliers de m³), mais qui pourraient avoir plus d'ampleur pour la zone 2 (quelques centaines de milliers de m³, voir plus loin paragraphe 6.2) ;
- des cisaillements pourront se produire dans les joints marneux éventuels entre les bancs calcaires des zones n° 9 et 11, menaçant ainsi les douars proches du versant ;
- l'hypothèse d'un cisaillement dans la masse de l'éperon calcaire de la zone n° 1, sous la poussée

des marnes du complexe n'est pas à rejeter *a priori* (voir plus loin paragraphe 6.1) ;

- dans la retenue, aucun plan de cisaillement éventuel tapissé de matériaux marneux, incliné vers la vallée et recoupant en écharpe les massifs stables de la rive droite n'a été noté, mais l'existence de tels plans ne peut pas non plus être entièrement masquée par les basses et moyennes terrasses. De tels cisaillements ont été notés à 600 m à l'aval du site dans les calcaires de la rive droite.

4.4. Couverture de pente - matériaux d'altération

Au cours de la mise en eau, le déjaugeage du pied des talus contribue à diminuer leur stabilité. Si ceux-ci se trouvent actuellement en équilibre limite, la mise en eau peut conduire à des déplacements de ces pentes, sans conduire nécessairement à des glissements. En effet, une faible rotation de la masse en mouvement permet de rétablir l'équilibre. Une mise en eau progressive se traduit alors par des mouvements assez faibles⁽¹⁾ de ces matériaux sans glissements d'ensemble importants. En fait, la plupart des glissements observés depuis la mise en eau (trois remplissages et vidanges successifs) affectent ces terrains argileux quaternaires dans trois des vingt zones étudiées. Des crevasses importantes sont apparues, mais jusqu'alors sans déplacement de masse et les volumes concernés sont restés faibles.

5. ETUDE DETAILLEE DES ZONES PARTICULIERES

Dix-neuf zones de glissements et d'éboulements ont été inventoriées (voir fig. 1 et tableau 2 ci-après) suivant le type de glissement superficiel ou profond, la nature du matériau, la pente moyenne du talus, la hauteur totale et la hauteur au-dessus des plus hautes eaux, la longueur de versant concernée, la distance au barrage, le volume de matériaux impliqué.

A la suite de ce classement, trois zones seulement ont fait l'objet d'études vraiment détaillées ; les zones 1 et 2, les plus importantes en volume, situées près du barrage et les zones 6 et 7 concernant la voie ferrée Fès-Oujda.

5.1. Zone située dans le complexe marneux

C'est la zone 1 dite « glissement des oliviers », située en rive gauche à environ 0.5 km du barrage ; elle s'étend sur environ 500 m et est caractérisée par trois cuillères de glissements successives ; la première allant des cotes (170) à (220) avec un front à la base de 200 m, est la plus importante ; la seconde est située au-dessus de (220) et la troisième, beaucoup plus pincée, remonte à l'heure actuelle jusqu'à la cote (300) environ. Ces glissements évoluent régulièrement et continuellement. Cette évolution est facilitée par la présence permanente d'eau qui ressort en un petit filet à la cote (225) environ, sur le bord amont du glissement.

La zone I est butée en pied par un éperon calcaire et on pouvait craindre que cet éperon soit trop mince pour s'opposer à un glissement profond (30 à 40 m)

qui aurait pu intéresser un volume très important (fig. 8 et 9) de l'ordre du million de m³. En fait, un levé géologique au 1/20000, trois sondages et des tranchées ont permis d'éliminer ce risque.

Interposé entre le complexe marneux situé dans le versant gauche de la vallée et le lit de l'oued Inaouène, cet éperon se comporte comme un mur de soutènement auto-stable dans les conditions hydrogéologiques actuelles.

Les travaux de reconnaissance ont permis de préciser sa géométrie (fig. 10). Montant presque partout au-dessus des plus hautes eaux de retenue de deuxième phase à (220.30), cet éperon est en réalité un véritable barrage naturel haut de 60 à 70 m et large d'au moins 250 m à la cote de l'oued dans le profil I et de 150 m dans le profil II plus amont. L'empiètement de ce barrage naturel est donc suffisant pour garantir sa stabilité après remplissage de la retenue.

De plus, les bancs plongent vers l'intérieur de la rive de 15 à 20° sur l'horizontale et aucun niveau véritablement argileux n'a été repéré en sondage. On ajoutera que d'après les carottes, le rocher est peu fissuré mais que les fissures sont tapissées de gypse et oxydées presque jusqu'au niveau de l'oued. Ces indices indéniables de circulation d'eau sont confirmés par les pertes totales d'eau de perforation dès l'entrée des forages dans les calcaires. On pouvait donc penser qu'en cas de vidange rapide, le calcaire se comporterait comme un massif auto-drainant et auto-stable.

L'exploitation de la retenue au niveau 203 n'a pas provoqué de mouvement d'ensemble, des crevasses nouvelles sont apparues récemment vers la cote 225, mais elles sont en rapport avec les sources qui sortent en ces points et non avec le marnage de la retenue.

(1) Voir «The dynamics of a landslide produced by filling a reservoir».

H. Breth, 9^e Congrès des Grands Barrages, Istanbul. Q. 32 R3 - Vol. I, pp 37 (1967).

IDRISS 1^{er} Stabilité des rives de la cuvette
 TABLEAU N°2 - INVENTAIRE DES ZONES DE GLISSEMENTS ET
 D'ÉBOULEMENTS SUR LES RIVES DE LA CUVETTE

Zones	Glissement superficiel	Glissement profond	Éboulement	Glissement éventuel	Nature du matériau			Pente moyenne en degrés	Distance au site en km	Longueur en km à (220)	Hauteur totale (m)	Hauteur (m) au - dessus de (220) P.H.E	Volume en m ³
					Calcaire	Terrasses Éboulis	Marnes						
1								20	0,20 RG	0,20	130	80	>500.000
2								29	1,2 RD	0,15	120	70	<500.000
3								12	2,0 RD	0,15	130	80	100.000
4								24	1,8 RG	0,24	90	50	100.000
5								8,10 10,15	4,5 RG	0,70 1,00	100 80	50 50	100.000
6								7 à 10	13,0 RG	1,50	40	20	10.000
8								23	8,0 RG		30	0	
9								27 à 40	3,0 RG	1,80	40	0	
10								17	6,4 RD	0,15	30	-10	1.000
11								22	8,2 RD	1,00 0,50	65 50	30 10	10.000
12								11 à 18	9,4 RD	0,25	100	86	10.000
13									14,0 RD	0,05	10		1.000
14								16 à 19	13,0 RD	0,20	50	30	
15									16,0 RD				
16								15	18,0 RD	0,10	40	20	
17									20,0 RD				
18								27	21,0 RD	2,00	70	80	200.000
19								18 à 24	20,0 RG	1,40	65	60	

IDRISS 1^{er} Stabilité des rives de la cuvette.
 GLISSEMENT DES OLIVIERS (Zone I)
 VIDANGE RAPIDE

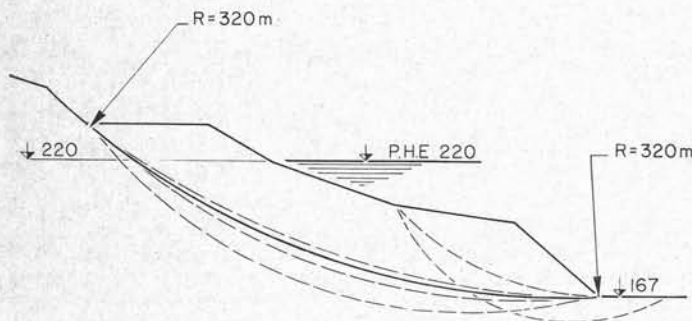


Fig. 8.

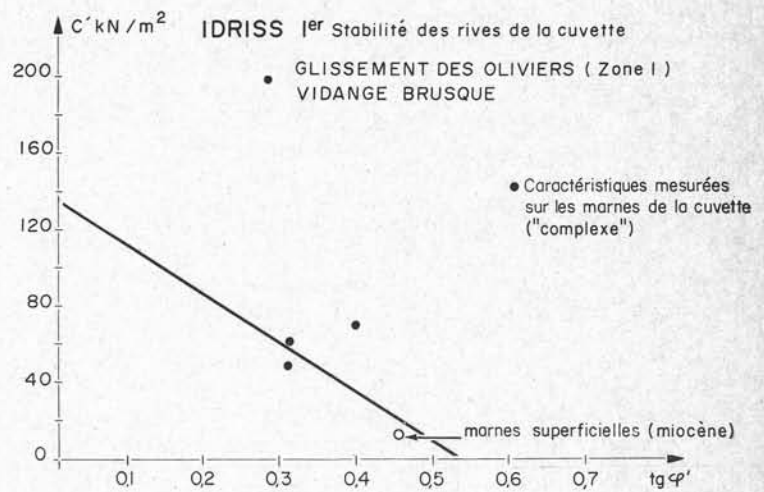


Fig. 9.

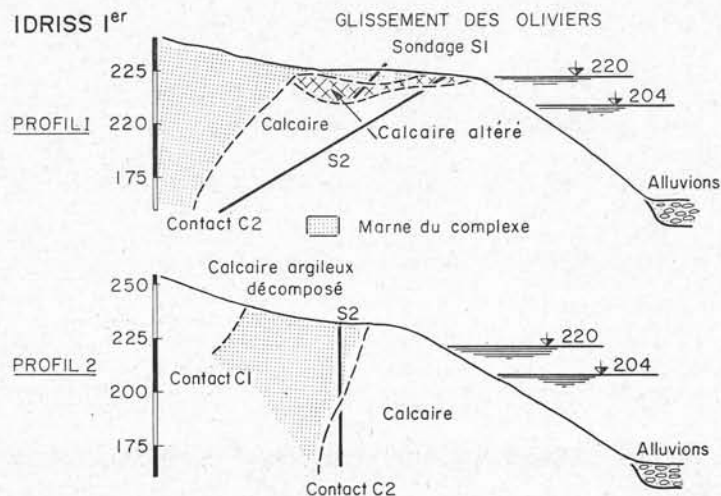


Fig. 10.

5.2. Zone située dans les calcaires

C'est la zone 2 en rive droite, située à environ 1.2 km en amont du barrage.

Il s'agissait d'un éboulement dans les calcaires reposant sur des marnes grises pentées vers la vallée, démarrant à la cote 295 environ (75 m au-dessus de la retenue).

Une carte géologique détaillée (au 1/2000) a été dessinée.

Son examen montre bien l'importance des marnes grises de base dans le déclenchement du mouvement : la falaise supérieure de calcaire détachée par une faille en arrière de la masse déplacée a glissé sur les marnes, en se disloquant plus ou moins. Ces calcaires ont dû jouer un rôle pour amener et amasser de l'eau au toit des marnes saines, des crevasses ayant été détectées en arrière de la surface faillée limitant la masse déplacée.

On ne voit pas les bourrelets caractéristiques du bas d'un glissement qui affecterait la totalité de la masse marneuse avec sortie du cercle de glissement, soit au pied du versant, soit même au-delà.

On peut donc penser que le mouvement s'est produit au toit des marnes saines, compactes et donc imperméables, les marnes altérées sus-jacentes étant elles-mêmes très probablement plus perméables ; et ceci plus par une sorte de translation que de rotation.

On a donc, en définitive, un mouvement qui ne correspond ni à un écroulement rocheux, toujours rapide et brutal, ce que l'on pouvait craindre, ni au glissement argileux type.

On peut penser cependant qu'il doit avoir la particularité d'être un mouvement relativement lent et il n'y a aucune crainte à avoir en ce qui concerne le barrage, le volume global des masses susceptibles de se mettre en mouvement, évalué d'après le levé au 1/2000, n'excédant pas 500 000 m³. Là encore, on doit seulement aboutir à un adoucissement du talus qui sera en même temps et dans une certaine mesure, buté finalement au pied par les zones ébouleuses à blocs calcaires.

En fait, depuis trois ans d'exploitation, divers mouvements se sont produits, mais seule la partie inférieure aval présente une crevasse récente, le reste n'a pas encore été remis en mouvement. Par contre, à l'amont et à l'aval, des crevasses en chevron se forment qui affectent surtout les crêtes plus ou moins couvertes d'éboulis situées entre les petits ravins ; mais les volumes unitaires intéressés restent très faibles et ne peuvent provoquer de vagues dangereuses.

5.3. Stabilisation de la voie ferrée Fès-Oujda

La voie ferrée ne sera déviée que lors de la 2^e phase de l'exploitation du barrage (sur 15 km environ). Ce projet de déviation a été étudié par l'Office National des Chemins de Fer avec le concours du Laboratoire Public d'Etudes et d'Essais de Casablanca. Lors de la première phase de mise en eau, la voie ferrée située 10 à 15 m au-dessus de la retenue est très exposée en quatre points. Ces zones ont été reconnues à l'aide de puits (de 15 m de profondeur) permettant de prélever des échantillons intacts dans les marnes miocènes plus ou moins altérées et fissurées, de sondages pénétrométriques et piézométriques, de forages à la tarière en pied de talus dans les alluvions.

Un schéma des recharges de confortement (zone 6-D) fut étudié et proposé par Coyne et Bellier, les caractéristiques

caractéristiques définitives des différents ouvrages confortatifs des quatre zones ayant été étudiées par le Laboratoire Public d'Etudes et d'Essais de Casablanca. Il ne sera ici question que de la zone 6-D.

Dans cette zone, la marne altérée sur 5 à 10 m d'épaisseur montre de nombreux glissements, en coulées de pente apparemment de faible épaisseur. Elle surmonte les marnes oxydées beiges compactes puis à 10 ou 15 m de profondeur les marnes gris-bleu compactes, toutes ces marnes sont fissurées et plastiques (indice de plasticité de 30 à 50 %, plus faible en profondeur). Les marnes glissées superficielles semblent recouvrir les alluvions d'oued à la cote (182-183) en pied de talus, recouvertes elles-mêmes par les limons. La cote de la voie ferrée est voisine de (218-219) et la hauteur du talus est de l'ordre de 25 m (fig. 12).

En ce qui concerne la piézométrie, la nappe voisine de la cote (186.00) en pied de talus remonte de façon plus ou moins irrégulière sous la pente à 5 ou 10 m au-dessous du terrain naturel, approximativement suivant le toit des marnes beiges compactes.

Les caractéristiques mécaniques des marnes altérées et saines ont été déterminées sur des prélèvements intacts, soit à l'appareil de cisaillement direct, soit à l'appareil triaxial. Les déformations maximales obtenues au laboratoire n'ont pas excédé 6 à 8 % et il est probable que les caractéristiques préconisées et qui correspondent à ces déformations ($C' = 10$ kN/m², $\Phi = 25^\circ$) ne représentent pas les valeurs résiduelles (sans doute voisines, compte tenu des indices de plasticité élevés, 30 à 50 %, de $C_r = 0$, $\Phi_r = 20^\circ$), qui ne pouvaient être mesurées que par des essais à très fortes déformations (cisaillements alternés ou cisaillements par torsion). La prise en compte de ces valeurs résiduelles serait toutefois par trop pessimiste dans ce cas, les valeurs recommandées par le projecteur correspondant sensiblement aux valeurs minimales assurant la stabilité des pentes dans les conditions présentes avant mise en eau (talus moyen de 2 horizontal pour 1 vertical).

Il s'agissait d'étudier un confortement permettant de stabiliser ce talus de marnes qui sera soumis aux effets du marnage du réservoir (203 retenue normale - 206 plus hautes eaux exceptionnelles, vidange totale jusqu'à 180). La solution retenue, la seule à l'échelle du problème a consisté à disposer une risberme drainante en enrochement compacté au pied du talus, sur environ 570 m de longueur.

La stabilité est assurée avec un coefficient de sécurité normal (1.20 à 1.25) pour les hypothèses de vidange rapide (vitesse supérieure à 2 m/jour), les plus vraisemblables, c'est-à-dire depuis la cote (203) jusqu'au pied du talus (fig. 11).

En effet, il a été considéré qu'il serait excessif de se protéger, avec le même degré de sécurité, contre une vidange depuis le niveau des plus hautes eaux (206.75) correspondant à la crue du projet de période de retour supérieure à mille ans.

En fait, pour les plus fortes crues observées au cours des douze dernières années, le niveau n'aurait dépassé la cote (203) que pendant moins d'un jour et sans excéder la cote (203.60) et le niveau de crue centennale n'aurait dépassé la retenue normale que pendant moins de quatre jours et sans excéder (204.50).

Dans ces conditions, il a paru normal d'accepter un coefficient de sécurité limite (1.05) pour le cas de la vidange maximale depuis la cote des plus hautes eaux (206), le temps de submersion au-dessus de (203) étant trop court pour que la ligne de saturation à (206)

IDRISS 1^{er} Stabilité des rives de la cuvette
STABILISATION DE LA VOIE FERREE FEZ-OUJDA
Zone 6-D

Vidanges rapides	Risberme 2	Risberme 4	Talus naturel
206 à 192	1,25	1,08	0,77
203 à 192	1,33	1,20	0,86

Hypothèses [Risberme : $C' = 0$ $\phi = 35^\circ$
Marnes : $C' = 10 \text{ kN/m}^2$ $\phi = 25^\circ$
Vidange : $B = 1,00$

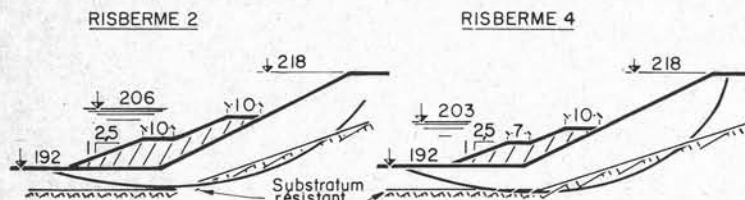


Fig. 11.

s'établisse dans le terrain. Bien entendu, la sécurité ne serait plus assurée en cas de forte secousse sismique survenant juste après une vidange, même partielle. Les recharges de confortement proposées résultent donc du choix raisonnable entre un projet très conservatif basé sur les caractéristiques de cisaillement résiduelles (cohésion nulle notamment), sur les conditions aux limites les plus défavorables et sur les hypothèses de pressions interstitielles les plus pessimistes, projet qui serait par suite très coûteux, et un projet d'un prix acceptable ne faisant subsister que des risques relativement faibles mais pouvant nécessiter des consignes d'exploitation particulières et un entretien plus continu dans les zones incriminées. Ce choix apparaît tout à fait justifié sous réserve, d'une part, d'observer régulièrement le comportement de la voie

IDRISS 1^{er} Stabilité des rives de la cuvette
VOIE FERREE FEZ OUJDA

Zone D - Profil type

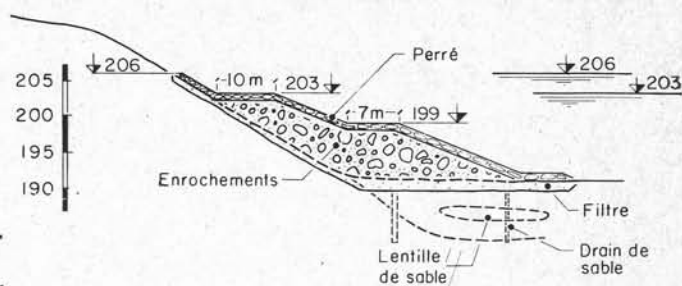


Fig. 12.

filtre tout venant et protégé par un perré contre le battillage. Par mesure de précaution, le projeteur a prévu en outre deux lignes de drains de sable sous le pied de la recharge pour décompresser les sous-pressions éventuelles qui pourraient subsister après vidange de la retenue dans des lentilles ou couches d'alluvions plus ou moins perméables. Sans apparaître indispensables compte tenu de ce que l'on sait de la géologie de la fondation, ces puits apportent une certaine sécurité supplémentaire au prix d'une dépense relativement faible.

5.4. Glissements menaçant les villages ou fermes

Enfin, une attention particulière a été portée à l'étude des glissements pouvant menacer des douars, villages ou fermes.

IDRISS 1^{er} Stabilité des rives de la cuvette
TABLEAU N°3 - DOUARS MENACES PAR LES GLISSEMENTS
A LA MISE EN EAU

Zones	Nature du Substratum			Douars menacés 1 ^{ère} phase (206)	Douars noyés 2 ^e phase (220)	Douars menacés 2 ^e phase (220)
	Calcaires	Terrasses	Marnes			
1						
3						
8						
9						
11						
13						
15						
16						
17						
18						
20						

ferrée (par nivellement entre autres), notamment lorsque le plan d'eau varie entre (198) et (206), d'autre part, d'imposer en cas de crue, des consignes de manœuvre des vannes de vidange telles qu'il n'y ait qu'une submersion de courte durée au-dessus de la retenue normale (203).

La coupe type de la recharge est représentée sur la figure 12. L'enrochement compacté est posé sur un

Dix douars ou parties de douars sont menacés directement par la retenue, soit au cours de son remplissage de première phase (8), soit au cours de celui de deuxième phase. Sept d'entre eux sont situés sur les marnes, recouvertes ou non par des terrasses tandis que trois autres sont construits sur des calcaires dont le pendage des bancs est défavorable (voir tableau 3).

6. CONCLUSION

De cette étude, nous retiendrons que la méthodologie appliquée à l'évaluation de la stabilité des rives de la cuvette du barrage Idriss I^{er} a permis de fixer la limite supérieure du volume des glissements à craindre.

En dépit de la longueur des rives concernées (plus de 130 km), ce travail a pu être fait assez simplement. Il a consisté en un inventaire détaillé des caractéristiques géométriques et géologiques des versants, en limitant les reconnaissances et essais géotechniques aux zones les plus critiques intéressant les volumes unitaires les plus grands.

On a ainsi pu conclure que :

- des glissements existent sur les rives de la retenue, mais leur volume global (quelques millions de m³) est très faible par rapport au volume de la retenue (1 280 millions de m³ sous la retenue normale de deuxième phase) ;
- dans les calcaires marneux, des écroulements se sont produits en des points très particuliers mais il est peu probable qu'il s'en produise ailleurs ; s'il s'en produisait, ils seraient très localisés et de faible importance ;
- dans les marnes, les glissements relativement importants (supérieurs à 100 000 m³) sont localisés, mais des pentes supérieures à celles pour lesquelles les marnes sont stables actuellement (c'est-à-dire 15° ou 20° suivant les conditions locales) pourront donner lieu à de petits glissements ;

- aucun glissement dans les marnes et aucun écroulement dans les calcaires ne semblent susceptibles de se produire à proximité du barrage, qui pourraient menacer celui-ci soit dans sa stabilité par la vague produite, soit dans son exploitation par l'obturation d'ouvrages de prise ;
 - la stabilité de la voie ferrée paraît assurée au cours du remplissage de première phase a (206) par la mise en œuvre des remblais de confortement réalisés par l'ONCF et qui répondent à un souci d'économie qui, en contre partie, implique une observation régulière de leur comportement ;
 - un certain nombre de villages menacés par des glissements potentiels doivent être évacués.
- Après trois années d'exploitation, les observations montrent que :
- les confortements de la voie ferrée se sont bien comportés ;
 - des glissements se sont effectivement produits dans six des zones inventoriées, mais ces mouvements rentrent tout à fait dans le cadre de ce qui était prévu et restent même plutôt inférieurs à ce qui était estimé devoir se produire lors de cette première phase d'exploitation ;
 - de nouveaux glissements se produiront lors de la phase finale de remplissage qui atteindra des zones instables que la retenue n'a pas encore touchées, mais les observations actuelles permettent de penser que le volume des masses concernées restera inférieur aux volumes globaux estimés.

le bilan énergétique en mécanique des roches

par

Ch. Fairhurst

Professeur & Président de Section
Department of Civil & Mineral Engineering
University of Minnesota
Minneapolis, Minnesota
U.S.A.

LE BILAN ENERGETIQUE EN MECANIQUE DES ROCHES

L'article étend à la mécanique des roches une conception générale basée sur le bilan énergétique des phénomènes. Cette approche est appliquée aux problèmes suivants qu'elle éclaire d'un jour nouveau :

- fracturation hydraulique et abattage à l'explosif;
- stabilité de la roche en compression ;
- stabilité des tunnels ;
- stabilité d'un massif formé d'un assemblage de blocs ;
- dimensionnement des piliers de mine.

Les nouvelles possibilités du traitement conversationnel sur écran cathodique sont largement exploitées.

THE APPLICATION OF MECHANICS TO ROCK ENGINEERING

The article extends the general energy balance concept to rock mechanics. This approach is used to throw new light on:

- hydraulic fracturing and rock blasting;
- stability of rock in compression;
- tunnel stability;
- stability of block-jointed rock;
- mine pillar design.

The new possibilities of computer interactive graphics are discussed.

le bilan énergétique en mécanique des roches

par Ch. FAIRHURST

« ...Une troisième impression est l'absence comparable d'une base théorique dans la plupart des réalisations de l'ingénieur et ceci jusqu'il y a une centaine d'années. Cela ne veut pas dire pour autant que le climat intellectuel créé par Newton, Hooke, Boyle et d'autres durant la révolution scientifique ne préparait pas les fondations du bouleversement industriel qui s'en suivit ; mais il ne semble pas que les ingénieurs eux-mêmes en aient été conscients. Pendant plus d'un siècle, ils se passèrent de toute théorie et lorsque la science commença à toucher la technique ces ingénieurs — ou plutôt leurs successeurs — prirent lentement conscience que les temps avaient changé et que les progrès futurs allaient devoir se faire avec la physique et la chimie. Peut-on en tirer une leçon valable pour nous aujourd'hui ? »

Extrait de « Can We Learn from History ».
Introduction de « Engineering Heritage ».

Institut des Ingénieurs mécaniciens
(Londres) 1963, p. 180.

INTRODUCTION

Le seul fait de constater dans la nature la complexité des structures géologiques nous fait comprendre pourquoi le développement de bases théoriques rationnelles, applicables au dimensionnement des ouvrages au rocher, a été lent à côté des progrès réalisés dans le dimensionnement des structures utilisant uniquement des matériaux fabriqués par l'homme. Les premières tentatives d'utilisation pour les roches des concepts et des procédés mis au point pour les matériaux fabriqués par l'homme n'eurent en général qu'un succès limité, à cause de la simplification exagérée des données géologiques et à cause d'hypothèses acceptées sans étude critique. Le dimensionnement des ouvrages au rocher reste un « art plutôt qu'une science » et les seules règles existantes sont empiriques.

Il va sans dire que cette situation doit changer. Les travaux au rocher deviennent de jour en jour plus ambitieux et l'extrapolation à partir d'expériences antérieures ne cesse de s'amplifier. Les ouvrages souterrains sont édifiés dans des sites moins favorables. De nouvelles applications telles que l'exploitation de l'énergie géothermique, le rejet de déchets nucléaires, le stockage de l'énergie hydro-électrique, l'utilisation de l'espace souterrain pour une multitude d'usages, nécessitent toutes une compréhension plus fine du comportement des massifs rocheux. Comme ce fut le cas pour nos prédécesseurs, les ingénieurs-mécaniciens de la fin

du XIX^e siècle, nous commençons à ressentir la nécessité de meilleurs fondements théoriques de la mécanique des roches appliquée.

En établissant ces fondements, nous devons être conscients que nous travaillons avec un tout autre matériau que celui des ingénieurs-mécaniciens. Le matériau géologique — la roche — possède des caractéristiques variables, jusqu'à un certain degré imprévisibles, que nous négligeons à nos risques et périls. Des principes généraux fondamentaux doivent être énoncés afin de servir de guide lors du dimensionnement des ouvrages, pourvu qu'ils soient utilisés avec intelligence en fonction des données naturelles et par des hommes d'expérience. Labasse [20] disait déjà cela au sujet du dimensionnement du soutènement des tunnels dans la roche (voir page 32).

La mise en œuvre de ces démarches, basées sur une théorie saine, a été le but principal de la recherche en mécanique des roches effectuée à l'Université du Minnesota durant les vingt dernières années. La présente communication décrit quelques-uns de ces développements et donne des exemples de recherche provenant de l'Université ou d'ailleurs, qui concernent des problèmes de grande importance pratique. Dans chaque cas particulier, les détails des calculs pourront être trouvés dans les ouvrages cités en référence.

RESISTANCE ET STABILITE

L'objectif final du projeteur est d'obtenir la certitude que la structure ne se rompra pas en service. Dans la plupart des cas, « rupture » est synonyme de limite élastique ou de « contrainte limite ». Mais dans certaines situations, le dépassement local de cette contrain-

te limite ou résistance fait que les forces appliquées sont redistribuées dans la structure et il est fort possible qu'au total cette dernière puisse toujours jouer le rôle pour lequel elle a été conçue, c'est-à-dire qu'il n'y a pas réellement « rupture ».

Très souvent, les ouvrages au rocher font partie de cette seconde catégorie. La résistance de la roche est généralement inconnue et peut varier de façon spectaculaire d'un point à un autre. Au surplus, les charges appliquées sont pareillement inconnues. Considérant ces caractéristiques, il est en général plus réaliste

d'analyser les problèmes concernant la roche en termes de « stabilité » structurelle plutôt que de considérer sa résistance ; en d'autres mots, il est préférable de se poser la question suivante : « Qu'arriverait-il si la résistance (inconnue) était dépassée ? ».

THEORIE DE LA RUPTURE D'APRES GRIFFITH [1] [2]

L'exemple le plus courant d'analyse de la stabilité en mécanique des roches est probablement la théorie de la rupture selon Griffith, dont certains détails sont revus dans l'annexe à cette communication.

Dans son principe, cette théorie est une application du principe de l'énergie potentielle minimale. Elle établit qu'après initiation, une fissure de traction se propagera dans un matériau fragile lorsque l'énergie libérée par la fracturation (E_s) dépasse l'énergie nécessaire pour créer de nouvelles surfaces de fractures (E_d).

$$\frac{\partial E_s}{\partial c} \geq \frac{\partial E_d}{\partial c}$$

Dans cette relation c représente la longueur de la fissure.

Développée par Griffith afin d'expliquer la résistance des matériaux fragiles, la théorie de la rupture est à la base de la Mécanique de la Fracturation [3] et fut utilisée avec succès pour interpréter le comportement des matériaux à la rupture. L'application de cette théorie à l'analyse des fissures de traction dans les roches aboutit à des résultats très intéressants dont certains sont décrits maintenant.

ESSAIS DE TRACTION INDIRECTE SUR LES ROCHES

La difficulté inhérente à l'essai de traction directe a conduit au développement d'un certain nombre d'essais indirects, dans lesquels la traction est induite dans une partie seulement de l'échantillon, par application d'un chargement local en compression. La théorie de l'élasticité est ensuite utilisée afin d'interpréter les résultats, en reliant la charge de rupture à la contrainte maximale de traction obtenue dans l'échantillon. L'hypothèse usuelle est que la rupture se produit à partir de la contrainte maximale de traction. Il est bien connu que la « résistance à la traction » déterminée de cette façon varie largement d'un type d'essai à l'autre pour la même roche.

Hardy [4] a utilisé les notions de bilan énergétique de Griffith pour interpréter les résultats de trois types d'essais de traction indirecte, sur deux types de granite : a) l'essai de poutre (avec ou sans entaille), b) l'essai dit « Brésilien », c) l'essai d'anneau. La variation théorique de l'énergie du système de chargement (poutre ou disque) a été calculée en fonction de la longueur de la fissure en utilisant la méthode des éléments finis. La figure 1 décrit les différents essais ainsi que les « structures équivalentes » utilisées dans l'analyse numérique. Les tableaux 1 et 2 donnent les résultats obtenus pour le granite gris et le granite rouge (cristaux plus gros).

Le modèle théorique nécessite la connaissance des valeurs spécifiques de deux paramètres, « γ » le travail de fracturation et « c » la longueur initiale de la fissure. Les valeurs de « γ » et « c » ont été déterminées par ajustement des valeurs théoriques aux résultats obtenus pour les deux premiers essais donnés dans les tableaux 1 et 2 (les valeurs obtenues pour γ et c sont mentionnées en haut de la troisième colonne). Ces valeurs furent ensuite utilisées pour calculer la force maximale de rupture (F_p) dans les autres essais. Bien que l'accord ne soit pas parfait, les résultats sont bien meilleurs que ceux qu'on obtient en utilisant la théorie de l'élasticité et ils sont remarquablement bons lorsque l'on considère la complexité de la structure

rocheuse par rapport au modèle analysé qui ne contient qu'une seule fissure. Ces résultats démontrent clairement les insuffisances du critère de la contrainte de traction maximale dans le cas des essais de traction indirecte sur échantillons de roche.

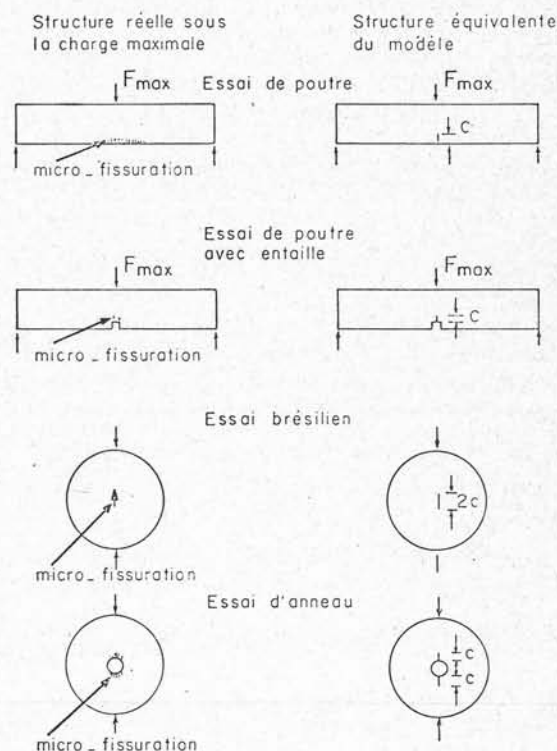


Fig. 1. — Structures équivalentes utilisées dans le modèle de fracturation de la roche.

TABLEAU 1. — Résumé des résultats - Granit gris.

Description de l'essai*	Fe Force maximale expérimentale (lbs)	Fp Force maximale théorique $\gamma=0,384 \text{ lb.in./in}^2$ $c = 0,25 \text{ in.}$	Différence $\frac{Fe - Fp}{Fp}$ (%)	Résistance à la traction apparente (p.s.i.)
Brésilien 4 inches	13 170	13 170	-	2 100
Anneau 4 in. 0,4 in.	7 900	7 900	-	7 950
Anneau 4 in. 1 in.	3 030	3 410	- 11,4	4 100
Poutre 3 in.	1 653	1 550	6,65	2 760
Poutre 2 in.	851	670	27,0	3 180
Poutre 2 in., entaille 0,25 in	585	455	28,6	(8 800)
Poutre 2 in., entaille 0,5 in	358	355	0,8	(7 600)

* N.B. Epaisseur des échantillons 1 in. ; portée de la poutre 10 in.

TABLEAU 2. — Résumé des résultats - Granit rouge.

Description de l'essai*	Fe Force maximale expérimentale (lbs)	Fp Force maximale théorique $\gamma=0,384 \text{ lb.in./in}^2$ $c = 0,25 \text{ in.}$	Différence $\frac{Fe - Fp}{Fp}$ (%)	Résistance à la traction apparente (p.s.i.)
Poutre 2 in.	678	670	1,2	2 540
Poutre 2 in., entaille 0,25 in	466	455	2,4	(7 000)
Poutre 2 in., entaille 0,50 in	356	355	3,0	(7 500)
Poutre 3 in.	955	1 550	31,2	1 605
Poutre 3 in., entaille 0,50 in	750	864	14,7	(7 060)

* N.B. Epaisseur des échantillons 1 in. ; portée de la poutre 10 in.

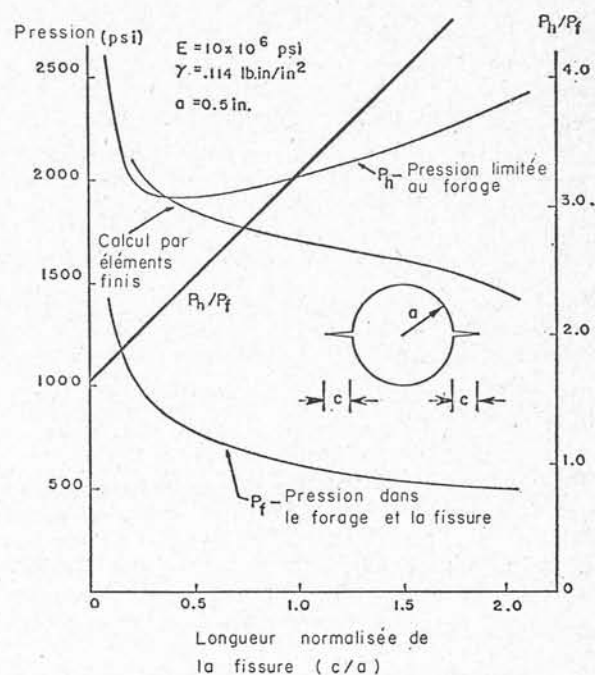
FRACTURATION HYDRAULIQUE ET ABATTAGE A L'EXPLOSIF

Dans une autre application de la méthode énergétique, Hardy a examiné la question de la propagation des fissures dans la fracturation hydraulique.

La fracturation hydraulique est une technique utilisée pour augmenter la production des champs pétrolifères. Une section du puits est mise en pression jusqu'au moment où une fracture est initiée à la paroi et se propage dans le massif rocheux, créant une zone de grande perméabilité qui facilite l'écoulement du pétrole vers le puits. En adaptant cette technique à la mesure des contraintes *in situ*, la question se pose de la détermination de la variation de la pression dans le forage en fonction de la longueur de la fissure (a) au cas où le fluide pénètre la fissure et (b) au cas où le fluide est maintenu dans le forage au moyen d'une membrane imperméable. Les résultats de cette analyse sont donnés figure 2.

Des résultats similaires ont été obtenus indépendamment par Ouchterlony [5] dans le cas de propagation de fractures au moyen d'explosifs.

Fig. 2. — Pression en fonction de la longueur de la fissure dans le cas où cette dernière se propage à partir d'un forage.



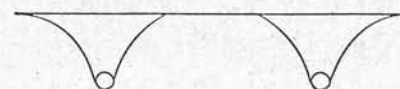
La conclusion majeure est que la pression nécessaire à la propagation de la fracture au fur et à mesure que celle-ci s'allonge devient rapidement beaucoup plus grande dans le cas où le fluide (gaz ou liquide) reste dans le forage que dans le cas où le fluide peut pénétrer dans la fissure.

Ce résultat a des implications importantes dans le cas de l'abattage à l'explosif. Bligh [6] a analysé la mise en pression dynamique de la roche. Il affirme que la montée très rapide de la pression de l'explosif fait que la contrainte tangentielle à la paroi du forage est **instantanément** une compression. On comprend pourquoi cette combinaison produit une pulvérisation intense à proximité de la paroi du forage, les fissures radiales ne se développant qu'à une certaine distance (petite) de la paroi. Les gaz à haute pression sont confinés dans le forage par cet anneau de roche pulvérisée et ne participent donc pas activement à la propagation des fissures. Cela suggère que les explosifs industriels traditionnels provoquent l'extension des fractures suivant la courbe P_h de la figure 2, c'est-à-dire avec une pression nécessaire pour étendre les fissures qui augmente constamment. De cette façon une grande quantité d'énergie de pression est accumulée dans le forage lors de l'extension de la fracturation.

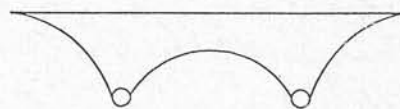
Ce mécanisme pourrait expliquer en partie le violent dégagement d'énergie associé à l'abattage à l'explosif ; lorsque les fissures atteignent la surface libre, l'énergie contenue dans le forage est libérée de façon soudaine dans un massif rocheux qui est déjà désorganisé. Bligh a fait des essais de tirs à pression (gazeuse) contrôlée afin de minimiser cette action d'étanchement par la roche pulvérisée et il affirme obtenir les meilleurs résultats avec des pressions faibles. Le fait d'utiliser de petites charges explosives dans des forages de grand diamètre afin d'obtenir un pré-découpage efficace est peut-être un indice supplémentaire du fait qu'une pression moindre, appliquée plus lentement, peut améliorer la propagation dynamique des fissures. Les promesses de cette technique pour améliorer l'abattage à l'explosif (moins violent, moins de vibrations, moins de poussière) engagent à entreprendre des études approfondies sur ce sujet.

Cornet [7] a examiné la question de la propagation des fissures dues aux explosifs à proximité d'une surface libre et a déterminé, au moyen de la méthode du bilan énergétique, quel était le chemin le plus probable suivi par les fissures engendrées par la mise en pression simultanée de deux forages.

La figure 3 est une coupe à travers deux forages cylindriques. Il est évidemment souhaitable que les fractures se rejoignent afin d'obtenir un tir efficace.



(a) Espacement trop grand
Formation de cratères individuels



(b) Espacement proche de l'optimum
Relai entre fractures

Fig. 3. — Formation d'un cratère et variation du rapport couverture/espacement.

Les formules empiriques utilisées pour le tir dans les mines à ciel ouvert suggèrent que le quotient optimal espacement (S) sur couverture (B) devrait être de l'ordre de 1.5 à 2.0. Les études théoriques indiquent l'apparition d'une interconnection pour ces valeurs, d'autant meilleure qu'il existera des contraintes de compression parallèles à la surface libre ; la connection entre les trous de forages sera d'autant plus directe (en ligne droite) que les gaz pénétreront mieux dans la fissure. Ces résultats préliminaires suggèrent encore qu'une méthode d'analyse énergétique pourrait aboutir à une meilleure compréhension des facteurs gouvernant le tir et suggèrent également des moyens d'optimisation qui n'étaient pas apparents à partir des formules empiriques. Il est aussi encourageant de constater que les règles de la pratique courante confirment la validité probable du modèle de « propagation de la fracturation » dans la formation des cratères.

Il est important de noter que l'approche commune, utilisant la mécanique de la fracturation développée originellement par Irwin [8] et dans laquelle les coefficients d'intensité de contrainte sont calculés pour diverses configurations de fissuration plane, ne convient pas aux problèmes tels que celui qui vient d'être décrit et pour lesquels la fissure change d'orientation lors de sa propagation. Pour de tels problèmes, il est préférable de calculer directement les variations d'énergie en fonction d'un incrément de la longueur de la fissure dans différentes directions.

ANALYSE DE LA STABILITE DE LA ROCHE EN COMPRESSION

L'application de la théorie du bilan énergétique de Griffith au cas de la propagation de fractures de traction en est évidemment l'utilisation la plus directe. On peut toutefois appliquer les mêmes principes aux cas où la roche est en compression, comme cela a été fait par Cook [9] lors de son étude classique des coups de terrain dans les mines d'or d'Afrique du Sud.

Plus récemment, à l'Université du Minnesota, des techniques similaires ont été utilisées pour étudier le problème des coups de toit dans des mines de charbon américaines. Dans ce dernier cas, il fut nécessaire de tenir compte du comportement non linéaire du charbon.

Considérons la situation hypothétique de la figure 4, représentant une exploitation horizontale par chambres et piliers. Pour cette discussion nous supposons que le pilier central est remplacé par un très grand vérin hydraulique. Le toit et le mur sont supposés se comporter de façon élastique. La charge de la couverture est distribuée entre les stots, les piliers et le vérin.

Dans la figure 4, le chargement initial total transmis au vérin est désigné par F_0 . Au fur et à mesure que le vérin se contracte, la force diminue car la charge est transférée aux piliers et aux stots. Le toit s'affaisse et dans certains cas le mur se soulève. Tant que le toit reste

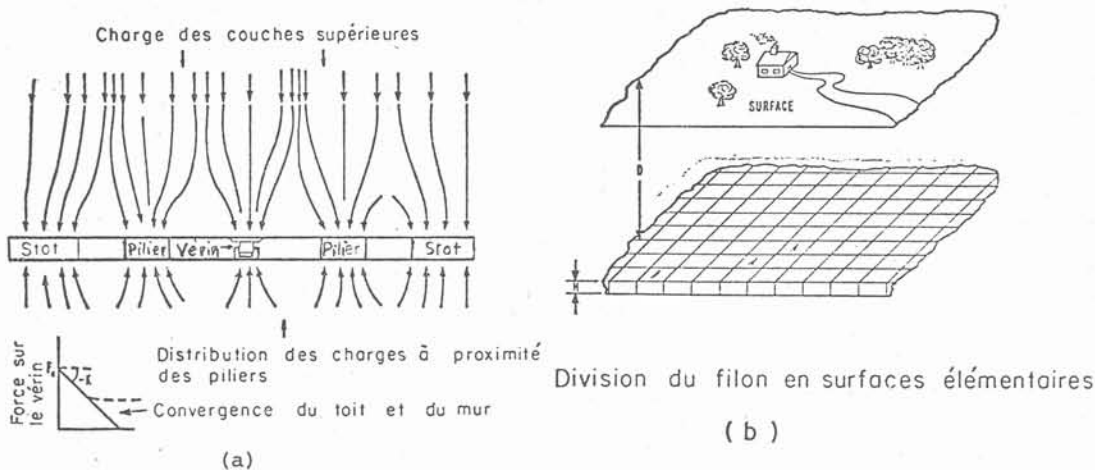


Fig. 4. — a) Distribution de la charge de la couverture au niveau de l'excavation horizontale.
b) Subdivision du gisement en surfaces élémentaires.

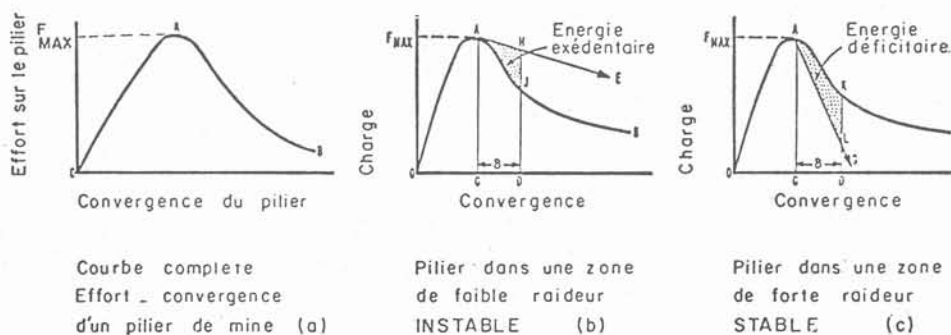


Fig. 5. — Interaction entre les différentes « rigidités locales de la mine » et les courbes effort-déformation des éléments du gisement.

intact, la relation entre la force du vérin (F) et la convergence (δ) ressemble à la ligne en trait continu de la figure 4 A. Finalement, le vérin pourra être enlevé et la convergence finale du toit sera de δ_0 . Le travail effectué par le vérin peut être représenté par la surface triangulaire ($OF_0\delta_0$). Si le toit se fissure à un certain stade de la convergence, le vérin devra supporter la charge gravitationnelle (poids mort) de sorte que la courbe force/convergence suivra la courbe en pointillé indiquée figure 4 A. La pente négative « — K » de la courbe dépendra des propriétés mécaniques du toit et du mur, de la largeur des chambres, de l'épaisseur des piliers adjacents et des stots, de la position du vérin dans la chambre, etc... Nous dirons que K est la « rigidité locale de la mine ».

Si nous remplaçons maintenant le vérin par un pilier, sa déformation — qui correspond à une contraction du vérin — dépendra de la force exercée par le toit et le mur. Un diagramme de la force en fonction de la déformation (convergence) est représenté figure 5 A. Lorsque le pilier est chargé, il se déforme en suivant la ligne OA jusqu'à ce qu'il atteigne sa portance maximale (F_{max}).

A ce moment là, une fracturation interne du pilier se produit, avec peut-être un certain écaillage des faces, de telle sorte que le pilier continue à se déformer sous charge réduite en suivant la courbe AB. Le comportement du pilier au-delà du point A dépendra de la force exercée par le toit, selon qu'elle sera suffisante ou non pour continuer la déformation. Ceci est illustré par les figures 5 A et 5 B dans lesquelles deux rigidités locales de la mine AE et AG, ont été considérées et ont été superposées à la courbe chargement/déformation du pilier. Dans la figure 5 B, une augmentation supposée

« δ » de la convergence — au delà du point C correspondant à F_{max} — résulterait en une force F_H exercée par le toit, alors que le pilier ne pourrait supporter qu'une valeur inférieure F_I . Cette situation est sans aucun doute instable et le pilier s'effondrera rapidement dès que F_{max} sera atteint. La différence entre l'énergie générée par la mine (surface au-dessous de AE) et l'énergie absorbée par le pilier (surface au-dessous de la courbe AJB) différence représentée par une aire telle que AHJ lorsque la convergence atteint D, est l'excès d'énergie disponible pour accélérer l'effondrement (devenu explosif) du pilier. Il est probable que la tangente à la courbe AJB dépendra de la vitesse de déformation, mais son comportement général est essentiellement inchangé.

Dans le second cas, représenté figure 5 C, la situation est inverse. Le toit est incapable de fournir la force nécessaire pour déformer le pilier au-delà du chargement maximal (F_{max}) de sorte que la situation est stable ; une rupture contenue se produira, sans effondrement total. En pratique, la rigidité locale varie tout au long de la vie du pilier de sorte que le pilier peut avoir successivement les deux comportements, stable et instable, pour différentes valeurs de la convergence. Par exemple, une instabilité soudaine peut se produire après un tir.

Dans la discussion précédente, on a supposé que le pilier se comporterait de façon identique à ce qui est représenté figure 5 A, correspondant au cas d'un pilier étroit, non soumis à une contrainte de confinement, c'est-à-dire libre de se déformer latéralement. Pour les parties du gisement éloignées des chambres, la compression verticale est associée à une résistance à l'expansion

latérale et, par conséquent, la résistance au pic de ces parties est augmentée.

Pour les sections qui sont totalement empêchées de se déplacer latéralement, la charge maximale peut devenir très importante. La simulation de telles conditions en laboratoire produit des courbes charge/déformation comme celles de la figure 6. Notez que la rigidité élastique n'est pratiquement pas influencée par le confinement mais la charge maximale est augmentée de façon considérable.

Dans le modèle utilisé pour étudier le problème des coups de toits dans les mines de charbon le gisement est subdivisé en un nombre d'éléments carrés d'égales dimensions; l'une des caractéristiques charge/déformation (1, 2, 3, 4 dans la figure 6) est affectée à chacun des éléments; cette caractéristique est choisie en fonction de la proximité de la taille. Un élément peut toutefois changer de caractéristique, pour tenir compte des variations de confinement accompagnant l'approche de la taille. Le gisement est donc remplacé par un certain nombre de supports individuels, chacun d'entre-eux se déformant suivant l'une des quatre caractéristiques sous l'action de la gravité (notez que ce système peut également être utilisé pour des gisements verticaux — ou presque verticaux — en remplaçant la gravité par les contraintes horizontales *in situ*). Cette charge sera distribuée de manière élastique dans le toit et le mur d'après le comportement charge/déformation de chacun des supports individuels (éléments du gisement).

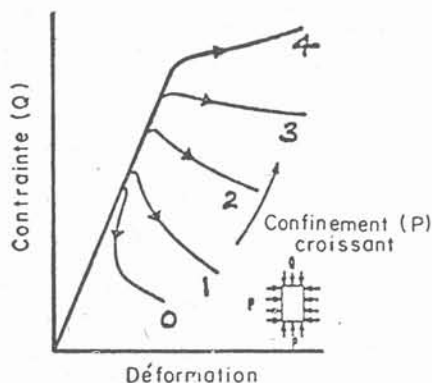


Fig. 6. — Comportement charge/déformation d'une couche de mine soumise à divers degrés de confinement.

Fig. 7. — Face avant du modèle analogique électrique utilisé pour le dimensionnement de l'extraction de la mine.



Un modèle analogique formé de résistances électriques a été construit à l'Université du Minnesota (semblable à celui décrit par Cook [9]), pour représenter la masse rocheuse élastique de part et d'autre du gisement. Lorsque ce dernier peut être supposé linéaire jusqu'à la rupture, des fiches, ayant une résistance électrique proportionnelle à la rigidité locale de la mine, sont insérées entre les nœuds du réseau et une plaque (d'aluminium) mise à la terre. Ces fiches simulent ainsi les éléments individuels constituant le gisement. Le courant qui passe

par chaque fiche vers la terre est analogue à la force exercée par la gravité sur l'élément correspondant du gisement. Le voltage existant entre le nœud et la terre lorsque la fiche est enlevée représente le déplacement (la convergence) qui apparaît lorsque cet élément est excavé.

Le produit : $\left(\frac{1}{2}\right)$. (courant avant enlèvement de la fiche) . (voltage après) représente l'énergie dissipée par le toit et le mur, au cours de l'excavation de cet élément du gisement.

Ce procédé par modèle analogique a été utilisé avec succès en Afrique du Sud [9] pour l'étude des diverses possibilités d'exploitation d'un gisement, en essayant de minimiser les libérations locales de hauts niveaux énergétiques, pouvant résulter en des coups de terrain dans les filons quartzitiques orifères.

L'utilisation de résistances constantes, correspondant à l'hypothèse d'un gisement élastique, conduit à des concentrations de contrainte toujours maximales au bord des excavations. Bien que cette hypothèse soit raisonnable dans le cas du quartzite d'Afrique du sud, elle n'est pas réaliste lorsque le gisement se comporte non linéairement, car alors les contraintes maximales (et les libérations d'énergie) sont distribuées d'une tout autre façon.

Le comportement non linéaire doit être introduit afin d'obtenir un accord convenable entre les prédictions faites d'après le modèle et l'expérience pratique des

coups de toits. Afin d'obtenir un tel accord, les résistances fixes sont remplacées par des sources à voltages variables couplées à chaque nœud. Ce voltage variable est contrôlé par une mini-calculatrice électronique de sorte que la relation courant/voltage (c'est-à-dire force/convergence) corresponde complètement au comportement force/convergence de chacun des éléments du gisement. Quand un modèle analogique est couplé de cette façon à un mini-ordinateur on a affaire à un système dit « hybride ».

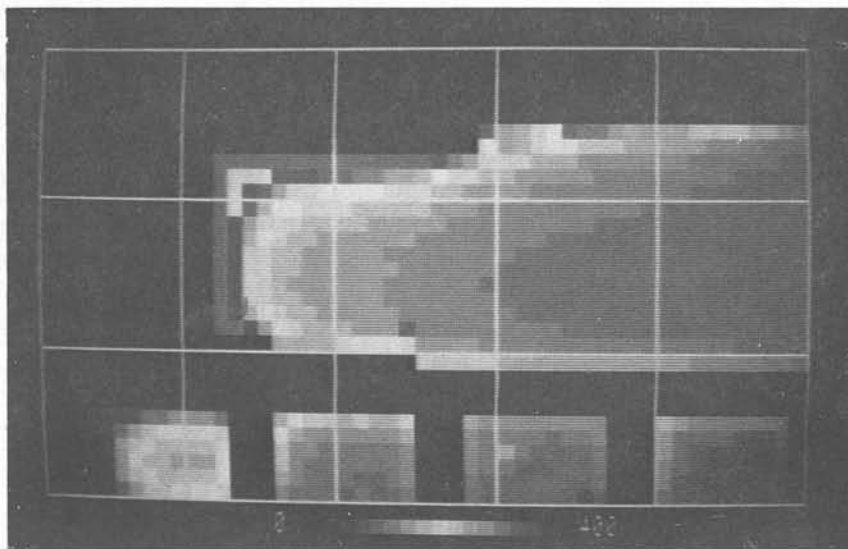


Fig. 8. — Résultats graphiques obtenus par « Ramtek »

La représentation graphique directe de la disposition de la mine sur le tableau des fiches est une caractéristique avantageuse du modèle analogique (fig. 7). A l'Université du Minnesota on y a ajouté un écran de télévision en couleur « Ramtek » (fig. 8) pouvant montrer le niveau de contrainte de chacun des nœuds, les différentes couleurs correspondant aux différents niveaux de contrainte. Les endroits critiques peuvent ainsi être rapidement détectés ainsi que la redistribution des contraintes résultant d'excavations supplémentaires. L'accès ainsi que les résultats graphiques sont un excellent moyen d'éducation et de communication.

La recherche actuelle est dirigée vers la détermination des caractéristiques appropriées pour les courbes (1) à (4) de la figure 6 dans le cas de gisements de charbon où des coups de toit sont fréquents. Des mineurs ainsi que des ingénieurs ayant une longue expérience pratique sont invités à simuler au moyen du modèle des séquences qui ont abouti à des coups de toit. Ils observent en même temps sur l'écran de télévision le développement des régions à fortes contraintes (et grands dégagements d'énergie) au fur et à mesure que l'extraction progresse. Les caractéristiques non linéaires utilisées pour le modèle sont modifiées jusqu'au moment où l'endroit du coup de toit observé coïncide sur l'écran de télévision avec les régions à grands dégagements d'énergie. L'exercice est ensuite répété pour d'autres exemples. Cette recherche n'est pas encore terminée mais les premiers résultats indiquent que l'aspect graphique est extrêmement précieux car il permet une discussion fructueuse entre les chercheurs et les praticiens (ingénieurs et mineurs).

Nous espérons que cette méthode permettra la prévision du comportement du charbon dans la mine ainsi que le catalogage des expériences acquises.

ANALYSE DE LA STABILITE DES TUNNELS

Le projet des tunnels offre un autre exemple d'utilisation de l'analyse énergétique. Il est parfois suggéré que la forme optimale d'une excavation dans un champ de contraintes non hydrostatique ($P > Q$) est une ellipse telle que le rapport $\frac{a}{b}$ soit égal à $\frac{P}{Q}$.

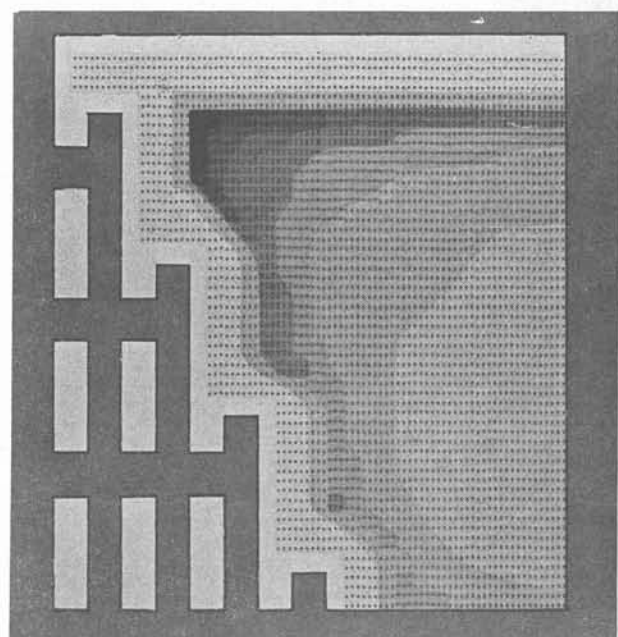
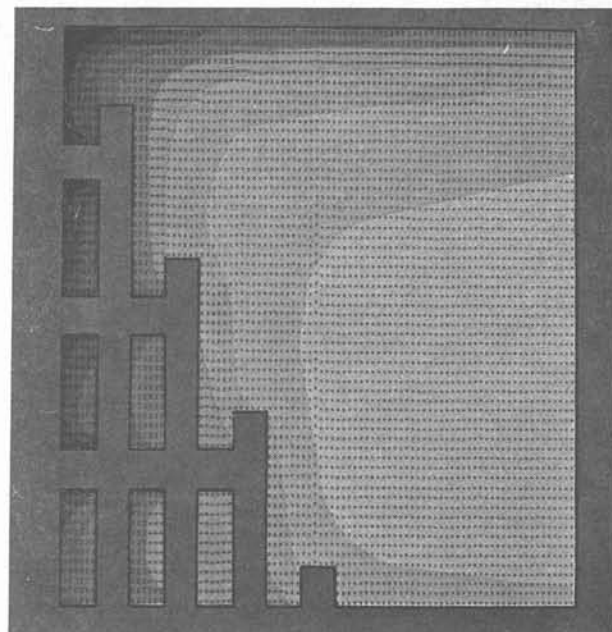
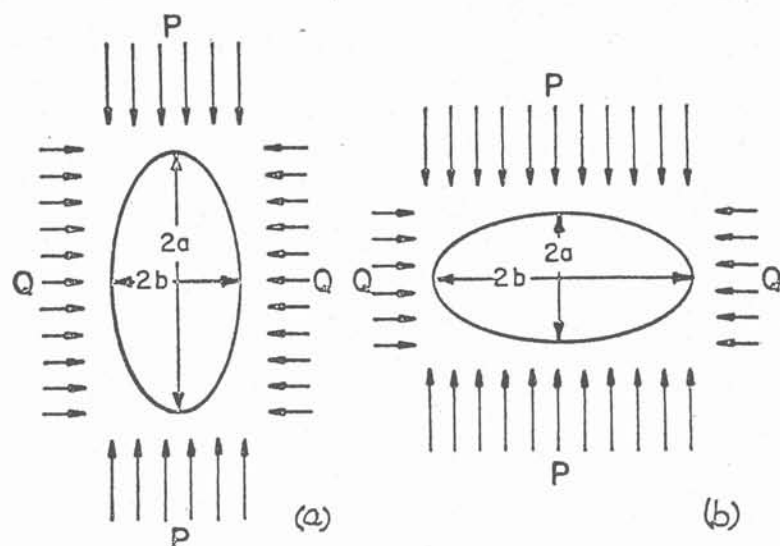


Fig. 9. — Distribution des contraintes verticales sur un film horizontal pour : (a) un comportement élastique ; (b) un comportement non élastique.

Des exemples sont donnés figure 9 dans le cas de comportement élastique et non élastique. Nous sommes convaincus que la méthode du modèle « hybride », avec étalonnage à partir d'observations *in situ*, peut devenir un moyen pratique et efficace pour la définition des programmes d'extraction.

Il est vrai qu'un tunnel elliptique ayant son grand axe parallèle à la compression maximale comme indiqué figure 10 (a) aura une distribution uniforme des contraintes σ_θ à la paroi. Il n'est pas vrai cependant, comme c'est parfois avancé, que cette forme est la plus stable. En effet, bien que la contrainte tangentielle soit



(a) Conception en fonction du concentration uniforme des contraintes

(b) Conception en fonction d'une stabilité uniforme

Fig. 10. — Orientations optimales d'un tunnel pour deux critères différents de conception.

constante sur les parois, le taux de décroissance de la contrainte tangentielle à l'intérieur du rocher massif est bien plus faible le long de l'axe horizontal (grand rayon de courbure) que le long de l'axe vertical (petit rayon de courbure). C'est-à-dire que l'énergie de déformation emmagasinée est plus grande dans la direction horizontale que dans la direction verticale. Donc, si le rocher est isotrope mais de résistance assez faible pour commencer à se rompre sous les concentrations de contraintes, l'extension de la rupture sera maximale dans la direction horizontale et minimale dans la direction verticale.

Pour présenter une stabilité maximale, le plus petit rayon de courbure doit correspondre en fait à la contrainte maximale et le plus grand rayon de courbure à la contrainte minimale ; la forme la plus stable est alors l'ellipse indiquée figure 10 (b). c'est-à-dire ayant subi une rotation de 90° par rapport à l'orientation habituellement admise.

Cet exemple est une illustration éloquent de la différence entre un dimensionnement basé sur un calcul de contrainte et un dimensionnement basé sur un calcul énergétique. Des exemples de rupture de tunnels elliptiques conçus en fonction des contraintes confirment que le tunnel se rompt de façon à se rapprocher de la forme stable, c'est-à-dire que la rupture au piédroit s'étend beaucoup plus que la rupture au toit.

En recommandant un critère de stabilité plutôt qu'un critère de contrainte dans les problèmes de résistance des roches, il faut préciser toutefois que l'analyse des contraintes ne doit pas être exclue. Il faut considérer la possibilité de rupture à proximité immédiate des excavations où a lieu une concentration de contraintes, l'analyse de la rupture étant poursuivie en utilisant une modélisation appropriée de la roche jusqu'à ce que le système se stabilise. Un exemple de cette approche est l'analyse par Daemen [10] de la « zone plastique » autour d'un tunnel non revêtu. Dans son analyse, utili-

sant la méthode des éléments finis, Daemen a inclus l'effet de la dilatance du rocher en fonction de l'augmentation des contraintes. L'extension de la zone plastique autour d'un tunnel en fer à cheval et autour d'un tunnel cylindrique à proximité du front est indiquée figure 11.

On voit dans les deux cas que la zone d'instabilité est minimale dans la zone du plus petit rayon de courbure (c'est-à-dire à la jonction front-piédroit) et maximale dans la zone du plus grand rayon de courbure (le front lui-même).

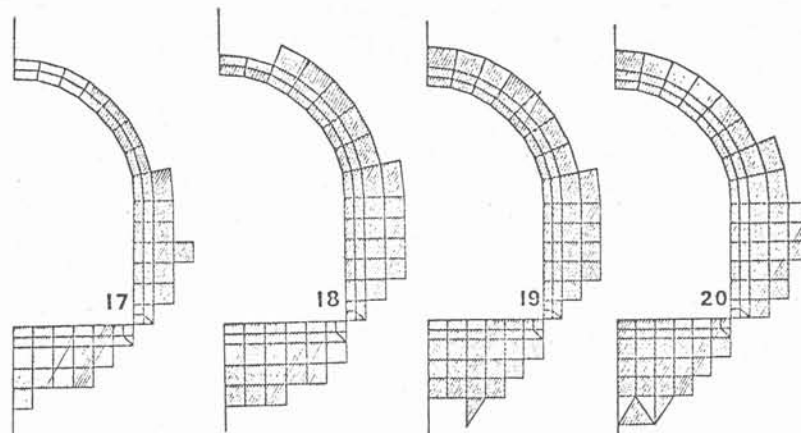
Daemen a également examiné l'effet stabilisateur de différents revêtements. Il observe que les cintres métalliques, bien qu'ayant une raideur intrinsèque très forte, ont souvent une raideur effective très faible à cause de l'influence prédominante du blocage (en bois) interposé entre le cintre et le rocher. Au contraire, le contact intime avec le rocher obtenu par le béton projeté est tel que la raideur d'une mince couche (8 à 10 cm) de béton projeté peut être plus grande que celle d'un cintre métallique avec blocage en bois.

L'effet de la raideur sur la stabilisation d'un tunnel est indiqué figure 12 (b). Fairhurst et Singh [11] ont également considéré la stabilité d'un toit de mine stratifié, renforcé par des boulons scellés d'une façon similaire à celle utilisée pour un revêtement de tunnel, en fonction des forces de cisaillement actives (c'est-à-dire dues au poids propre du rocher et aux contraintes latérales dans le toit) et des forces de cisaillement résistantes développées par des boulons scellés.

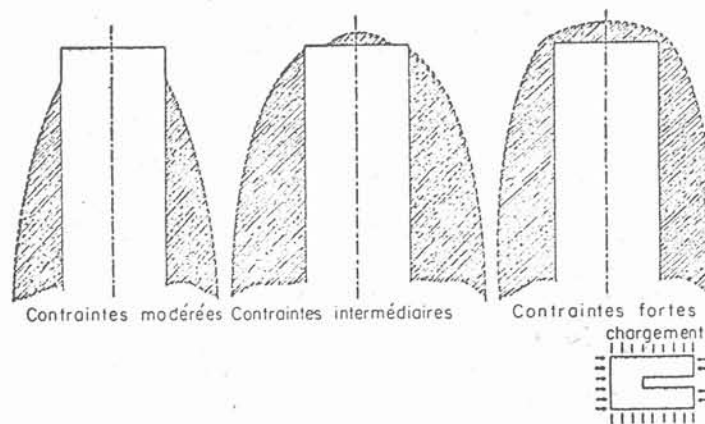
La force active est réduite par la déformation tandis que la force résistante augmente avec cette déformation. Une certaine déformation est nécessaire pour mobiliser la résistance du revêtement du tunnel (ou du boulon scellé) mais une trop grande déformation se traduira par une rupture ou au mieux par un chargement du revêtement par le poids propre de la masse de rocher rompu.

Fig. 11. — Extension de la zone fracturée autour :

a) d'un tunnel en fer à cheval ;
b) d'un tunnel cylindrique dans
un champ de contrainte hydro-
statique.



(a) "Rupture" progressive pendant les 4 dernières étapes d'un calcul de déchargement en 20 étapes.
Résistance à la compression uniaxiale $\sigma_c = 250$ psi;
champ de contrainte hydrostatique de $\sigma_c = 1\,000$ psi.



(b) Résumé schématique des zones de rupture au voisinage du front d'un tunnel pour un rapport croissant entre le champ de contrainte et la résistance de la roche.

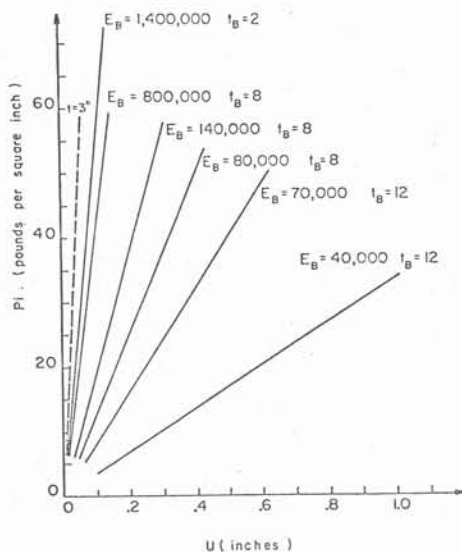


Fig. 12 a. — Caractéristiques de soutènement d'un cintre métallique bloqué au terrain, en fonction des paramètres de blocage.

Diamètre du tunnel = 16,7 pieds. Espace-
ment du blocage = 41,9 pouces. Cintre de
6" x 4", 16 lbs/pied, espacement 2'.

E_B = module élastique du bloc en psi
— t_B = épaisseur du blocage en pouces.

La ligne pointillée caractérise un revête-
ment en béton projeté de 3 pouces d'épais-
seur, module de Young $E = 3\,000\,000$ psi.

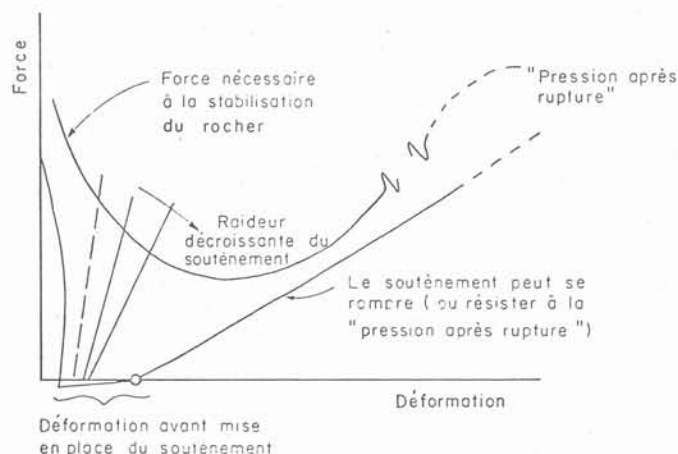


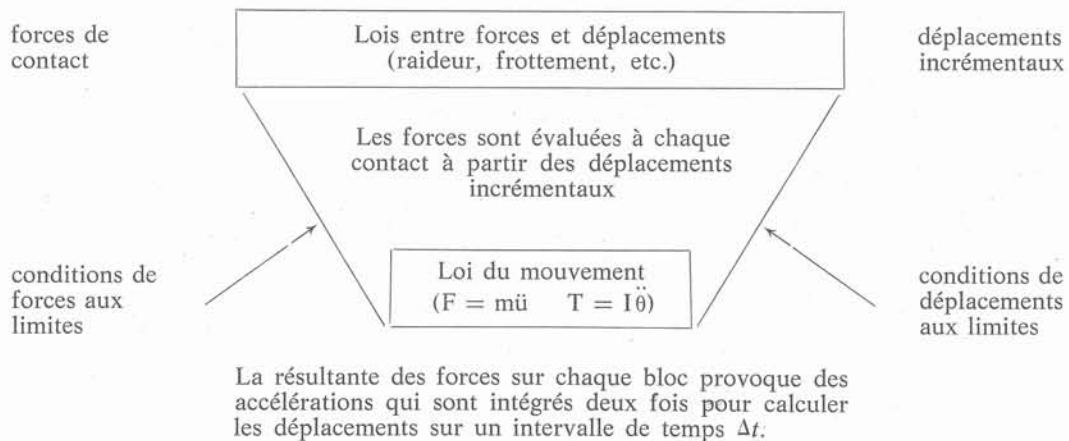
Fig. 12 b. — Effet de la rigidité du soutènement sur la stabilité d'une paroi de tunnel.

STABILITE D'UN MASSIF FORME D'UN ASSEMBLAGE DE BLOCS

Jusqu'ici, nous avons supposé que la masse rocheuse se comportait comme un milieu continu. Il est bien connu que les discontinuités jouent un rôle primordial dans le comportement d'un massif mais l'analyse d'un milieu continu fournit des indications qui restent valables (par exemple effet d'un faible rayon de courbure, effet de la dilatation, effet de l'espacement des forages sur l'interaction entre fractures). On peut également estimer à quels déformations et mouvements conduit l'application sur la discontinuité du champ de contrainte calculé en milieu continu, ou estimer quel renforcement (ancrage) est nécessaire pour empêcher un glissement sur la discontinuité. Cependant une telle analyse devient rapidement trop complexe pour

- 1) Les lignes représentant la masse rocheuse, y compris les talus et les excavations, sont dessinées sur l'écran cathodique à l'aide d'un curseur.
- 2) L'ordinateur enregistre le système de lignes et identifie chaque bloc individuel.
- 3) Les blocs se déplacent suivant les lois physiques introduites dans le programme (loi reliant la force au déplacement ; loi du mouvement). Des angles de frottement, des pressions d'eau, des renforcements divers peuvent être introduits.

Le programme a été décrit en détail par Cundall [14] ; le cycle de calcul est dans son principe donné ci-dessous :



être applicable si le nombre de joints dépasse un ou deux.

Lorsque les discontinuités sont trop nombreuses pour ce type d'approche (Jaeger et Cook [12], p. 99), mais pas assez nombreuses pour que le massif puisse être considéré comme un milieu granulaire, il est important de tenir compte des discontinuités individuelles et de leurs propriétés.

L'établissement par Cundall [13] d'un modèle mathématique de blocs et son utilisation sur un ordinateur à sortie graphique (CIAG) est un progrès considérable. Bien qu'utilisé à l'heure actuelle principalement pour des analyses bidimensionnelles, il n'y a pas d'obstacle majeur à son utilisation pour des problèmes tridimensionnels. (L'Université du Minnesota est actuellement en train de modifier son ordinateur CIAG pour permettre le traitement de quelques problèmes tridimensionnels).

La méthode suppose que tous les déplacements ont lieu le long de joints ou discontinuités ; cette hypothèse est réaliste pour un grand nombre de problèmes, particulièrement lorsque les joints sont altérés ou lorsque les contraintes normales sont faibles par rapport à la résistance à la compression de la matrice rocheuse. Les différences importantes avec les autres méthodes (équilibre limite et éléments finis) sont que le plan de rupture (ou les plans) n'est pas imposé mais se développe naturellement pendant le processus de calcul, et que les blocs peuvent subir de grands déplacements et de grandes rotations, se séparant même complètement les uns des autres si nécessaire. Le développement de l'instabilité apparaît graphiquement, de façon vivante, sur un écran cathodique. Trois étapes constituent l'analyse :

Le programme calcule l'équilibre des forces et des moments pour chaque bloc à chaque itération. Si un déséquilibre apparaît le bloc se déplace dans la direction de la force appliquée jusqu'à ce que l'équilibre soit rétabli, ou poursuit son mouvement si une condition de rupture a été atteinte.

Le programme est conçu pour une utilisation pratique. Les essais peuvent être faits sur l'écran exactement comme dans la réalité. Des blocs peuvent être enlevés, des chargements ajoutés, des blocs fixés puis relâchés et les forces mesurées.

L'angle de frottement d'un joint peut être modifié facilement et des pressions d'eau peuvent être introduites. Un problème complet peut être enregistré sur bande magnétique et utilisé plusieurs fois en faisant varier à chaque fois certains paramètres mais en conservant strictement la même géométrie initiale, ce qui n'est pas possible dans des modèles physiques.

Le plus grand attrait de ce système est peut-être la compréhension immédiate du problème par l'utilisateur et la stimulation intellectuelle procurée par la sortie graphique. Il n'est pas nécessaire de comprendre le programme ou même d'essayer de lire les sorties d'ordinateur. L'utilisateur peut simplement vérifier le système en résolvant des problèmes qui lui sont familiers avant de commencer l'étude d'un problème nouveau. De cette façon, l'utilisateur se convainc lui-même de la validité du programme.

Comme pour le programme mis au point pour les mines, le système CIAG est un excellent véhicule de communication entre l'analyste théoricien et l'ingénieur de chantier praticien ou le géologue, qui peuvent souvent déterminer rapidement quel mode de rupture a réellement eu lieu dans des cas spécifiques. Ceci facilite

le calcul des angles de frottement (et d'autres paramètres) les plus plausibles dans chaque cas.

La figure 13 montre comment le mode de rupture d'un talus (compliqué peut-être artificiellement pour illustrer la puissance du programme) change avec l'angle

de frottement ; il convient de noter que l'utilisation des méthodes de calcul par cercle de glissement aurait été tout à fait inappropriée ici, mais qu'avant la mise au point du programme de blocs aucune autre méthode n'existait.

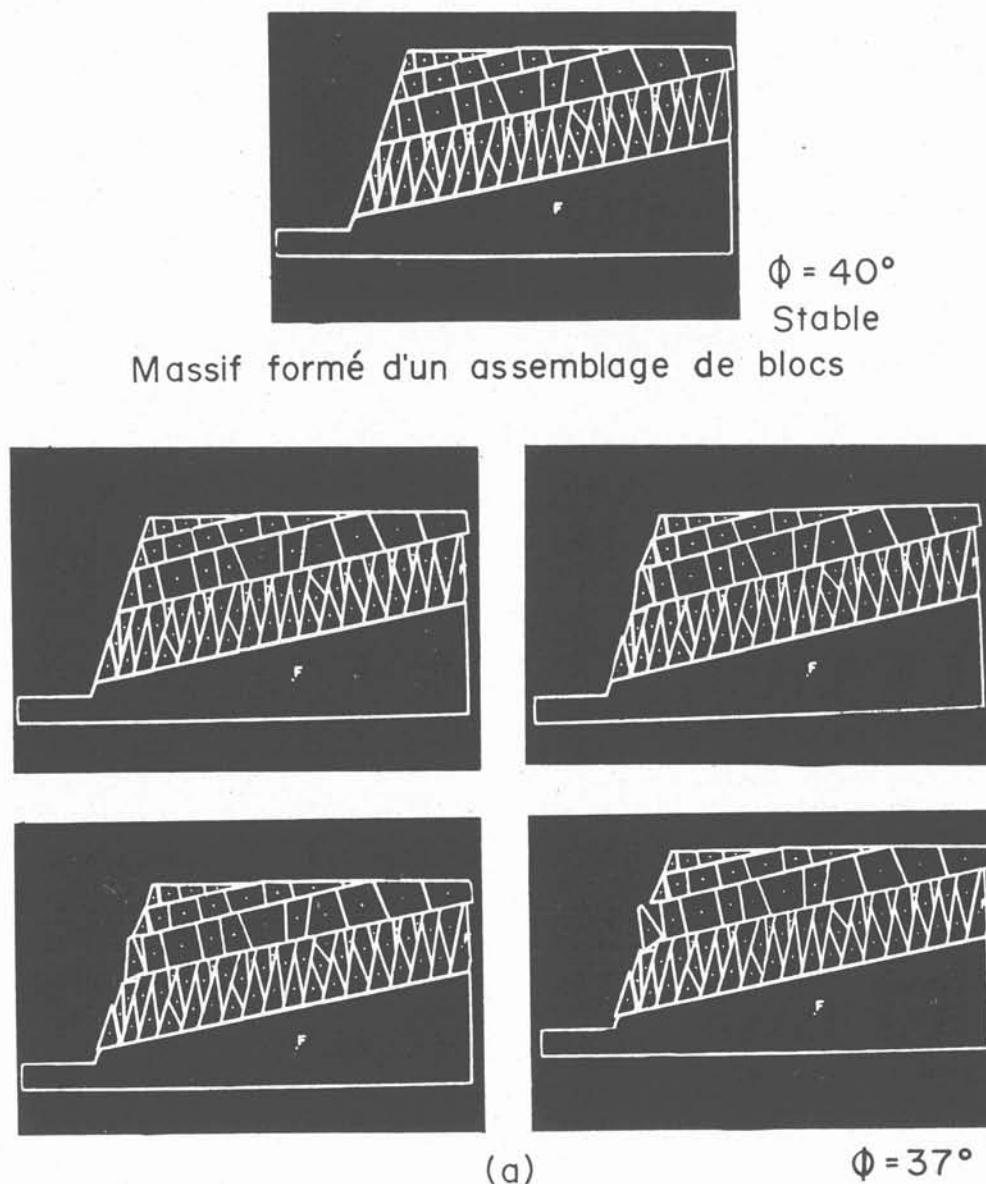


Fig. 13. — Effet de l'angle de frottement des joints sur la stabilité d'un talus formé d'un assemblage de blocs.

ANALYSE DES CONTRAINTES

La longue série d'exemples dans lesquels l'analyse de la stabilité procure une meilleure compréhension physique de la situation ne doit pas cacher le fait qu'une analyse classique de contraintes apporte et continuera d'apporter des solutions intéressantes à bien des problèmes de mécanique des roches. D'une façon générale, les analyses de stabilité sont plus adaptées lorsqu'une certaine instabilité ou rupture est probable (par exemple

au voisinage immédiat des excavations souterraines ou dans les essais de résistance) alors que l'analyse des contraintes est applicable à la détermination des déformations, à une certaine distance de l'excavation comme, par exemple, dans l'étude de la subsidence due aux mines ou aux redistributions de contraintes dans le massif rocheux. Des études sur l'utilisation simultanée des deux méthodes sont actuellement en cours.

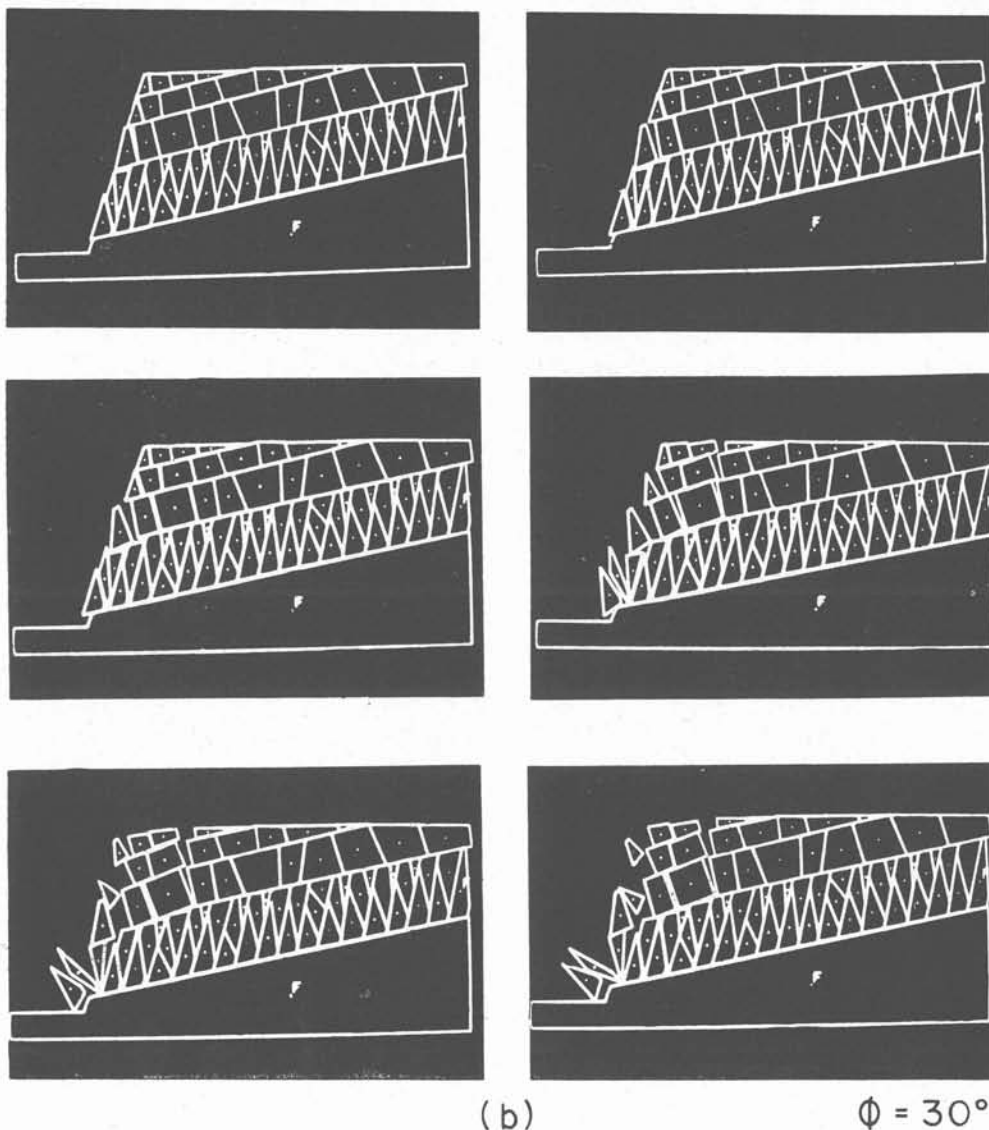


Fig. 13 (suite)

DIMENSIONNEMENT DES PILIERS DE SECURITE

Un excellent exemple de la valeur pratique de l'analyse des contraintes en mécanique des roches est le problème du dimensionnement (diamètre) des piliers de sécurité, c'est-à-dire des piliers de minerai laissés en place à proximité d'une exploitation ou des piliers laissés sous une installation de surface de façon à éviter des basculements, distorsions, déformations ou subsidence excessifs qui pourraient gêner soit l'exploitation de la mine soit l'installation de surface. La figure 14 indique une dizaine de règles empiriques de dimensionnement des piliers d'après le Mining Engineers Handbook [15], [16].

Salamon [17] a utilisé l'analyse des contraintes pour déterminer, en fonction de la profondeur, la dimension du pilier produisant un effet constant en surface (tassement, basculement, etc.). Le résultat est indiqué figure 15 où est indiquée également la règle européenne souvent utilisée :

Rayon R du pilier = $0.7 \times$ profondeur H de l'exploitation.

Volume de minerai laissé en place
dans les piliers de protection
dans un filon de 3 pieds d'épaisseur
à une profondeur de 1 000 pieds

d'après :

MERIVALE		51 800
ANDRE		1 070
WARDALE		8 700
HUGHES		87 300
PAMELY		30 500
FOSTER		9 500
MINING ENGINEERING		8 950
ROBERTSON		26 600
SOUTH AFRICAN RULE		3 500
ANGLE OF DRAW		171 000

Volume du pilier
(en yards cubes)

Fig. 14. — Variation des règles empiriques de dimensionnement des piliers de sécurité.

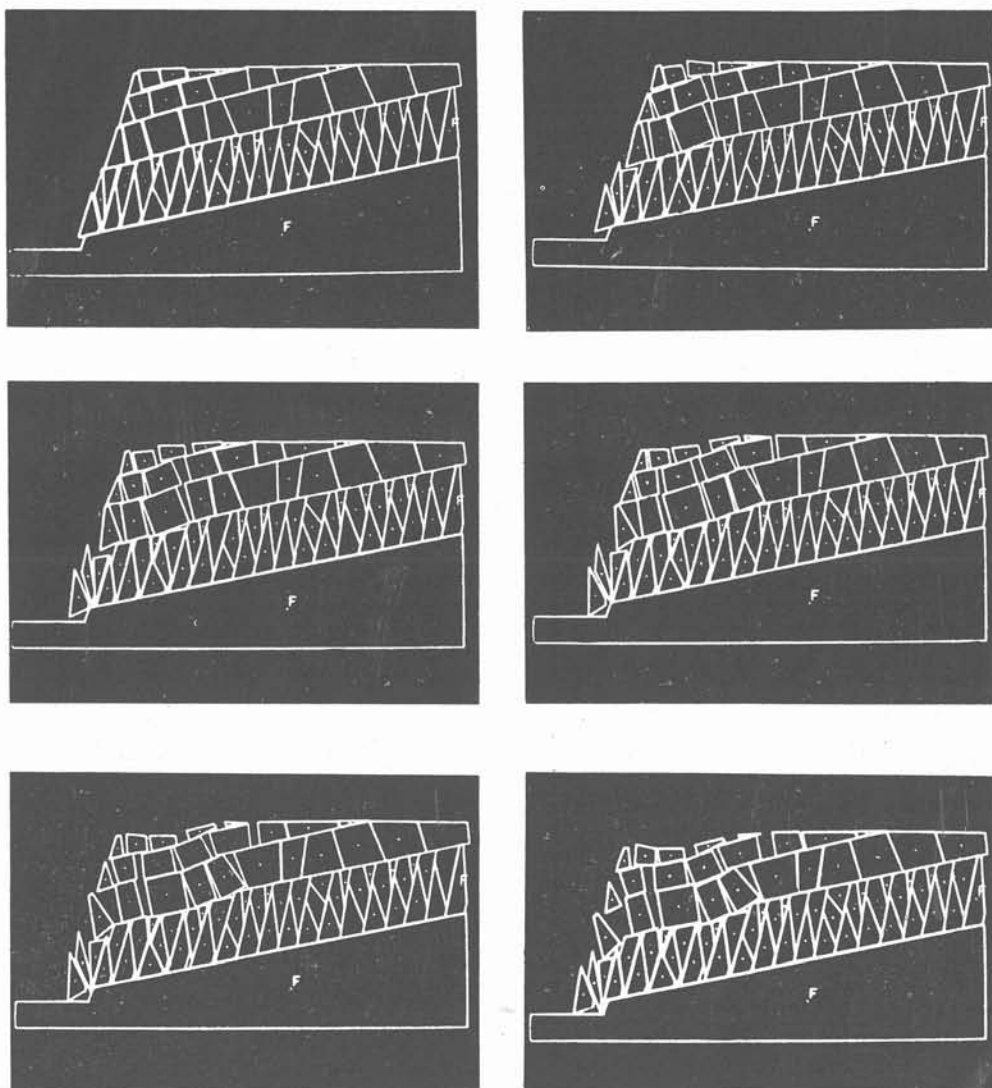
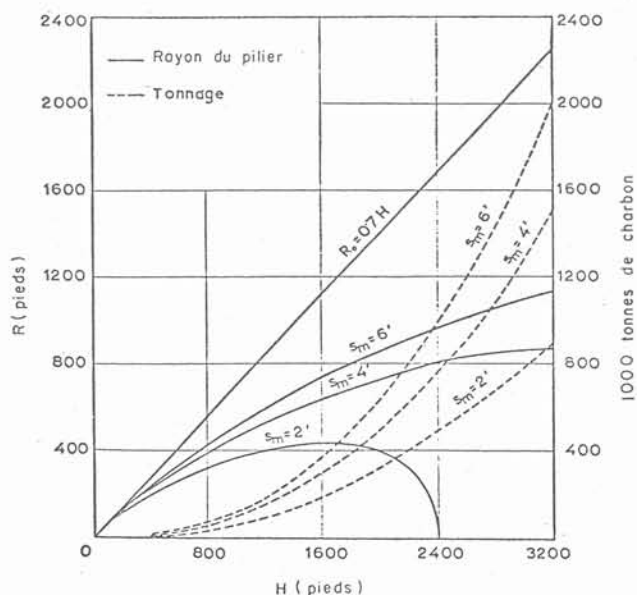


Fig. 13 (fin)

(c)

$\phi = 20^\circ$



On peut voir que la théorie confirme la règle empirique pour des profondeurs faibles mais en diffère considérablement pour les grandes profondeurs. Il est intéressant de noter que la règle empirique d'Afrique du Sud, $R = 0.1 H$, montre que des piliers plus petits que $R = 0.7 H$ sont adéquats pour des mines profondes. L'utilisation de règles empiriques pour dimensionner les piliers de sécurité des mines profondes peut conduire à des conclusions fausses concernant la quantité de minerai exploitable. Dans des cas extrêmes, par exemple sous des zones où de nombreuses constructions doivent être protégées (et par conséquent où de nombreux piliers de sécurité sont à prévoir) ces règles empiriques peuvent conduire à de graves erreurs quant à la rentabilité économique de l'exploitation.

Des progrès ont été faits récemment dans les méthodes d'analyse des contraintes par le recours à la « Technique de déplacement des discontinuités » (Displacement Discontinuity Technique) [18], qui est une

Fig. 15. — Dimensionnement recommandé des piliers de sécurité à partir de l'analyse des contraintes (d'après Salamon).

application du « principe de l'élément de paroi » (Face Element Principle) et de la « méthode de l'équation intégrale aux limites » (Boundary Integral Equation Method) [19]. Ces méthodes sont particulièrement bien adaptées aux problèmes traitant d'effets à distance de

mouvements de discontinuités situées dans un milieu élastique. Ces méthodes sont également beaucoup mieux faites pour la programmation à l'ordinateur que l'application globale de la méthode des éléments finis à tout le massif rocheux.

SIGNIFICATION DE L'ANALYSE

Il convient de noter que dans cet article on a surtout utilisé les résultats de l'analyse pour éclairer qualitativement le comportement du massif rocheux et de la construction. Cette analyse est utile faute de valeurs numériques spécifiques pour les roches de chaque cas particulier.

Labasse [20] pose bien les problèmes généraux de mécanique des roches, commentant le problème du soutènement des tunnels :

« Avant d'attaquer ce problème, il faut le poser de la façon dont il se pose dans la pratique. D'abord, il est nécessaire de ne pas avoir plus d'une ou deux dimensions d'arc ou de voussoir si on veut éviter une confusion à la mise en place. Une telle standardisation rend inutiles les calculs précis du soutènement pour chaque section du tunnel. De plus, on peut toujours faire varier l'espacement des éléments de soutènement comme on le désire. Enfin, la nécessité de mettre en place le soutènement immédiatement après l'excavation laisse un temps insuffisant pour le calcul et la fabrication du soutènement idéal pour une section particulière du tunnel. Il serait nécessaire, si l'on voulait arriver à un dimensionnement exact, d'étudier chaque section séparément puisque chaque section diffère de la précédente par la nature des terrains rencontrés, leur pendage et leur disposition. Il faudrait faire des prélèvements dans chaque couche pour déterminer ses propriétés et l'influence de ces propriétés sur celles de la couche voisine. Tout ceci conduirait à une série d'essais et d'équations dont la solution, en admettant qu'il soit possible de trouver une solution, ferait perdre un temps précieux pendant lequel le tunnel s'effondrerait certainement. »

Il n'est jamais possible de concevoir un ouvrage sur la base de valeurs numériques précises des propriétés mécaniques des roches. Le projeteur doit reconnaître

ce fait. La dispersion est inévitable et doit être prise en compte. Mais ceci ne veut nullement dire que l'analyse théorique n'est pas importante. Il est très utile par exemple de connaître le poids des variables en cause — il arrive que certaines variables peuvent changer considérablement en ayant peu ou pas d'effet sur la stabilité générale de la structure ou sur la conception définitive. D'autres variables peuvent être plus critiques. Hoek et Londe [21] notent que l'analyse de la sensibilité d'un projet aux paramètres en cause a beaucoup plus de signification que le calcul de coefficients de sécurité « spécifiques ».

La mise en place de soutènements dans la nouvelle méthode autrichienne est un bon exemple de conception intelligente en mécanique des roches. Des analyses théoriques montrent que si les parois du tunnel pouvaient se déformer sans se rompre elles tendraient à devenir autostables et se stabiliseraient. Un soutènement artificiel est habituellement nécessaire pour maintenir l'intégrité de la paroi rocheuse mais le type et la quantité de soutènement ne peut pas être calculé pour chaque section dans un terrain variable.

Pour cette raison, les déformations radiales sont mesurées après le traitement initial (ancrage, cintres légers en acier, béton projeté ou une quelconque combinaison de ces méthodes) des parois que l'on vient d'excaver. Si les déformations tendent à s'accélérer, la situation est instable et un soutènement supplémentaire est mis en place jusqu'à ce que la déformation se stabilise à une valeur finale acceptable. Le soutènement d'un tunnel est conçu en se servant de sa souplesse d'emploi de façon à faire face à un besoin variable imposé par la géologie. C'est le contraire d'une conception où tous les soutènements sont « conçus » et fabriqués avant que le rocher soit excavé et installés uniformément avec peu de mesures vérifiant le bien-fondé du système mis en place.

CONCLUSION

Il est clair que l'analyse théorique a un rôle utile à jouer dans la mise en œuvre pratique de la mécanique des roches. L'utilisation la plus féconde d'une telle analyse est dans le développement d'une compréhension meilleure de la base mécanique et physique des problèmes ainsi que des conséquences éventuelles de variations par rapport à une condition initiale supposée. Une analyse de stabilité est nécessaire lorsque la masse rocheuse peut supporter des contraintes importantes, par exemple au voisinage immédiat des parois d'excavation. L'analyse des contraintes est plus appropriée pour les cas où les changements de contraintes sont relativement faibles ou lorsque la charge appliquée est telle que l'instabilité est inévitable dès que la résistance est dépassée (par exemple, fondations de barrage ou stabilité des talus sous l'effet de leur poids propre).

Eclairé par ces analyses, le projeteur sera mieux équipé pour répondre à des conditions variables. Les bons projets en mécanique des roches sont ceux qui permettent de faire face rapidement à de telles variations.

Une meilleure connaissance des propriétés mécaniques des massifs rocheux est nécessaire pour améliorer les projets en mécanique des roches. Un moyen économique d'obtenir des données est de comparer les comportements des ouvrages avec les prédictions des modèles théoriques utilisés pour le projet. L'utilisation de graphes « interactifs » (méthode conversationnelle sur écran cathodique) peut être un moyen très efficace de stimuler un échange créatif entre le calculateur, le projeteur et l'homme de chantier, et par conséquent faciliter le nécessaire dialogue entre la théorie et la pratique et, finalement, conduire à une meilleure mécanique des roches.

En résumé, les chercheurs en mécanique des roches utilisent la mécanique classique théorique mais la nature des matériaux géologiques nous impose une philosophie quelque peu différente dans l'application pratique de la mécanique — approche dans laquelle les variations par rapport aux conditions supposées d'analyse jouent un grand rôle dans la conception et dans laquelle un dialogue entre le chercheur et l'utilisateur est essentiel.

REMERCIEMENTS

Les propos de cet article proviennent de nombreuses sources et résultent d'influences multiples au cours de longues années.

Je suis reconnaissant à tous et particulièrement aux étudiants diplômés qui ont, par un travail laborieux, établi les résultats concrets d'où se dégageront des lois générales.

Je remercie également les différentes sources d'aide financière dispensée ces dernières années : The Petroleum Research Fund, American Petroleum Institute, Advanced Research Project Agency National Science Foundation, RANN Excavation Technology Program, Department of Transportation, US Bureau of Mines, Cold Spring Granite Company et d'autres.

ANNEXE

THEORIE DE LA RUPTURE DE GRIFFITH

Bien qu'habituellement citée en relation avec les aspects micro-structuraux de la rupture des matériaux fragiles, les principes de base de la Théorie de Griffith sont applicables aussi à la rupture à grande échelle et il est instructif de les rappeler. Griffith indique que la rupture d'un solide chargé implique deux conditions nécessaires :

1) Condition de contrainte

En un point quelconque du solide, la contrainte locale doit être suffisamment grande pour vaincre la force de cohésion de la roche (c'est-à-dire les forces d'attraction entre les particules).

2) Une condition d'énergie

Une énergie suffisante doit être libérée pour alimenter continuellement l'énergie de surface des deux surfaces nouvelles formées par la fissure qui se propage.

Griffith suggère que c'est aux extrémités des microfissures préexistantes dans le solide que la condition de contrainte peut être satisfaite. Dans une roche, il y a toujours suffisamment d'hétérogénéité, de fissures, et de frontières entre grains pour provoquer la concentration de contraintes nécessaire pour satisfaire

la première condition ; on peut, par conséquent, concentrer son attention sur la seconde condition.

Comme on l'a dit plus haut, la condition d'énergie est simplement une application du théorème de l'énergie potentielle minimale. (« L'état d'équilibre stable d'un système est celui pour lequel l'énergie potentielle du système est minimale »).

Griffith a appliqué ce théorème de façon spécifique à la rupture en ajoutant l'énoncé suivant : « La position d'équilibre (si l'équilibre est possible), doit être une position dans laquelle la rupture du solide a eu lieu, si le système peut passer d'une condition intacte à une condition de rupture par un processus comportant une diminution continue de l'énergie potentielle » [1].

Il a appliqué le théorème au cas d'une plaque d'épaisseur unitaire, de module d'élasticité E , tendue de façon uniaxiale (fig. A 1) en calculant la variation d'énergie potentielle du système due à l'introduction d'une fine fissure de longueur $2c$. Il a démontré que la variation d'énergie potentielle est égale à ΔP , où

$$\Delta P = 4\gamma c - \frac{\pi c^2 \sigma^2}{E} \quad A (1)$$

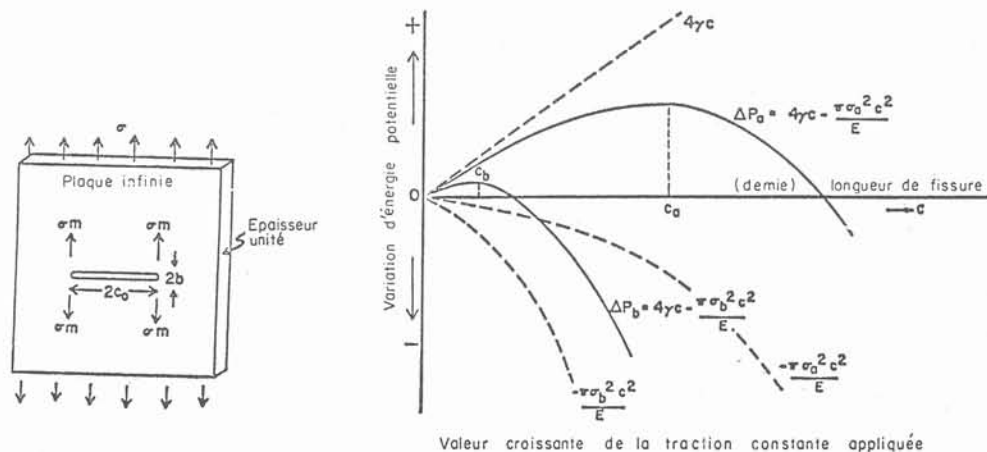


Fig. A 1.

(a)

(b)

où :

$4c$ est l'augmentation de surface due aux faces supérieure et inférieure de la fissure de longueur $2c$.

γ est l'énergie de surface spécifique de la surface de la fissure.

$4c\gamma$ est l'augmentation d'énergie de surface due à l'introduction de la fissure.

$-\frac{\pi c^2 \sigma^2}{E}$ est la variation (diminution) d'énergie due à la variation (a) de l'énergie potentielle des forces appliquées et (b) à l'énergie de déformation de la plaque chargée.

L'équation A (1) est donnée sous forme graphique figure A 1 (b).

Pour un niveau de contrainte donné $\sigma = \sigma_a$, l'introduction d'une fissure très légèrement plus longue que $2c = 2c_a$, produira, d'après Griffith, la rupture puisque l'énergie potentielle du système va décroître continuellement pour $c > c_a$. En dérivant l'équation A (1) par rapport à la longueur de la fissure c et égalant la dérivée à zéro on trouve la relation entre la contrainte critique (σ) et la longueur de fissure (c) :

$$\sigma = \sqrt{\frac{E\gamma}{\pi c}} \quad A 2 (a)$$

$$\sigma^2 c = \frac{E\gamma}{\pi} = \text{constante} \quad A 2 (b)$$

Il faut noter que la longueur de la fissure apparaît dans l'équation A (2) parce que la libération d'énergie s'accumule dans le volume de la plaque (d'épaisseur unité) alors que la demande d'énergie est proportionnelle à la surface de la fissure.

Berry [22] a établi les courbes contraintes uniaxiales/déformations pour le système de plaque de Griffith. Il a défini un module effectif E' pour la plaque fissurée, à laquelle il attribue une surface A , de la façon suivante :

- Energie de déformation de la plaque chargée non fissurée : $\frac{A \sigma^2}{2 E}$
- Augmentation d'énergie de déformation due à la fissure : $\frac{c^2 \sigma^2}{E}$ (Sneddon [23]).
- Energie de déformation de la plaque fissurée

$$\frac{A \sigma^2}{2 E'} = \frac{A \sigma^2}{2 E} + \frac{c^2 \sigma^2}{E}$$

$$\text{d'où } E' = \frac{E}{1 + \frac{2 \pi c^2}{A}} \quad A (3)$$

En combinant l'équation A (1) et l'équation A (3) avec la relation élastique $\sigma = E' \epsilon$ Berry a obtenu la condition suivante de rupture en traction :

$$\epsilon_g = \frac{\epsilon_g}{E} + \frac{8 E \gamma^2}{\pi \delta_g} \quad A (4)$$

Cette condition est représentée graphiquement figure A 2.

On peut voir que la courbe de rupture est asymptotique à une droite de pente égale au module intrinsèque du matériau (c'est-à-dire sans fissure). Considérons une plaque contenant une fissure telle que le module soit défini par la pente O 1. A un niveau de contrainte σ , le critère de Griffith est satisfait et la fissure va s'étendre. Si le niveau de contrainte est réduit par l'extension de la fissure de façon à suivre exactement la courbe (1, 2, 3) le critère de l'équation A (2) est

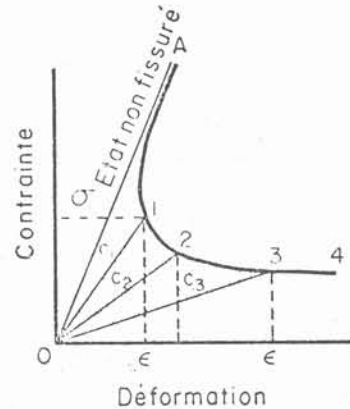


Fig. A 2. — Courbe du critère de Griffith pour une rupture en traction.

continuellement juste satisfait et la fissure se propage de façon quasi-statique sans accélération, c'est-à-dire en fournissant exactement l'énergie de surface nécessaire pour s'étendre comme représenté par exemple par la surface hachurée 0, 1, 2, 3, de la figure A 2 dans laquelle la fissure s'étend d'une longueur c_1 à une longueur c_3 .

Il faut noter que la surface O 3 ϵ_3 représente l'énergie élastique de déformation de la plaque à un niveau de contrainte 3 et pour une longueur de fissure c_3 .

Si cependant la contrainte appliquée σ diminue suivant un autre chemin que le chemin de rupture, la condition d'équilibre d'énergie de l'équation A 2 ne sera pas satisfaite.

Considérons par exemple la figure A 3. La contrainte appliquée est augmentée jusqu'à une valeur σ_1 et l'extension de la fissure commence. Mais maintenant la contrainte diminue en suivant le chemin 1-S déterminé par la raideur du ressort.

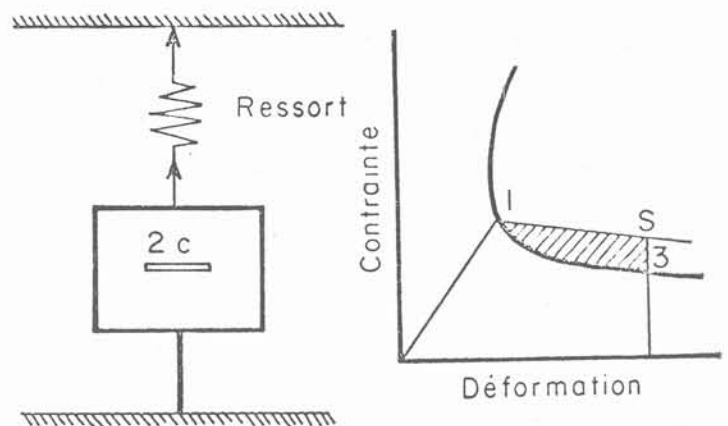


Fig. A 3. — Extension instable d'une fissure.

Dans ces conditions l'énergie fournie par le ressort dépasse l'énergie nécessaire pour causer une propagation statique de la fissure d'une valeur proportionnelle à l'aire hachurée 1 S 3 dans la figure A 3. L'excédent d'énergie accélère la propagation de la fissure et une rupture instable s'ensuit. Naturellement, si la rigidité du ressort est telle que le chemin 1 S tombe en dessous du lieu de rupture de Griffith, la fissure ne s'étendra pas, à moins que la contrainte appliquée au ressort soit continuellement augmentée pour suivre ce chemin. Donc une rupture instable a lieu lorsque l'énergie fournie excède l'énergie dissipée (l'énergie de surface dans le modèle de Griffith).

APPLICATION DES ANALYSES DE GRIFFITH ET DE COOK A LA FRACTURATION DES ROCHES

Les analyses de Griffith et de Cook offrent certainement un schéma trop simplifié et idéalisé de la rupture des roches.

Il est bien connu par exemple que l'énergie nécessaire pour séparer les faces des fissures dans une roche est beaucoup plus importante que l'énergie de surface. Une énergie considérable est dissipée dans la micro-fracturation, la rotation des grains, etc., à proximité de la direction principale de fracture : l'énergie également ne croît pas de façon uniforme avec la longueur de la fissure à cause de l'hétérogénéité de la roche.

En compression, l'extension initiale de la fracture tend à avoir lieu parallèlement à la direction de la plus grande contrainte principale et non dans la direction du cisaillement.

Cependant, la rupture finale a lieu habituellement en cisaillement. Ces critiques peuvent être généralisées en appelant « δ » le « travail de rupture », c'est-à-dire la demande d'énergie « totale » pour un accroissement unitaire de longueur de la fissure en extension ; et de façon similaire en appelant γ_s la demande d'énergie « totale » pour la propagation du cisaillement.

La conclusion générale qui reste qualitativement valable est que la stabilité d'une fracture peut être examinée en comparant l'énergie fournie par l'extension de la fracture à l'énergie dissipée pendant cette même extension. Ce principe général peut être appliqué de façon pratique en mécanique des roches, comme on l'a montré dans le corps de l'article.

RUPTURE EN COMPRESSION

Cook [24] a étendu l'analyse de Griffith à la propagation d'une fissure inclinée sur la direction d'une compression uniaxiale et montre que le critère de rupture fragile en cisaillement est le suivant :

$$\tau - \mu \sigma_n = \sqrt{\frac{E \gamma}{\pi c}} s \quad A (5)$$

où

σ_n, τ sont les contraintes normales et de cisaillement sur

la fissure inclinée d'un angle α sur la direction de compression.

γ_s est l'énergie de surface nécessaire à la propagation de la fissure.

μ est le coefficient de frottement le long de la fissure.

Il est intéressant de noter que l'équation A (5) est essentiellement le critère de Mohr-Coulomb. Cook a également étendu son analyse à la rupture en compression triaxiale.

REFERENCES

- [1] GRIFFITH (A.A.). — Phenomenon of Rupture and Flow of Solids, *Trans. Roy. Soc. (London)* A 221, pp. 163-198, 1921.
- [2] GRIFFITH (A.A.). — The Theory of Rupture, *Proc. Ist. Int. Cong. Appl. Mech.*, Delf, 1924, pp. 55-63.
- [3] KNOTT (J.F.). — Fundamentals of Fracture Mechanics, (New York), 1973, 273 p.
- [4] HARDY (M.P.) and FAIRHURST (C.). — Analysis of Fracture in Rock and Rock Masses, American Society of Mechanical Engineers, Albuquerque Division, Spring Meeting, February 1974, pp. 73-80.
- [5] OUCHTERLONY (F.). — Fracture Mechanics Applied to Rock Blasting, *Proc. 3rd ISRM Congress*, Denver, 1974, Volume II-B, pp. 1377-1383.
- [6] BLIGH (T.P.). — Principles of Breaking Rock Using high Pressure Gases, *Proc. 3rd ISRM Congress*, Denver, 1974, Volume II-B, pp. 1421-1427.
- [7] CORNET (F.). — Hard Rock Blasting Developments and Possibilities, Atlas Copco's Bench Drilling Days, June, 1975, Stockholm, 11 p.
- [8] IRWIN (G.R.). — Fracture Handbuch der Physik, Vol. VI, Springer (Vienna).
- [9] COOK (N.G.W.). — « The Design of Underground Excavations », *Proc. 8th Symposium on Rock Mechanics*, AIME, 1967, pp. 167-193.
- [10] DAEMEN (J.J.K.). — Tunnel Support Loading Caused by Rock Failure, U.S. Corps of Engineers Technical Report MRD-3-75, May 1975.
- [11] FAIRHURST (C.) and SINGH (B.). — Roofbolting in Horizontally Laminated Rock, *Engineering and Mining Journal*, February, 1974, pp. 80-90.
- [12] JEAGER (J.C.) and COOK (N.G.W.). — Fundamentals of Rock Mechanics, London, Methuen, 1969, 513 p.
- [13] CUNDALL (P.), VOEGELE (M.D.) and FAIRHURST (C.). — Computerized Design of Rock Slopes Using Interactive Graphics for the Input and Output of Geometrical Data, *Proc. 16th Symp. on Rock Mechanics*, Minneapolis, 1975, pp. 1-10.
- [14] CUNDALL (P.A.). — Rational Design of Tunnel Supports: A. Computer Model for Rock Mass Behavior Using Interactive Graphics for the Input and Output of Geometrical Data, U.S. Army Corps of Engineers Technical Report MRD-2-74, 1974.
- [15] PEELE (R.). — Mining Engineers Handbook, Wiley (New York) 1941, deux volumes.

- [16] DAEMEN (J.J.K.). — The Effect of Protective Pillars on the Deformation of Mine Shafts, Rock Mechanics, *Journal of the International Society for Rock Mechanics*, Volume 4, n° 2, October 1974, pp. 89-115.
- [17] SALAMON (M.D.G.). — An Elastic Analysis of Displacements and Stresses Induced by Mining of Seam or Reef Deposits, Part III, *Journal South African Institute of Mining and Metallurgy*, Vol. 64, pp. 468-500.
- [18] CROUCH (S.L.). — Solution of Plane Elasticity Problems by the Displacement Discontinuity Method, Parts I and II, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 10, 1976, pp. 301-343.
- [19] RIZZO (F.J.). — An Integral Equation Approach to Boundary Value Problems of Classical Elastostatics, *Quart. of App. Math* 25, 83-95 (1967).
- [20] LABASSE (H.). — Les Pressions de Terrains dans les Mines de Houilles, III - Les Pressions de Terrains autour des Travers - Bancs Horizontaux, *Revue Universelle des Mines*, January, 1950. pp. 3-22.
- [21] HOEK (E.) and LONDE (P.). — Surface Workings in Rock, *Proc. 3rd ISRM Congress*, Denver, 1974, Vol. I-A, pp. 613-654.
- [22] BERRY (J.-P.). — Some Kinetic Considerations of the Griffith Criterion for Fracture. I. Equations of Motions at Constant Force, *Jour. Mech. Phys. Solids*, Vol. 8, pp. 194-206.
- [23] SNEDDON (J.N.). — The Distribution of Stress in the Neighbourhood of a Crack in an Elastic Solid, *Proc. Roy. Soc. London Series A*, Vol. 187, pp. 229-260.
- [24] COOK (N.G.W.). — The failure of Rock, *Int. Journ. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol 2, pp. 389-403.
- Voir aussi FAIRHURST (C.) and COOK (N.G.W.). — The Phenomenon of Rock Splitting Parallel to the Direction of Maximum Compression in the Neighbourhood of a Surface, *Proc. Ist. Cong. Rock Mechanics*, Lisbon, 1966, pp. 687-692.

capacité portante d'une semelle filante sur sol purement cohérent d'épaisseur limitée et de cohésion variable avec la profondeur

par

Massaad Matar

et

Jean Salençon

Laboratoire de Mécanique des Solides
Ecole Polytechnique

**CAPACITE PORTANTE
D'UNE SEMELLE FILANTE SUR SOL $\Phi = 0$
D'ÉPAISSEUR LIMITÉE ET DE COHESION VARIABLE
AVEC LA PROFONDEUR**

On étudie le problème de la capacité portante d'une semelle filante chargée axialement sur une couche de sol $\Phi = 0$ d'épaisseur limitée, reposant sur une assise rigide, et dont la cohésion croît linéairement avec la profondeur.

Après avoir rappelé les résultats disponibles dans le cas soit de la couche de sol homogène reposant sur une assise rigide, soit du sol illimité dont la cohésion varie linéairement avec la profondeur, une première approche du problème est proposée, s'appuyant sur la méthode de superposition et utilisant les résultats précédents.

Le calcul global de la capacité portante est ensuite effectué dans le cadre de la théorie des équilibres limites plans. Les résultats ainsi obtenus sont comparés à ceux fournis par la méthode de superposition, mettant en évidence l'effet majeur du couplage entre cohésion en surface et gradient de cohésion.

Ces résultats sont facilement utilisables dans la pratique, par exemple pour le calcul de fondations sur sols marins, grâce à une présentation sous forme d'abaques.

**BEARING CAPACITY OF A STRIP FOOTING ON
A $\Phi = 0$ SOIL LAYER OF LIMITED THICKNESS
WITH VARYING SHEAR STRENGTH**

The paper is concerned with the bearing capacity of a strip footing on a $\Phi = 0$ soil layer of limited thickness resting on a rigid bed-rock, when the shear strength of the soil is supposed to increase linearly with depth.

The available results both for the case of a homogeneous soil layer of limited thickness resting on a rigid bed-rock, and for the case of an unlimited soil with linearly increasing shear strength, are first recalled. Thence, by means of the superposition method, a first approach of the problem under consideration is proposed, making use only of the afore-exposed results.

A global calculation of the bearing capacity is then performed, taking into account the effects of surface load, cohesion and cohesion gradient simultaneously, within the frame of the plane limit equilibrium theory. The so-obtained results being compared with those given by the superposition method, it is pointed out that the bearing capacity is underestimated through the use of the superposition method, due to the coupling effect between the surface cohesion and the cohesion gradient.

Plotting the results into adequate charts make their use easy for practical purposes, for instance when dealing with foundations on a marine subsoil.

capacité portante d'une semelle filante sur sol purement cohérent d'épaisseur limitée et de cohésion variable avec la profondeur

par Massaad MATAR et Jean SALENÇON

NOTATIONS

a	: largeur de la zone déformée plastiquement en surface	N_c	: coefficient du terme de cohésion (sol homogène, illimité) : $N_c = \pi + 2$
B	: largeur de la fondation	$N'_c(B/h)$	: coefficient du terme de cohésion (couche du sol homogène, épaisseur limitée)
C	: cohésion constante (sol homogène)	$G_c(B/h, g^o h/C^o)$	: coefficient du terme de cohésion (couche du sol non homogène, épaisseur limitée)
$C(z)$	: cohésion variable avec la profondeur	p	: « pression moyenne » $p = -(\sigma_1 + \sigma_2)/2$
C^o	: cohésion en surface	p_{ult}	: capacité portante de la fondation : $p_{ult} = F/B$
F	: force portante de la fondation	α, β	: lignes caractéristiques
$F_c(g^o B/C^o)$	: coefficient du terme de cohésion (sol non homogène, illimité)	γ	: poids spécifique du sol
$F_c(B/h, g^o B/C^o)$	: coefficient du terme de cohésion (couche de sol non homogène, épaisseur limitée)	Φ	: angle de frottement interne du sol : $\Phi = 0$
g^o	: gradient vertical descendant de cohésion $g^o = -dC/dz$	σ_1, σ_2	: contraintes principales (tractions positives) : $\sigma_1 \geq \sigma_2$
h	: épaisseur de la couche	θ	: angle de la traction maximale avec Ox : $\theta = (\vec{Ox}, \vec{\sigma}_1)$
h_o	: épaisseur de la zone perturbée (sol non homogène, illimité)		

1. INTRODUCTION

La capacité portante des fondations superficielles sur sol non-homogène, a fait l'objet de nombreuses études théoriques et expérimentales. Deux types principaux de non-homogénéité ont été essentiellement abordés :

d'une part le cas de la fondation sur une couche de sol homogène d'épaisseur limitée, reposant sur une assise rigide ;

d'autre part, le cas de la fondation sur sol illimité dont la cohésion varie avec la profondeur ; pour des raisons pratiques, et en particulier pour pouvoir présenter les résultats sous forme d'abaques, seul le cas de la cohésion croissant linéairement avec la profondeur a été traité.

L'importance pratique de tels problèmes de non-homogénéité est évidente. Le premier type se rencontre aussi bien pour les sols purement cohérents ($\Phi = 0$) que pour les sols frottants ($\Phi \neq 0$), le second se pose le plus souvent dans le cas des sols à $\Phi = 0$ ou Φ voisin de zéro, tels que les sols marins.

L'étude présentée ici, traite globalement dans le cas $\Phi = 0$, les deux types de non-homogénéité : on a affaire à une couche de sol d'épaisseur limitée reposant avec frottement maximal sur une assise rigide et dont la cohésion croît linéairement avec la pro-

fondeur. En l'état actuel, lorsque ce type de problème se pose (ce peut être le cas par exemple lorsque l'on a affaire à une fondation de grande largeur sur sol maritime), il ne peut être traité que par des errements tels que :

- traiter la couche comme limitée et homogène en ne prenant en compte que la cohésion en surface ;
- traiter le sol comme illimité et non homogène ;
- traiter la couche comme limitée et homogène en prenant en compte une cohésion « moyenne » ;
- traiter la couche limitée et non homogène en cumulant la majoration due à la présence de l'assise rigide dans le cas du sol homogène d'une part, et celle due au gradient de cohésion dans le cas d'un sol illimité, de l'autre.

Il est pratiquement évident par le bon sens (et ceci est confirmé par la théorie exposée dans la suite) que les deux premières façons de procéder vont dans le sens de la sécurité ; elles peuvent aussi (surtout pour la première d'entre elles) conduire à des dimensionnements inutilement abondants ; les deux dernières méthodes par contre risquent d'être trop optimistes.

Les résultats obtenus par l'étude globale, outre l'intérêt primordial de pouvoir être appliqués directement, présenteront aussi celui de permettre de situer les méthodes évoquées ci-dessus.

2. FONDATION SUR UNE COUCHE DE SOL $\Phi = 0$ HOMOGÈNE D'ÉPAISSEUR LIMITÉE

L'étude théorique de la capacité portante d'une fondation chargée axialement sur une couche de sol homogène d'épaisseur limitée reposant sur une assise rigide, fait l'objet d'une bibliographie importante. Comme pour tous les problèmes de capacité portante, les méthodes de calcul employées relèvent du calcul à la rupture. Dans le cas du sol purement cohérent ($\Phi = 0$) qui nous intéresse ici, l'interprétation des résultats obtenus ne présente pas de difficulté : le sol est en effet alors représenté par un matériau de Tresca pour lequel on sait que le principe du travail plastique maximal est acceptable ; le calcul à la rupture s'identifie à la théorie classique des charges limites (voir par exemple [24]).

Une solution statique, c'est-à-dire la mise en évidence dans tout le système (sol de fondation et interfaces de contact) d'un champ de contraintes statiquement admissible et respectant le critère de plasticité⁽¹⁾, conduit à une minoration de la capacité portante ;

Une solution cinématique, c'est-à-dire la mise en évidence d'un champ de vitesses cinématiquement et plastiquement admissible dans tout le système, conduit à une évaluation par excès de la capacité portante.

D'autre part, s'agissant d'une fondation superficielle sur un sol d'angle de frottement interne nul, on démontre sans difficulté que le poids spécifique γ du sol n'intervient pas dans l'expression de la capacité portante tandis que la surcharge q y apparaît sous forme purement additive⁽²⁾.

Button [3] a étudié le problème pour la semelle filante, au moyen de lignes de rupture circulaires ; le résultat obtenu s'interprète donc comme une majoration de la capacité portante.

Meyerhof et Chaplin [14] ont, pour le même problème, construit une solution par la théorie des équilibres limites plans ; le champ de vitesses correspondant a été présenté par Johnson et Kudo [11],

et le champ de contraintes a été complété dans les zones rigides par Salençon [20]. Cette solution, « complète » au sens de Bishop [2], fournit donc la valeur exacte de la capacité portante théorique d'une semelle filante sur couche de sol $\Phi = 0$, d'épaisseur limitée reposant avec adhérence totale sur une assise indéformable ; le contact entre la semelle et le sol de fondation y est supposé se faire avec frottement maximal, c'est-à-dire qu'un glissement mobilise toute la résistance à la cisssion du sol.

B désignant la largeur de la fondation et h l'épaisseur de la couche (fig. 1), cette solution ne prend effet que pour $B/h \geq \sqrt{2}$. Pour $B/h \leq \sqrt{2}$, la solution complète du problème est constituée par la solution de Prandtl (1923), que l'on peut prolonger dans les zones non déformées jusqu'à l'interface⁽¹⁾, par la méthode de Shield [28] (voir fig. 6) : ainsi pour $B/h \leq \sqrt{2}$ l'assise rigide n'a pas d'influence. Avec les notations usuelles q désignant la surcharge uniforme de surface, C la cohésion du sol et $p_{ult} = F/B$ la capacité portante, celle-ci a alors la forme classique :

$$p_{ult} = q + (\pi + 2) C.$$

Mandel et Salençon [15] ont examiné le cas extrême où le contact entre la couche de sol et l'assise rigide se ferait sans frottement, mettant en particulier en évidence une diminution de la capacité portante par rapport au cas du sol homogène, sur une certaine plage de valeurs de B/h .

La capacité portante se met alors sous la forme :

$$(2.1) \quad p_{ult} = q + C N'_c \left(\frac{B}{h} \right)$$

L'abaque des valeurs de N'_c obtenues par la solution exacte dans le cas où le contact entre sol et assise rigide est à adhérence totale, et par les solutions de

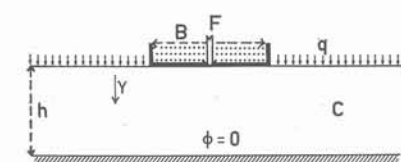


Fig. 1. — Semelle filante chargée axialement sur une couche de sol d'épaisseur limitée.

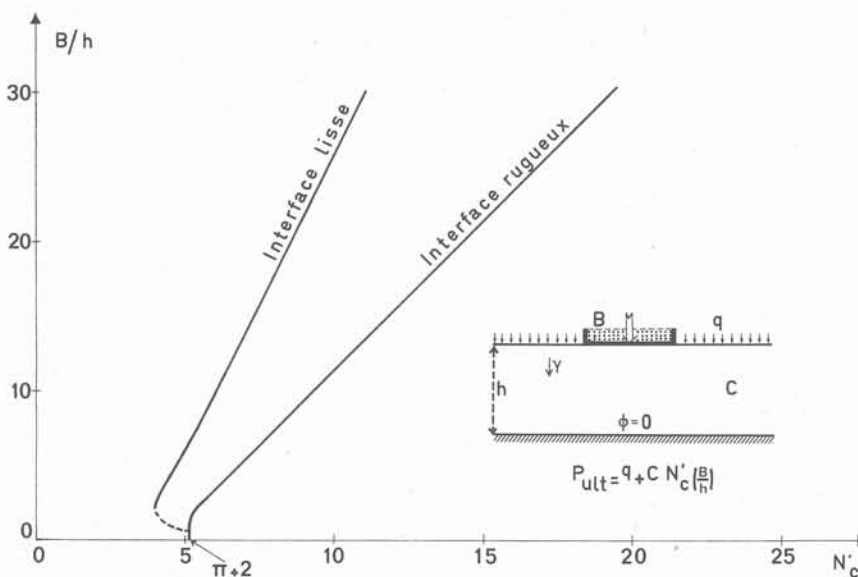


Fig. 2. — Valeurs de N'_c dans le cas de l'interface « rugueux » et de l'interface « lisse ».

⁽¹⁾ On dit aussi : plastiquement admissible.

⁽²⁾ Ce résultat reste valable dans le cas du matériau non homogène. Pour cette raison on ne traitera dans toute la suite que le cas du sol non-pesant.

⁽¹⁾ On vérifie que la contrainte normale sur l'interface est bien compressive : pas de décollement [20].

Mandel et Salençon dans le cas où ce contact se ferait sans frottement, est donné à la figure 2 ; dans ce dernier cas la partie pointillée de la courbe indique que la valeur obtenue pour N'_c n'est alors en toute rigueur qu'une majoration du facteur de cohésion (on se reportera à [15] pour une discussion détaillée).

Il semble que dans la majorité des cas pratiques, il y ait lieu de considérer que le contact entre sol de fondation et assise rigide s'effectue avec frottement maximal ; c'est donc la seule hypothèse que nous retiendrons pour la suite. Signalons qu'alors on peut ⁽¹⁾, dans les utilisations courantes, adopter dès que $B/h \geq 2$ la représentation asymptotique de $N'_c(B/h)$:

$$(2.2) \quad N'_c(B/h) = \pi + 1 + \frac{1}{2} B/h = 4.1 + 0.5 B/h.$$

Signalons enfin que pour la fondation axisymétrique sur une couche de sol $\Phi = 0$ d'épaisseur limitée reposant sur une assise rigide, le calcul de la capacité portante a été effectué par Salençon, Croc, Michel et Pecker [21] en adoptant l'hypothèse de Haar-Karman sur la forme du champ de contraintes ; on a ainsi obtenu la valeur de $N'_c(B/h)$ pour la fondation « rugueuse » avec interface « rugueuse » mettant en évidence que la majoration de la capacité portante due à la présence de l'assise rigide par rapport au cas du sol illimité (Eason et Shield [6]) est moindre pour la fondation circulaire que pour la semelle filante.

3. FONDATION SUR SOL $\Phi = 0$ ILLIMITÉ DE COHESION VARIABLE AVEC LA PROFONDEUR

3.1. Solutions cinématiques

Le problème de la capacité portante d'une semelle filante chargée axialement sur sol illimité $\Phi = 0$, de cohésion croissant linéairement avec la profondeur, semble avoir été étudié pour la première fois par Kuznetsov [13] qui a proposé une solution approximativement cinématique dans le cas d'une fondation « lisse ». Le caractère de majorant du résultat obtenu a été confirmé par une solution cinématique différente donnée par Salençon ([19] et [20]). Avec les notations de la figure 3, g^o désignant le gradient vertical descendant de cohésion, q la surcharge, C^o la cohésion en surface, la cohésion est de la forme :

$$(3.1) \quad C(z) = C^o - g^o z$$

et la majoration pour la capacité portante est donnée par la formule linéaire :

$$(3.2) \quad p_{ult} \leq q + (\pi + 2) C^o + g^o B$$

De même pour la fondation « rugueuse », Salençon ([19] et [20]) a obtenu les majorations :

$$(3.3) \quad p_{ult} \leq q + (\pi + 2) C^o + 2 g^o B \quad \text{si } g^o B / C^o \leq \frac{1}{2},$$

$$(3.4)$$

$$p_{ult} \leq q + (\pi + 3) C^o + g^o B - \frac{1}{4} (C^o)^2 / g^o B$$

$$\text{Si } g^o B / C^o \geq \frac{1}{2}.$$

Des calculs cinématiques, utilisant des lignes de glissement circulaires, ont également été effectués, (Buttan [3] ; Giroud, Tran Vo Nhiem et Obin [10]) fournissant une majoration de la capacité portante de la fondation de la forme :

$$(3.5) \quad p_{ult} = q + C^o N'_{cz}$$

où N'_{cz} est donné par une table et un abaque.

3.2. Solution complète pour $C^o \neq 0$

L'étude de ce type de problème en s'appuyant sur la théorie des équilibres limites plans a été faite par Favretti ([7], [8] et [9]) dans le cas où la cohésion décroît avec la profondeur. Berthet, Hayot et Salençon [1] ont construit la solution dans le cas de la cohésion croissante et non nulle en surface ; cette

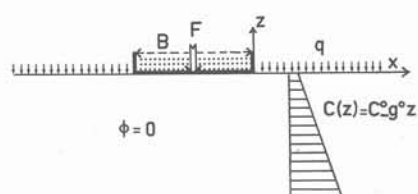


Fig. 3. — Fondation sur sol $\Phi = 0$ de cohésion croissant linéairement avec la profondeur.

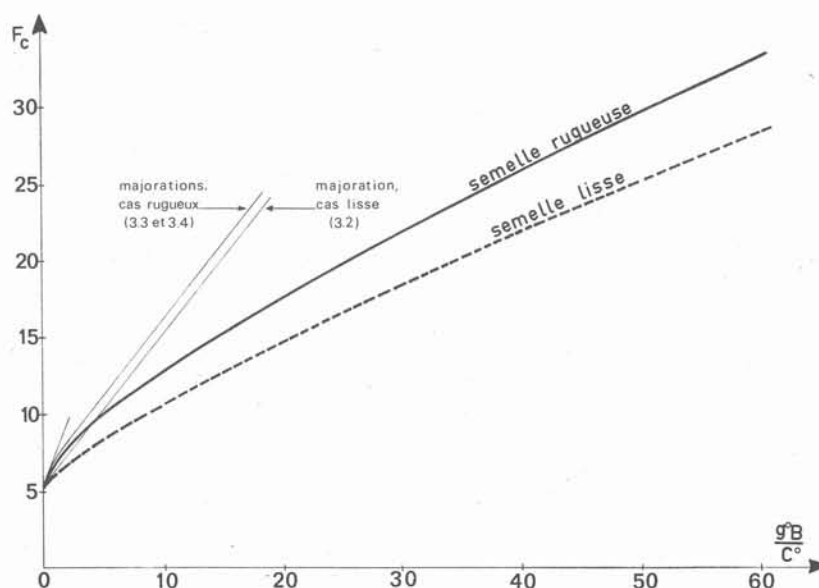


Fig. 4. — Valeurs de F_c dans le cas de la semelle « rugueuse » et de la semelle « lisse ».

⁽¹⁾ Cette formule donne une évaluation de $N'_c(B/h)$ dans le sens de la sécurité.

solution, incomplète au sens de Bishop, a été complétée statiquement dans les zones non déformées par Davis et Booker [5], et fournit donc la valeur exacte de la capacité portante. Celle-ci se met sous la forme :

$$(3.6) \quad p_{ult} = q + C^0 F_c \left(\frac{g^0 B}{C^0} \right)$$

où $F_c \left(\frac{g^0 B}{C^0} \right)$ est donné par l'abaque de la figure 4 dans le cas d'une semelle « rugueuse » et dans le cas d'une semelle « lisse ». On peut démontrer que les formules (3.2) et (3.3) correspondent à la linéarisation de (3.6) dans le cas de faible non-homogénéité ($g^0 B/C^0 \neq 0$), pour la semelle « lisse » et la semelle « rugueuse » respectivement, confirmant ainsi l'analyse de Spencer [27] par la méthode des perturbations.

Dans la suite, seul le cas de la semelle « rugueuse » étant considéré, nous désignerons par $F_c(g^0 B/C^0)$ le facteur de capacité portante correspondant sans plus préciser la nature du contact.

3.3. Solution complète pour $C^0 = 0$

Lorsque la cohésion en surface est nulle, $C^0 = 0$, la construction de la solution en s'appuyant sur la théorie des équilibres limites plans se révèle impraticable. Des considérations d'analyse dimensionnelle montrent que la capacité portante de la fondation se met alors nécessairement sous la forme :

$$p_{ult} = q + K g^0 B$$

où K est une constante. Une solution complète du problème a été donnée par Salençon [22], fournissant pour K la valeur exacte : $K = 1/4$. D'où la capacité portante pour $C^0 = 0$:

$$(3.7) \quad p_{ult} = q + \frac{1}{4} g^0 B$$

La répartition des contraintes, normales, sous la fondation est alors triangulaire de même pente que le profil de cohésion (fig. 5).

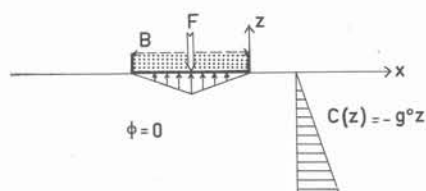


Fig. 5. — Semelle sur sol de cohésion nulle en surface et croissant linéairement avec la profondeur.

3.4. Comparaison entre solution globale et solution par superposition pour $C^0 \neq 0$

Le milieu homogène de cohésion constante égale à C^0 constitue évidemment un cas particulier du paragraphe 3.2. Pour celui-ci, la valeur bien connue de la capacité portante :

$$(3.8) \quad p_{ult} = q + C^0 (\pi + 2)$$

est fournie par la solution de Prandtl complétée du point de vue des contraintes dans les zones non déformées, suivant les champs proposés par Shield [28], Bishop [2] ou Sayir et Ziegler [26] par exemple.

La figure 6 représente, à titre d'exemple, le réseau d'écoulement de cette solution avec le prolongement de Shield (¹).

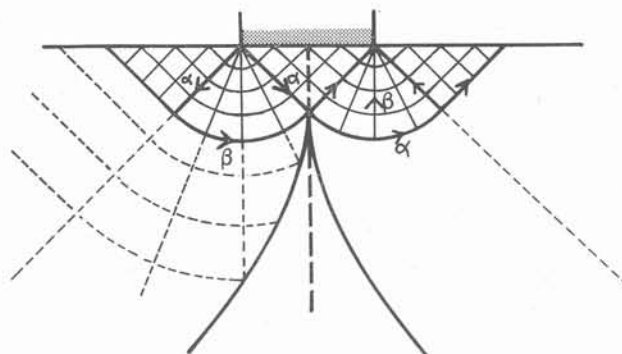


Fig. 6. — Semelle filante sur sol homogène : solution de Prandtl avec le prolongement de Shield.

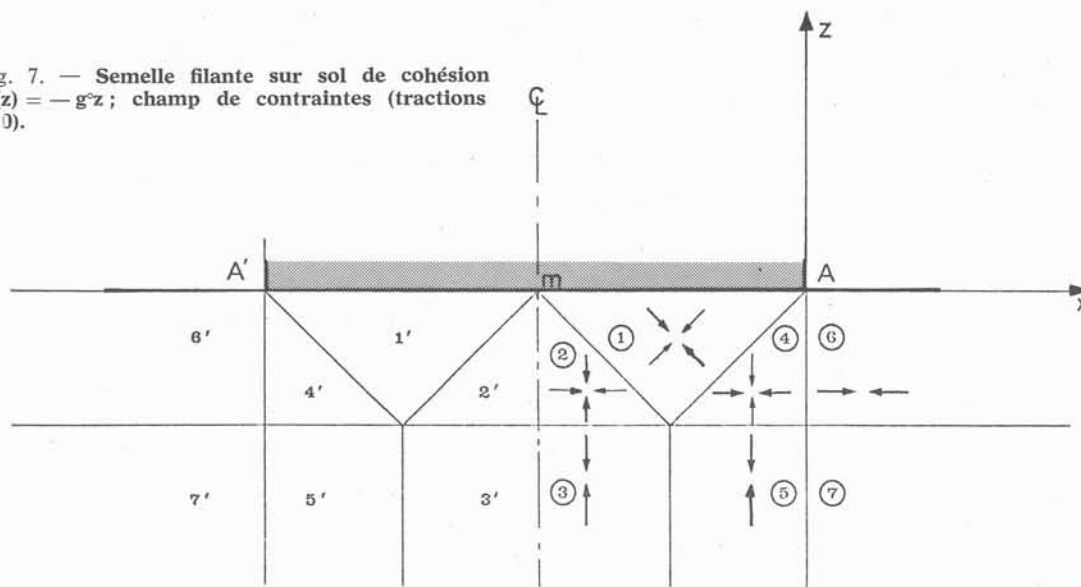
On dispose ainsi d'un (et même en fait de plusieurs) champ de contrainte $\underline{\sigma}_c$ statiquement et plastiquement admissible pour le cas du sol homogène de cohésion C^0 avec la surcharge q , et correspondant à la charge sur la fondation donnée par (3.8).

D'autre part, la solution complète du paragraphe 3.3 fournit, elle, un champ de contraintes statiquement et plastiquement admissible pour le cas du sol de cohésion $C(z) = -g^0 z$. Ce champ, soit $\underline{\sigma}_g$ dans le cas de surcharge nulle $q = 0$, est explicité à la figure 7, et correspond à une pression moyenne sur la fondation égale à $\frac{1}{4} g^0 B$.

Région 1	$\sigma_{zz} = g^0 x$	$\sigma_{xx} = g^0 x$	$\sigma_{zx} = -g^0 z$
Région 2	$\sigma_{zz} = g^0 \left(2x + \frac{B}{2} \right)$	$\sigma_{xx} = -g^0 \left(2z + \frac{B}{2} \right)$	$\sigma_{zx} = 0$
Région 3	$\sigma_{zz} = g^0 \left(2x + \frac{B}{2} \right)$	$\sigma_{xx} = 0$	$\sigma_{zx} = 0$
Région 4	$\sigma_{zz} = 2g^0 x$	$\sigma_{xx} = +2g^0 z$	$\sigma_{zx} = 0$
Région 5	$\sigma_{zz} = 2g^0 x$	$\sigma_{xx} = 0$	$\sigma_{zx} = 0$
Région 6	$\sigma_{zz} = 0$	$\sigma_{xx} = +2g^0 z$	$\sigma_{zx} = 0$
Région 7	$\sigma_{zz} = 0$	$\sigma_{xx} = 0$	$\sigma_{zx} = 0$
$\sigma_{yz} = 0$ partout		$\sigma_{yy} = \sigma_{xx}$	

(¹) Les résultats classiques concernant la théorie des équilibres limites plans seront rappelés au paragraphe 5 au moment de leur utilisation effective.

Fig. 7. — Semelle filante sur sol de cohésion $C(z) = -g^o z$; champ de contraintes (tractions > 0).



Il est immédiat de vérifier, par exemple en utilisant la représentation de Mohr, que le champ :

$$\underline{\sigma} = \underline{\sigma}_c + \underline{\sigma}_g$$

obtenu en additionnant en chaque point les contraintes produites par les champs $\underline{\sigma}_c$ et $\underline{\sigma}_g$, qui est évidemment statiquement admissible, et aussi plastiquement admissible pour le cas du sol de fondation de cohésion (3.1) $C(z) = C^o - g^o z$.

On dispose alors ainsi d'une solution statique pour le problème du paragraphe 3.2; la valeur correspondante de la pression moyenne sous la fondation soit :

$$(3.9) \quad (p_{ult})_{superp.} = q + C^o (\pi + 2) + \frac{1}{4} g^o B$$

est donc un minorant de la capacité portante. C'est bien ce que confirme la comparaison avec les résultats du calcul global exact (formule (3.6) et fig. 4).

La formule linéaire (3.9) peut être interprétée comme correspondant à la superposition des effets de cohésion en surface et de gradient de cohésion. Le fait que la capacité portante réelle soit supérieure à celle donnée par (3.9), traduit l'effet majorateur du couplage entre cohésion en surface et gradient de cohésion.

Pour caractériser cet effet, on peut introduire le coefficient μ_c , fonction de $g^o B/C^o$:

$$(3.10) \quad \mu_c \left(\frac{g^o B}{C^o} \right) = \frac{F_c(g^o B/C^o)}{(\pi + 2) + \frac{1}{4} \frac{g^o B}{C^o}} = \frac{p_{ult} - q}{(p_{ult} - q)_{superp.}}$$

dont la variation est représentée à la figure 8 (voir Salençon, Florentin et Gabriel [25]).

μ_c est évidemment égal à 1 pour $g^o B/C^o = 0$ (1), et pour $g^o B/C^o \rightarrow \infty$. Il passe par un maximum égal à 1.72 pour $g^o B/C^o = 22$.

(1) Sa représentation au voisinage de $g^o B/C^o = 0$ est, par (3.3) et (3.9) : $\mu_c = 1 + \frac{7}{4(\pi + 2)} \frac{g^o B}{C^o}$

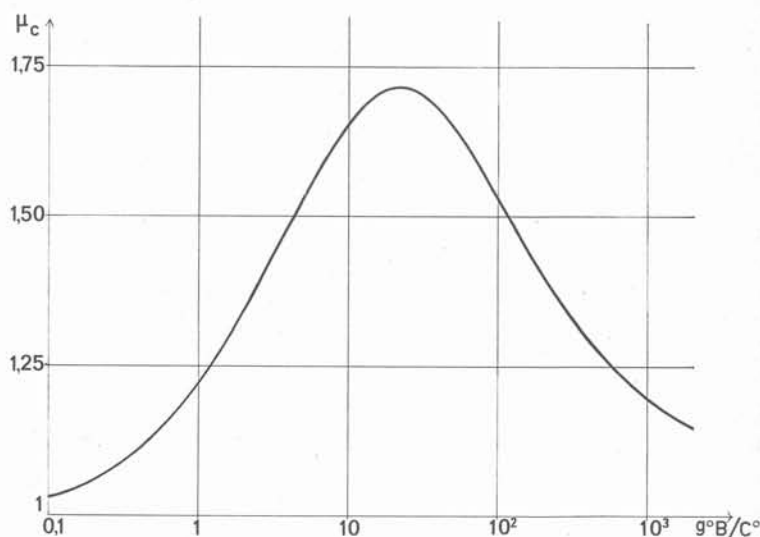


Fig. 8. — Effet majorateur du couplage « $C^o - g^o$ » : variation de μ_c .

3.5. Cas de la fondation axisymétrique

La capacité portante d'une fondation superficielle de révolution sur sol $\Phi = 0$ illimité dont la cohésion croît linéairement avec la profondeur a été étudiée par Croc, Michel et Pecker [4] en adoptant l'hypothèse de Haar-Karman sur la distribution des contraintes. Pour $C^o \neq 0$, la capacité portante se met encore sous la forme (3.6) et le réseau d'écoulement, construit par la méthode des caractéristiques, permet de déterminer le facteur $F_c(g^o B/C^o)$.

3.6. Remarque

Les paragraphes 2 et 3 ci-dessus ont examiné les deux types principaux de non homogénéité : d'une part, par discontinuité dans les propriétés du sol de fondation (la cohésion passe, à l'interface, de la valeur finie C à une valeur infinie pour l'assise rigide), d'autre part, la non-homogénéité continue la plus simple (croissance linéaire de la cohésion avec la profondeur).

Une liaison entre ces deux types de problèmes de non homogénéité, d'une nature différente de celle qui est l'objet de la présente étude, a été faite par Ostrowska [18] qui a envisagé le cas d'un sol dont

la cohésion varie de façon continue mais brutale, passant de la valeur C à une valeur C^1 plus élevée.

Cette étude a été menée par la théorie des équilibres limites plans.

4. COUCHE DE SOL $\Phi = 0$ D'ÉPAISSEUR LIMITÉE ET DE COHESION VARIABLE : ÉTUDE PAR LA MÉTHODE DE SUPERPOSITION

4.1. Présentation

On se propose maintenant de combiner les deux types de non homogénéité en étudiant, comme cela se présente souvent dans la pratique, la capacité portante d'une semelle filante chargée axialement, sur une couche de sol d'épaisseur limitée h , dont la cohésion croît linéairement avec la profondeur.

Comme indiqué au paragraphe 2, le contact entre la couche de sol de fondation et l'assise rigide est dorénavant supposé s'effectuer avec frottement maximal.

Une première méthode d'étude, ne nécessitant pas de calculs nouveaux par rapport à ceux présentés dans les paragraphes précédents consiste à appliquer la méthode de superposition.

4.2. Cohésion nulle en surface : $C^0 = 0$

On étudie d'abord le cas où la cohésion du sol de fondation est nulle en surface (fig. 9).

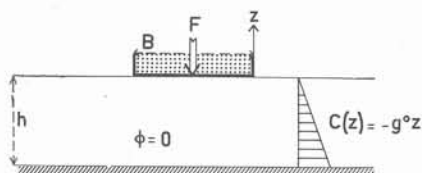


Fig. 9. — Semelle filante sur couche de sol $\Phi = 0$ de cohésion nulle en surface et croissant linéairement avec la profondeur.

On obtient immédiatement une solution statique pour le problème en considérant, dans la couche de sol d'épaisseur h , la partie correspondante du champ de contraintes, explicité à la figure 7 du cas du sol illimité. En effet, le seul point à vérifier pour s'assurer du caractère plastiquement admissible de ce champ dans le cas présent, se situe au niveau de l'interface : on voit que quel que soit h , la contrainte normale σ_{zz} sur l'interface est compressive ; il n'y a donc pas décollement et l'interface étant à frottement maximal, la cisssion éventuelle (en région 1 si $h < B/4$) est admissible. L'addition d'une surcharge compressive q , conduit à ajouter une pression isotrope q à l'état de contrainte en tout point et ne modifie pas le raisonnement.

Il s'ensuit que l'on a ainsi une minoration de la capacité portante de la semelle filante dans ce cas :

$$p_{ult} = q + \frac{1}{4} g^0 B.$$

D'autre part, on sait que dans le cas du sol illimité, le mécanisme d'écoulement associé à la solution statique de la figure 7, et formant une solution complète, est le mécanisme évanescant, limite quand $\delta \searrow 0$ de celui représenté à la figure 10, où il y a glissement le long

de $mBCD$ et mA (et symétriques) et déformation dans ABC (et symétrique) (voir [22]).

Dans ce mécanisme limite la déformation se produit donc dans une pellicule infinitésimale le long de mA (et symétrique). Il est évident que ce mécanisme limite reste valable dans le cas de la couche d'épaisseur limitée h , quel que soit h ; il est associé au champ de contraintes, restreint à la couche, présenté plus haut. On dispose donc d'une solution complète pour le problème et la valeur exacte de la capacité portante est :

$$(4.1) \quad p_{ult} = q + \frac{1}{4} g^0 B \quad \forall h \text{ si } C^0 = 0$$

Ainsi, l'assise rigide n'a aucun effet (1).

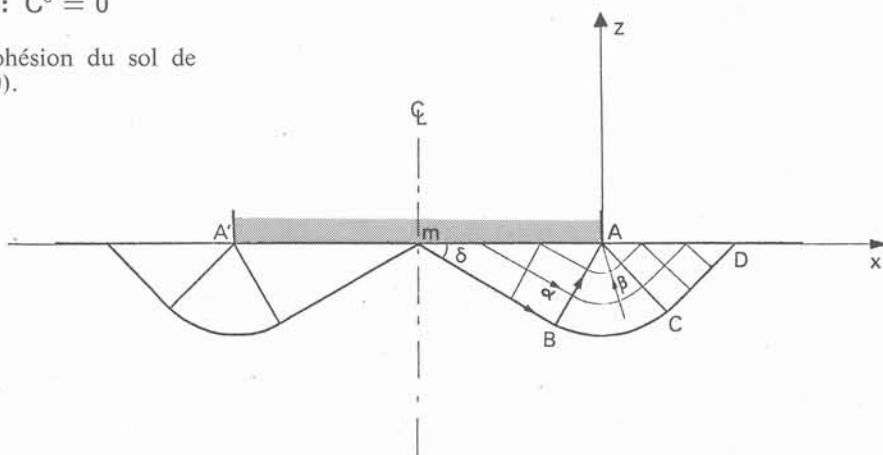


Fig. 10. — Semelle filante sur sol $\Phi = 0$ illimité de cohésion nulle en surface et croissant linéairement avec la profondeur : solution cinématique.

4.3. Cohésion non nulle en surface : $C^0 \neq 0$

Considérant maintenant le cas où la cohésion en surface C^0 est non nulle, l'application de la méthode de superposition est immédiate en reprenant le raisonnement du paragraphe 3.4, et les résultats du paragraphe 2 et du paragraphe 4.2.

On voit ainsi que la superposition

- du champ de contrainte de la solution exacte du paragraphe 2 pour le cas $C(z) = C^0$, épaisseur $= h$
- et de celui de la solution exacte du paragraphe 4.2 pour le cas $C(z) = -g^0 z$, épaisseur $= h$

(1) Rappelons que nous avons fait l'hypothèse du « frottement maximal » à l'interface. La conclusion serait à modifier pour $h < B/4$ s'il n'en était pas ainsi.

fournit un champ de contrainte statiquement et plastiquement admissible pour le cas

$$C(z) = C^0 - g^0 z, \text{ épaisseur} = h.$$

Ainsi on a la minoration de la capacité portante obtenue par la méthode de superposition :

- pour $B/h \leq \sqrt{2}$:

$$(4.2) \quad (p_{ult})_{superp.} = q + (\pi + 2) C^0 + \frac{1}{4} g^0 B$$

- pour $B/h \geq \sqrt{2}$:

$$(4.3) \quad (p_{ult})_{superp.} = q + C^0 N'_c \left(\frac{B}{h} \right) + \frac{1}{4} g^0 B$$

C'est cette dernière formule que nous conserverons en posant $N'_c(B/h) = \pi + 2$ pour $B/h \leq \sqrt{2}$.

On voit que comme au paragraphe 3.4, le fait que la formule (4.3) fournisse une évaluation de la capacité portante dans le sens de la sécurité traduit l'effet majorateur, pour la couche d'épaisseur limitée comme pour le sol illimité, du couplage entre cohésion en surface et gradient de cohésion.

5. COUCHE DE SOL $\Phi = 0$ D'ÉPAISSEUR LIMITÉE ET DE COHESION VARIABLE : CALCUL GLOBAL

5.1. Introduction

On se propose maintenant, comme dans le cas du sol illimité, de procéder au calcul direct global de la capacité portante de la semelle filante sur couche de sol $\Phi = 0$ d'épaisseur limitée dont la cohésion croît linéairement avec la profondeur.

La solution exacte de ce problème étant connue pour $C^0 = 0$ (voir paragraphe 4.2), il n'y a évidemment plus à considérer que le cas $C^0 \neq 0$ (cohésion en surface non nulle).

L'étude du problème va s'appuyer sur la théorie des équilibres limites plans pour le matériau de Tresca non homogène, dont nous allons rappeler brièvement les principaux résultats.

5.2. Équilibres limites plans pour le matériau de Tresca non homogène

Les équations régissant les problèmes de déformation plane pour le matériau de Tresca non homogène ont été obtenus par Kuznetsov [12]. On pourra également se reporter à Favretti [7], [8] et [9], Olszak, Rychlewski et Urbanowski [17], Salençon [23].

On utilise les notations classiques :

σ_1 et σ_2 sont les contraintes principales dans le plan de la déformation, ici le plan Oxz ; elles sont ordonnées selon $\sigma_1 \geq \sigma_2$, tractions positives ;

On introduit :

$$(5.1) \quad \begin{cases} p = -(\sigma_1 + \sigma_2)/2 \\ \theta = (\vec{Ox}, \vec{\sigma}_1) \end{cases}$$

On sait que dans la zone plastique le problème, pour les contraintes, est hyperbolique quasi-linéaire.

Les lignes caractéristiques sont les lignes de cission maximale, lignes (α) et (β) inclinées à $\pm \pi/4$ sur la direction principale σ_1 (fig. 11).

Les relations le long des caractéristiques, dans le cas d'une cohésion $C(z) = C^0 - g^0 z$, s'écrivent :

$$(5.2) \quad dp + 2 C d\theta + g^0 dx = 0 \quad \text{ligne } (\alpha),$$

$$(5.3) \quad dp - 2 C d\theta - g^0 dx = 0 \quad \text{ligne } (\beta).$$

Pour les vitesses, le problème dans les zones plastiques est hyperbolique linéaire ; les lignes caractéristiques sont les lignes (α) et (β) caractéristiques pour les contraintes ; les relations le long des lignes caractéristiques sont les équations de Geiringer, identiques à celles obtenues pour le matériau homogène, qui traduisent la coïncidence des directions principales de la contrainte et de la vitesse de déformation et l'invariance du volume.

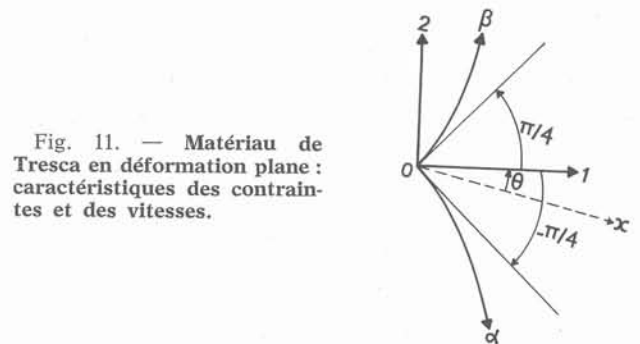


Fig. 11. — Matériau de Tresca en déformation plane : caractéristiques des contraintes et des vitesses.

v_α et v_β étant les composantes de la vitesse le long des lignes (α) et (β) elles s'écrivent :

$$(5.4) \quad dv_\alpha - v_\beta d\theta = 0 \quad \text{ligne } (\alpha),$$

$$(5.5) \quad dv_\beta + v_\alpha d\theta = 0 \quad \text{ligne } (\beta),$$

De plus, on doit satisfaire la condition de « dissipation positive » ⁽¹⁾ :

$$(5.6) \quad \frac{\partial v_\alpha}{\partial s_\beta} - v_\beta \frac{\partial \theta}{\partial s_\beta} + \frac{\partial v_\beta}{\partial s_\alpha} + v_\alpha \frac{\partial \theta}{\partial s_\alpha} \geq 0$$

$\left(\frac{\partial}{\partial s_\alpha} \text{ et } \frac{\partial}{\partial s_\beta} \right)$ désignant les dérivées selon les vecteurs unitaires tangents aux lignes (α) et (β) .

Il résulte de ces propriétés que la construction de la solution d'un problème de déformation plane se ramène à celle du réseau de lignes caractéristiques (α) et (β) correspondant, à partir des conditions aux limites.

Celui-ci permet ensuite la détermination des contraintes (d'où, par intégration, des efforts) et des vitesses.

5.3. Construction de la solution

5.3.1. Sol illimité : détail de la solution

La construction du réseau de lignes caractéristiques pour la couche de sol $\Phi = 0$ d'épaisseur limitée et de cohésion linéairement variable s'effectue à partir de la solution du cas du sol illimité et de la même façon qu'on a construit la solution pour la couche de sol $\Phi = 0$, homogène, d'épaisseur limitée à partir du cas du sol homogène illimité (paragraphe 2).

⁽¹⁾ A proprement parler la condition $\lambda \geq 0$ dans la règle d'écoulement écrite sous forme usuelle qui s'identifie, pour le matériau de Tresca, à la positivité de la dissipation.

La figure 12 représente le réseau de caractéristiques construit par Berthet, Hayot et Salençon dans le cas du sol illimité [1].

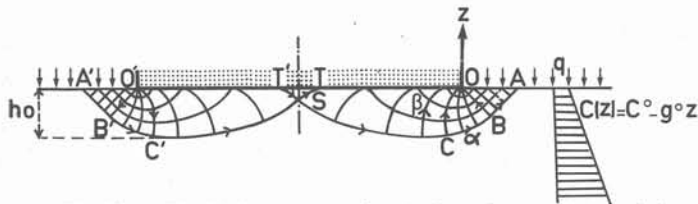


Fig. 12. — Fondation sur sol $\Phi = 0$, $C^\circ \neq 0$, $g^\circ \neq 0$, illimité : réseau de caractéristiques.

Ce réseau se compose :

- 1) d'un champ de Rankine en milieu non homogène, OAB. Les caractéristiques (α) et (β) sont des droites. On a $\theta = \frac{\pi}{2}$, $p = q + C^\circ - g^\circ z$;
- 2) d'un éventail de Prandtl en milieu non homogène, centré en O et d'ouverture $3\pi/4$: OBC. OB est la caractéristique (β) rectiligne le long de laquelle l'éventail se raccorde au champ de Rankine ; OC est la caractéristique (β), curviligne, issue de O et tangente à O'O, base de la semelle, en conséquence de l'hypothèse de frottement maximal sous la fondation ;
- 3) la construction du réseau est ensuite poursuivie par les caractéristiques (α) s'appuyant sur OC et les caractéristiques (β) tangentes à OO'. Le réseau est symétrique par rapport à l'axe de la fondation et est limité par les caractéristiques SCBA (α) et ST (β) (et symétriques) qui se coupent sur l'axe de symétrie en un point où $\theta = 0$: en effet par raison de symétrie, l'axe de la fondation est nécessairement direction principale pour les contraintes ; cette condition fixe la longueur OA, et les autres dimensions du réseau, inconnues a priori.

En particulier ce réseau s'enfonce dans le sol jusqu'à la profondeur h_o . La variation de h_o/B en fonction du facteur sans dimension $g^\circ B/C^\circ$ a été donnée dans [1] : h_o/B est une fonction décroissante de $g^\circ B/C^\circ$ (fig. 13) depuis : $h_o/B = \sqrt{2}/2$ pour $g^\circ B/C^\circ = 0$ jusqu'à $h_o/B \rightarrow 0$ pour $g^\circ B/C^\circ \rightarrow \infty$ (voir paragraphe 4.2).

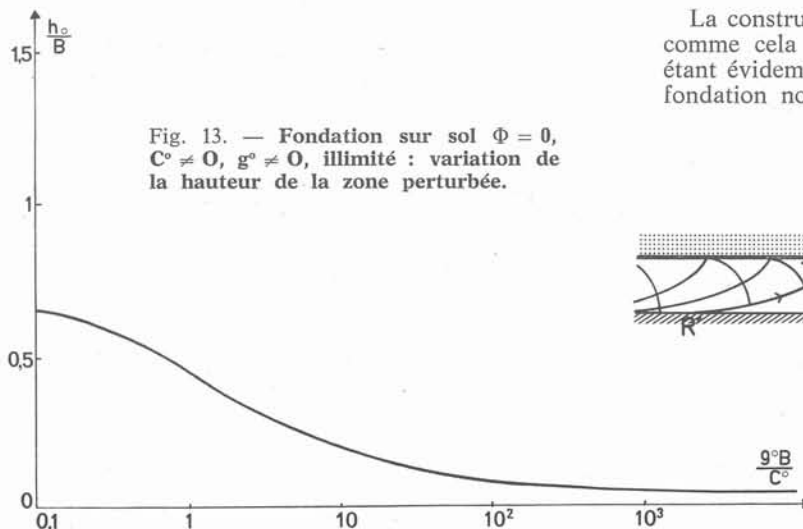


Fig. 13. — Fondation sur sol $\Phi = 0$, $C^\circ \neq 0$, $g^\circ \neq 0$, illimité : variation de la hauteur de la zone perturbée.

5.32. Couche de sol d'épaisseur $h \geq h_o$

On voit alors que si l'on a affaire à une couche de sol d'épaisseur limitée $h \geq h_o$, la construction du réseau de caractéristiques de la fig. 12 peut être reproduite sans changement (fig. 14).

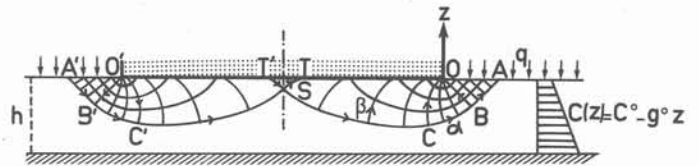


Fig. 14. — Fondation sur couche de sol $\Phi = 0$, $C^\circ \neq 0$, $g^\circ \neq 0$, d'épaisseur $h \geq h_o$.

L'écoulement plastique du sol sous la fondation se fait suivant le champ de vitesses construit par Berthet, Hayot et Salençon dans ce réseau de lignes : on a donc encore affaire à une solution incomplète (de type cinématique). D'autre part le prolongement du champ de contraintes donné par Davis et Booker peut être conservé, en conséquence de l'hypothèse de frottement maximal à l'interface entre couche de sol et assise rigide.

Dans le triangle STT' le prolongement du champ de contraintes par le champ en équilibre et à la limite d'écoulement défini par les conditions aux limites sur ST et ST' est admissible : la cission sur TT' y est évidemment inférieure ou égale à la cission maximale et les contraintes sont compressives. La solution est donc complète.

En conclusion : à $g^\circ B/C^\circ$ donné, si $h \geq h_o$ il n'y a pas d'influence de l'assise rigide et la capacité portante exacte de la semelle filante est :

$$(5.7) \quad p_{ult} = q + C^\circ F_c \left(\frac{g^\circ B}{C^\circ} \right) \quad \text{si } h/B \geq h_o/B$$

5.33. Couche de sol d'épaisseur $h \leq h_o$

Si l'épaisseur de la couche est inférieure à h_o , le réseau de caractéristiques de la figure 12 n'est plus utilisable : la présence de l'assise rigide se fait alors sentir.

La construction de la solution s'effectue dans ce cas, comme cela est représenté à la figure 15. Le réseau étant évidemment symétrique par rapport à l'axe de la fondation nous n'en décrivons que la moitié :

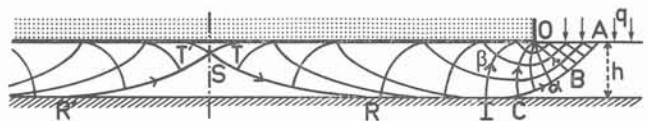


Fig. 15. — Fondation sur couche de sol $\Phi = 0$, $C^\circ \neq 0$, $g^\circ \neq 0$, d'épaisseur $h \leq h_o$: réseau de caractéristiques.

- 1) OAB est un champ de Rankine en milieu non homogène : $\theta = \pi/2$, $p = q + C^0 - g^0 z$;
- 2) OBC un éventail de Prandtl en milieu non homogène, centré en O et d'ouverture $3\pi/4$;
- 3) la longueur de OA, qui fixe les dimensions des réseaux OAB et OBC est déterminée par la condition de tangence de la caractéristique (α) CBA avec l'interface sol-assise rigide ; OA = a est une fonction de h , de g^0 et de C^0 , nécessairement de la forme :

$$a = h \varphi(g^0 h/C^0)$$

mais comme on le verra dans la description de la procédure pratique de construction de la solution, la détermination de cette fonction ne se révèle pas utile ;

- 4) la construction du réseau au-delà de ces champs (identiques aux champs homologues dans le cas du sol illimité) se poursuit, à partir de OC et CI en s'appuyant sur les conditions aux limites :
 - a) à l'interface sous la fondation, le frottement est maximal, les caractéristiques (β) y sont tangentes ;
 - b) à l'interface entre le sol et l'assise rigide, le frottement est maximal et les caractéristiques (α) y sont tangentes ;

On a affaire à des problèmes de Goursat et de Riemann dont la résolution pas à pas en suivant les caractéristiques est classique.

Le réseau est limité par les caractéristiques SR (α) et ST (β) qui se coupent sur l'axe de la fondation au point S où $\theta = 0$. Il est ensuite complété par symétrie.

Du point de vue des contraintes, le champ peut être complété sans difficulté dans la couche de sol à droite de IBA, dans STT' et SRR' par des champs en équilibre et à la limite d'écoulement (fig. 16) :

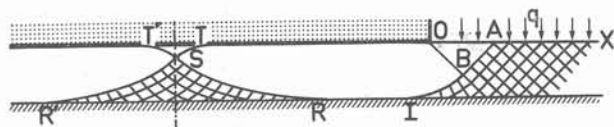


Fig. 16. — Fondation sur couche de sol $\Phi = 0$, $C^0 \neq 0$, $g^0 \neq 0$, d'épaisseur $h \leq h_0$: prolongement du champ de contraintes.

- 1) à droite de IBA, le champ défini par les conditions sur Ox et IBA, qui fournit des contraintes compressives sur l'interface, et une cisssion évidemment inférieure à la cisssion maximale ;
- 2) dans STT' : le champ défini par les conditions sur ST et ST' comme pour le sol illimité ;
- 3) dans SRR' : le champ défini par les conditions sur SR et SR' qui fournit également des contraintes compressives à l'interface et une cisssion inférieure à la cisssion maximale.

La solution est donc statique.

Du point de vue cinématique, le champ de vitesses peut être construit par les équations de Geiringer (5.4) et (5.5) en respectant (5.6) ; il correspond à un mode de déformation dans lequel STT' est rigide et s'enfonce verticalement comme la fondation, SRR' est rigide

immobile, il y a discontinuité de vitesse suivant les caractéristiques ST, SR et IBA et glissement le long de TO et RI, et il y a déformation dans STOABIRS (et symétriques).

La solution est donc complète et fournit la valeur exacte de la capacité portante.

Remarque : incidemment, on notera que la mise en évidence de la solution complète ci-dessus pour $h < h_0$, démontre que la solution complète présentée au paragraphe 5.31 pour le sol illimité est certainement celle qui correspond au minimum de l'épaisseur perturbée (rappelons en effet que les théorèmes d'unicité concernant les solutions complètes d'écoulement plastique libre ne sont que partiels).

5.34. Construction pratique

La construction du réseau est effectuée numériquement en intégrant pas à pas les équations (5.2) et (5.3) le long des lignes caractéristiques.

Afin de limiter le nombre de calculs on procède à une analyse préalable du problème : la surcharge q n'intervenant que de façon additive, les calculs seront effectués pour $q = 0$; l'analyse dimensionnelle montre que la solution ne dépend que de deux paramètres sans dimensions, par exemple B/h et $g^0 B/C^0$ ou B/h et $g^0 h/C^0$, tandis que la capacité portante p_{ult} sera à rapporter à une contrainte de référence, soit C^0 par exemple.

Comme on le verra dans la suite, le premier choix de paramètres se révèle bon pour la présentation et la discussion des résultats obtenus ; ce sont d'ailleurs ces paramètres qui interviennent dans les deux problèmes de base étudiés plus haut : couche de sol homogène d'épaisseur limitée d'une part, sol illimité de cohésion variable d'autre part.

Par contre, le deuxième groupe de paramètres correspond à la façon effective dont est mise en œuvre la procédure de calcul numérique.

On travaille en effet à $g^0 h/C^0$ fixé ; dans la représentation graphique cela signifie que le profil de cohésion est fixé ainsi que l'épaisseur de la couche. On fait varier B/h , c'est-à-dire que, graphiquement, on fait varier la largeur de la fondation.

Partant de $B/h = 0$, on fait croître B/h . On est d'abord dans le cas où l'assise rigide n'a pas d'influence, jusqu'à ce que B atteigne la valeur critique pour laquelle h est l'épaisseur de la zone perturbée correspondant à $g^0 B/C^0$ (fig. 13).

Pour l'étude au-delà de cette valeur critique de B, on construit le réseau de la figure 15 : on part des données sur OB (p et θ connus du champ de Rankine) en progressant le long des caractéristiques (α) que l'on construit une à une autour de O, jusqu'à la caractéristique (α) tangente à l'interface fixé à la profondeur h . On poursuit ensuite la construction de façon systématique en progressant encore le long des lignes (α), à partir de leur point de tangence sur l'interface sol-assise rigide. On obtient ainsi le réseau indéfini vers la gauche (fig. 17), avec sur chaque caractéristique (α) construite, un point où $\theta = 0$. Ce point représente le point S (fig. 15) pour la fondation dont l'axe passerait par lui. On explore ainsi, à $g^0 h/C^0$ fixé, toutes les valeurs de B/h supérieures à la valeur critique.

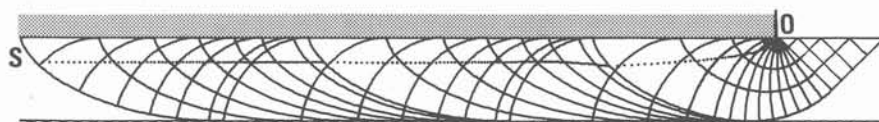


Fig. 17. — Construction du réseau indéfini à $g^0 h/C^0$ fixé (1,386).

La construction du réseau fournit en même temps les valeurs de p et θ aux nœuds et donc le champ de contraintes.

Pour le calcul de p_{ult} , il suffit d'intégrer les contraintes connues sur STO et d'en prendre la composante verticale qui représente, au signe près, $p_{ult} \times B/2$. En fait, dans la pratique, il est plus commode d'intégrer

la contrainte principale σ_2 , depuis O jusqu'à S situé sur l'axe de fondation, en suivant la ligne (S) lieu des points S situés sur chaque ligne (α) (fig. 17), d'où avec les conventions de signes :

$$(5.8) \quad p_{ult} = \frac{2}{B} \int_O^S \sigma_2 dx \text{ selon (S).}$$

6. RESULTATS DU CALCUL GLOBAL

6.1. Choix des paramètres

Comme on l'a indiqué en 5.34, la formule finale donnant p_{ult} par le calcul global, est nécessairement de la forme :

$$(6.1) \quad p_{ult} = q + C^o F_c \left(\frac{B}{h}, \frac{g^o B}{C^o} \right)$$

ou de façon équivalente :

$$(6.2) \quad p_{ult} = q + C^o G_c \left(\frac{B}{h}, \frac{g^o h}{C^o} \right)$$

L'étude détaillée des divers types de représentations a été présentée par Matar [16] et nous nous restreignons, pour simplifier l'exposé, à la plus commode d'entre elles du point de vue pratique.

Comme dans le cas du milieu illimité il est utile, pour mettre en évidence l'effet majorateur du couplage cohésion en surface-gradient de cohésion, d'introduire le rapport μ_c :

$$(6.3) \quad \mu_c = \frac{p_{ult} - q}{(p_{ult} - q)_{superp.}}$$

où $(p_{ult} - q)_{superp.}$ est donnée par (4.3) que nous rappelons :

$$(4.3) \quad (p_{ult} - q)_{superp.} = C^o N'_c \left(\frac{B}{h} \right) + \frac{1}{4} g^o B$$

Nous étudierons les variations de μ_c en fonction de B/h et $g^o B/C^o$.

On a démontré au paragraphe 4.3 que $\mu_c \left(\frac{B}{h}, \frac{g^o B}{C^o} \right) \geq 1$;

on obtient sans difficulté une majoration de μ_c en remarquant que la capacité portante de la fondation est nécessairement inférieure (voir par exemple [24]) à celle obtenue dans le cas d'une couche homogène de même épaisseur dont la cohésion serait égale à $C^o + g^o h$; d'où :

$$p_{ult} - q \leq (C^o + g^o h) N'_c(B/h)$$

et :

$$(6.4) \quad 1 \leq \mu_c \left(\frac{B}{h}, \frac{g^o B}{C^o} \right) \leq \frac{1 + \frac{g^o B}{C^o} \times \left(\frac{B}{h} \right)^{-1}}{1 + \frac{1}{4} \frac{g^o B}{C^o} \left[N'_c \left(\frac{B}{h} \right) \right]^{-1}}$$

6.2. Propriétés de F_c et μ_c

6.21. Non influence de l'assise rigide

A $g^o B/C^o$ fixé, si B/h est inférieur à la valeur critique donnée par la figure 13, soit $(B/h)_o$, l'assise rigide n'a pas d'influence sur la valeur de la capacité portante.

Autrement dit on a :

$$(6.5) \quad \begin{cases} \text{si } 0 \leq B/h \leq (B/h)_o, \\ \text{alors } F_c \left(\frac{B}{h}, \frac{g^o B}{C^o} \right) = F_c \left(\frac{g^o B}{C^o} \right). \end{cases}$$

Comme indiqué par la figure 13, $(B/h)_o$ est une fonction croissante de $g^o B/C^o$, qui part de la valeur $\sqrt{2}$ pour $g^o B/C^o = 0$, et tend vers l'infini quand $g^o B/C^o \nearrow \infty$.

Il résulte alors de (4.3), où $N'_c \left(\frac{B}{h} \right) = \pi + 2$ si $B/h \leq \sqrt{2}$, que :

$$(6.6) \quad \begin{cases} \text{si } 0 \leq B/h \leq \sqrt{2}, \\ \text{alors } \mu_c \left(\frac{B}{h}, \frac{g^o B}{C^o} \right) = \mu_c \left(\frac{g^o B}{C^o} \right); \end{cases}$$

par contre μ_c dépend explicitement de B/h dès que B/h est supérieur à $\sqrt{2}$.

6.22. Si $g^o B/C^o \searrow 0$

Pour $g^o B/C^o = 0$ on a évidemment :

$$F_c \left(\frac{B}{h}, \frac{g^o B}{C^o} \right) = F_c \left(\frac{B}{h}, 0 \right) \equiv N'_c \left(\frac{B}{h} \right),$$

d'où :

$$(6.7) \quad \mu_c \left(\frac{B}{h}, 0 \right) = 1 \quad \forall B/h$$

La continuité quand $g^o B/C^o \searrow 0$ est assurée par l'encadrement (6.4).

6.23. Si $g^o B/C^o \nearrow \infty$

Pour $C^o = 0$ on a d'après (4.1) :

$$p_{ult} - q = \frac{1}{4} g^o B \quad \forall B/h$$

d'où :

$$\mu_c \left(\frac{B}{h}, \infty \right) = 1, \quad \forall B/h.$$

Quand $g^o B/C^o \nearrow \infty$, on a $(B/h)_o \nearrow \infty$. C'est-à-dire que quand $g^o B/C^o \nearrow \infty$, $F_c \left(\frac{B}{h}, \frac{g^o B}{C^o} \right)$ s'identifie à $F_c \left(\frac{g^o B}{C^o} \right)$, $\forall B/h$.

Il en résulte alors, puisque $N'_c \left(\frac{B}{h} \right) \geq N_c = \pi + 2$, que si $g^o B/C^o \nearrow \infty$,

$$\text{alors } 1 \leq \mu_c \left(\frac{B}{h}, \frac{g^o B}{C^o} \right) \leq \mu_c \left(\frac{g^o B}{C^o} \right), \quad \forall B/h.$$

SEMELE RUGUEUSE — INTERFACE RUGUEUX

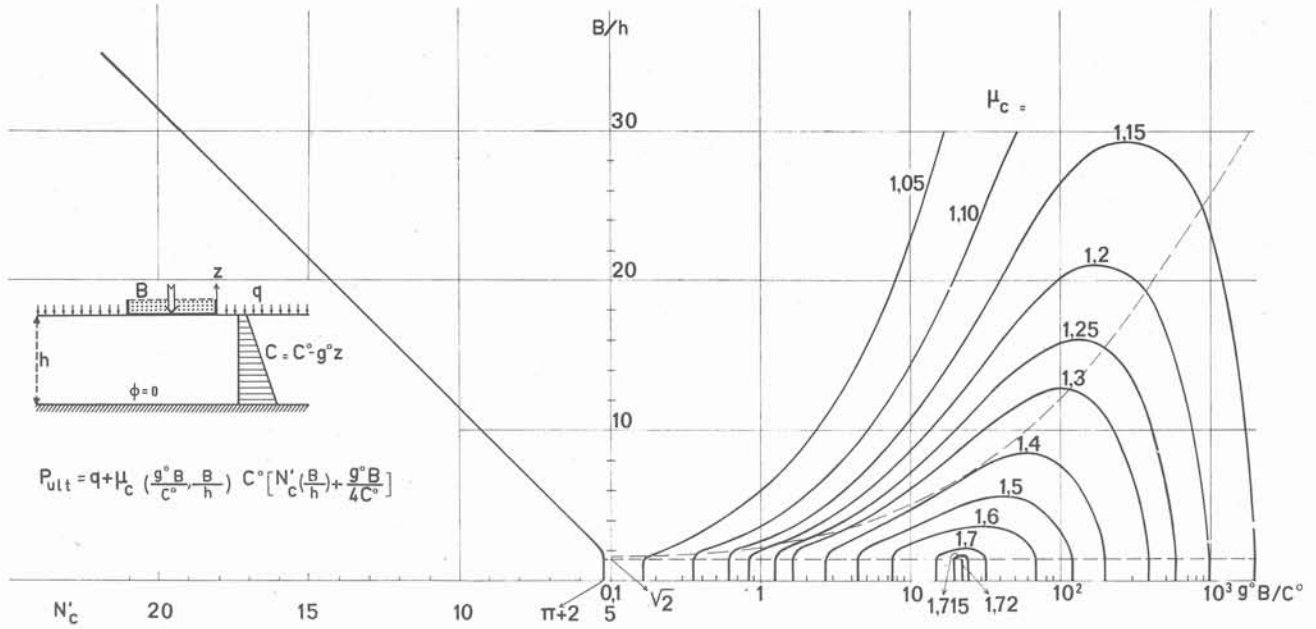


Fig. 18. — Courbes « iso - μ_c ».

Les calculs numériques antérieurs effectués pour $\mu_c \left(\frac{g^\circ B}{C^\circ} \right)$ ont montré que :

$$\text{si } \frac{g^\circ B}{C^\circ} \nearrow \infty$$

$$\text{alors } \mu_c \left(\frac{g^\circ B}{C^\circ} \right) \searrow 1,$$

il s'ensuit que

$$(6.8) \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{si } \frac{g^\circ B}{C^\circ} \nearrow \infty \\ \text{alors } \mu_c \left(\frac{B}{h}, \frac{g^\circ B}{C^\circ} \right) \searrow 1, \quad \forall B/h. \end{array} \right.$$

6.24. Si $B/h \nearrow \infty$

La formule (2.2) fournit l'expression asymptotique de $N'_c \left(\frac{B}{h} \right)$ quand $B/h \nearrow \infty$.

$$(2.2) \quad N'_c \left(\frac{B}{h} \right) = \pi + 1 + \frac{1}{2} B/h.$$

Il résulte alors de l'encadrement (6.4) que

$$(6.9) \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{si } B/H \nearrow \infty \\ \text{alors } \mu_c \left(\frac{B}{h}, \frac{g^\circ B}{C^\circ} \right) \searrow 1 \quad \forall g^\circ B/C^\circ \geq 0. \end{array} \right.$$

6.3. Représentation graphique

La représentation graphique la plus commode des résultats obtenus est donnée à la figure 18, par des courbes « iso - μ_c » dans le plan « $\frac{g^\circ B}{C^\circ}, \frac{B}{h}$ ».

Le plan est séparé en deux régions par la courbe donnant $(B/h)_0$ en fonction de $\frac{g^\circ B}{C^\circ}$: au-dessous de cette courbe, la présence de l'assise rigide n'intervient pas dans la valeur de la capacité portante de la fondation.

En regard de ce plan, on a tracé la courbe donnant $N'_c \left(\frac{B}{h} \right)$ en fonction de B/h .

L'abaque ainsi obtenu est d'un emploi commode pour les calculs pratiques. On applique la formule :

$$(6.10) \quad p_{ult} = q + \mu_c C^\circ \times \left(N'_c + \frac{1}{4} \frac{g^\circ B}{C^\circ} \right)$$

où les valeurs des coefficients N'_c et μ_c sont lues directement ou interpolées.

7. COMMENTAIRES SUR LES RESULTATS

On voit que $\mu_c \left(\frac{B}{h}, \frac{g^\circ B}{C^\circ} \right)$ est une fonction décroissante de $\frac{B}{h}$, $\forall g^\circ B/C^\circ$. Le maximum étant égal à $\mu_c \left(\frac{g^\circ B}{C^\circ} \right)$ il s'ensuit que l'on a toujours :

$$(7.1) \quad p_{ult} \leq q + \mu_c \left(\frac{g^\circ B}{C^\circ} \right) C^\circ \left(N'_c \left(\frac{B}{h} \right) + \frac{1}{4} \frac{g^\circ B}{C^\circ} \right)$$

l'inégalité étant stricte dès que $B/h > \sqrt{2}$, pour $g^\circ B/C^\circ > 0$.

Ceci montre que les effets majorateurs dus à la présence de l'assise rigide pour un sol homogène d'une part, et au couplage entre cohésion en surface et gradient de cohésion pour un sol illimité d'autre part, ne se cumulent pas.

Ainsi, la quatrième méthode envisagée au paragraphe 1 pour traiter le problème conduirait à une surestimation de la capacité portante d'autant plus importante que B/h est plus grand. Elle ne peut donc être retenue.

La troisième méthode envisagée au paragraphe 1, proposait de traiter la couche comme homogène avec une

cohésion moyenne, qui pourrait être la moyenne de la cohésion dans la couche (c'est-à-dire la cohésion à la demi-profondeur). La formule correspondante pour p_{ult} serait alors :

$$(7.2) \quad \bar{p}_{ult} = q + N'_c \left(\frac{B}{h} \right) C^o \left(1 + \frac{g^o B}{2 C^o} \left/ \left(\frac{B}{h} \right) \right. \right)$$

Les calculs effectués dans plusieurs cas, tels que les deux exemples typiques présentés au paragraphe 8, montrent que :

- Dans le cas où $B/h < (B/h)_o$, la formule (7.2) conduit à une surestimation de la capacité portante d'autant plus importante que $g^o B/C^o$ est grand ; ceci se comprend si l'on remarque que, dans ce cas, la zone plastique qui contribue au calcul de la capacité portante (zone déformée) n'intéresse pas toute la couche.
- Dans le cas où $B/h > (B/h)_o$, les résultats obtenus par le calcul global et par la formule approchée

(7.2) sont plus voisins ; la concordance se révèle même excellente lorsque le point représentatif du cas étudié dans le plan « $g^o B/C^o$, B/h » est éloigné de la courbe séparatrice donnant $(B/h)_o$.

On disposerait donc dans ce cas d'une méthode de calcul approchée simplifiée, mais ses conditions d'utilisation en limitent beaucoup l'intérêt. Elle nécessite en effet de disposer de la courbe donnant $(B/h)_o$ en fonction de $g^o B/C^o$ (la courbe donnant $N'_c(B/h)$ pouvant être remplacée par l'utilisation de la formule approchée (2.2) qui va dans le sens de la sécurité) ; de plus, pour $B/h < (B/h)_o$ on doit se reporter au calcul global.

Compte-tenu de sa facilité d'emploi, il paraît donc préférable d'avoir recours, dans tous les cas, à l'abaque de la figure 18, qui a de plus l'avantage de donner de façon sûre la capacité portante globale.

8. EXEMPLES DE CALCUL

8.1. Premier exemple

Fondation de largeur	$B = 40 \text{ m}$
Surcharge nulle	$q = 0$
Couche d'épaisseur	$h = 10 \text{ m}$
Cohésion en surface	$C^o = 10^3 \text{ Pa} (\approx 0.1 \text{ t/m}^2)$
Gradient vertical descendant de cohésion	$g^o = 2.5 \times 10^3 \text{ N/m}^3$ ($\approx 0.25 \text{ t/m}^3$)

On a alors

$$g^o B/C^o = 10^2 \text{ et } B/h = 4$$

En se reportant à l'abaque de la figure 18, on remarque que dans ce cas on a $B/h < (B/h)_o = 12$, et on lit :

$$\mu_c = 1.48$$

$$N'_c = 6.25 \text{ (la formule (2.2) donne } N'_c = 6.14)$$

d'où par application de

$$p_{ult} = \mu_c C^o \left(N'_c + \frac{1}{4} \frac{g^o B}{C^o} \right)$$

il vient :

$$p_{ult} = 1.48 \times 10^3 \times (6.25 + 25) \text{ Pa}$$

soit :

$$p_{ult} = 4.62 \times 10^4 \text{ Pa} (\approx 4.71 \text{ t/m}^2)$$

Par la formule (7.2) on obtiendrait :

$$\bar{p}_{ult} = 6.25 \times 10^3 \times (1 + 50/4) \text{ Pa}$$

d'où :

$$\bar{p}_{ult} = 8.44 \times 10^4 \text{ Pa} (\approx 8.61 \text{ t/m}^2).$$

Une telle surestimation est évidemment inacceptable !

8.2. Deuxième exemple

Fondation de largeur	$B = 40 \text{ m}$
Surcharge nulle	$q = 0$
Couche d'épaisseur	$h = 7 \text{ m}$
Cohésion en surface	$C^o = 10^4 \text{ Pa} (\approx 1 \text{ t/m}^2)$
Gradient vertical descendant de cohésion	$g^o = 5 \times 10^2 \text{ N/m}^3$ ($\approx 0.05 \text{ t/m}^3$)

D'où

$$g^o B/C^o = 2 \text{ et } B/h = 5.7$$

On se reporte à l'abaque de la figure 18. Dans ce cas, on a $B/h > (B/h)_o = 2.8$, et on lit :

$$\mu_c = 1.1$$

$$N'_c = 7 \text{ (} N'_c = 7 \text{ par (2.2))}$$

d'où :

$$p_{ult} = 1.1 \times 10^4 (7 + 0.5) \text{ Pa}$$

soit :

$$p_{ult} = 8.25 \times 10^4 \text{ Pa} (\approx 8.41 \text{ t/m}^2).$$

Par la formule (7.2) on obtiendrait :

$$\bar{p}_{ult} = 7 \times 10^4 (1 + 1/5.7) \text{ Pa}$$

d'où :

$$\bar{p}_{ult} = 8.23 \times 10^4 \text{ Pa} (\approx 8.39 \text{ t/m}^2).$$

On voit que cette fois la concordance entre les résultats fournis par les deux calculs est excellente, mais on remarque également que l'utilisation de la formule exacte ne présente pas plus de difficultés, voire même moins, que l'utilisation de la formule approchée (7.2).

BIBLIOGRAPHIE

- [1] BERTHET (D.), HAYOT (J.-C.) et SALENÇON (J.) (1972). — Poinçonnement d'un milieu semi-infini en matériau plastique de Tresca non homogène. *Archives of Mechanics*, vol. 24, n° 1, pp. 127-138.
- [2] BISHOP (J.F.W.) (1953). — On the complete solution to problems of deformation of a plastic rigid material. *Jnl Mech. Phys. Solids*, vol. 2, n° 1, pp. 43-53.
- [3] BUTTON (S.J.) (1953). — The bearing capacity of footings on a two-layer cohesive subsoil. *Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech.*, Zurich, vol. 1, pp. 332-335.
- [4] CROC (M.), MICHEL (G.) et PECKER (A.) (1972). — Quelques problèmes de non-homogénéité en symétrie axiale. Travail de fin d'études E.N.P.C. Paris, Laboratoire de Mécanique des Solides, Paris.
- [5] DAVIS (E.H.) et BOOKER (J.R.) (1973). — The effect of increasing strength with depth on the bearing capacity of clays. *Géotechnique*, vol. 23, n° 4, pp. 551-563.
- [6] EASON (G.) et SHIELD (R.T.) (1960). — The plastic indentation of a semi-infinite solid by a perfectly rough circular punch. *Z.A.M.P.*, vol. 11, n° 1, pp. 33-43.
- [7] FAVRETTI (G.) (1965). — Impronta di un punzone rigido su un materiale non omogeneo. *Ingegn. Mecc.*, vol. 14, n° 9, pp. 37-50.
- [8] FAVRETTI (G.) (1965). — Dipendenza fra durezza e profondità di cementazione. Applicazione della teoria della plasticità dello studio del problema. *Ingegn. Mecc.*, vol. 15, n° 6.
- [9] FAVRETTI (G.) (1966). — Indentation of a rigid punch on a platically non homogeneous material. *Meccanica*, vol. 1, n° 3/4, pp. 83-94.
- [10] GIROUD (J.-P.), TRAN-VÔ-NHIEM et OBIN (J.-P.) (1973). — Tests pour le calcul des fondations. Tome III, Dunod, Paris.
- [11] JOHNSON (W.) et KUDO (H.) (1960). — The compression of a rigid perfectly plastic material between rough parallel dies of unequal width. *Int. Jnl. Mech. Sc.*, vol. 1, n° 4, p. 336.
- [12] KUZNETZOV (A.I.) ((1958). — Déformation plane des corps plastiques non homogènes (en russe) *Vestnik Leningrad Univ. Ser. Mat. Mekh Astr.*, vol. 3, pp. 112-131.
- [13] KUZNETZOV (A.I.) (1958). — The problem of torsion and plane strain of non-homogeneous body. *Arch. Mech. Stos.* vol. 10, n° 4, pp. 447-462.
- [14] MEYERHOF (G.G.) et CHAPLIN (T.K.) (1953). — The compression and bearing capacity of cohesive layers. *Br. Jnl. Appl. Phys.*, vol. 4, 20.
- [15] MANDEL (J.) et SALENÇON (J.) (1972). — Force portante d'un sol sur une assise rigide (étude théorique). *Géotechnique*, vol. 22, n° 1, pp. 79-93.
- [16] MATAR (M.) (1976). — Capacité portante d'une semelle filante sur une couche de sol d'épaisseur limitée et de cohésion variable avec la profondeur. Travail de fin d'études E.N.P.C., Paris, Laboratoire de Mécanique des Solides, Palaiseau.
- [17] OLSZAK (W.), RYCHLEWSKI (J.) et URBANOWSKI (W.) (1962). — Plasticity under non-homogeneous conditions. *Advances in Applied Mechanics*. Ac. Press. N.Y., pp. 132-214.
- [18] OSTROWSKA (J.) (1968). — Initial plastic flow of a semi-space with a strong layer non homogeneity. *Arch. Mech. Stos.*, vol. 20, n° 6, pp. 651-668.
- [19] SALENÇON (J.) (1968). — Etude d'une classe de solutions cinématiques pour le problème du poinçonnement d'un demi-plan non homogène. *C.R. Ac. Sc.*, Paris, série A, t. 267, pp. 171-173.
- [20] SALENÇON (J.) (1969). — La théorie des charges limites dans la résolution des problèmes de plasticité en déformation plane. Thèse Dr. es Sc. Univ., Paris.
- [21] SALENÇON (J.), CROC (M.), MICHEL (G.) et PECKER (A.) (1973). — Force portante d'une fondation de révolution sur un bicouche. *C.R. Ac. Sc. Paris*, série A, t. 276, pp. 1569-1572.
- [22] SALENÇON (J.) (1974). — Bearing capacity of a footing on a $\Phi = 0$ soil with linearly varying shear strength. *Géotechnique*, vol. 24, n° 3, pp. 443-446.

- [23] SALENÇON (J.) (1974). — Théorie de la plasticité pour les applications à la mécanique des sols. Eyrolles, Paris.
- [24] SALENÇON (J.) (1976). — Calcul à la rupture et plasticité. Cours E.N.P.C., Paris.
- [25] SALENÇON (J.), FLORENTIN (P.) et GABRIEL (Y.) (1976). — Capacité portante globale d'une fondation sur un sol non-homogène. *Géotechnique*, vol. 26, n° 2, pp. 351-370.
- [26] SAYIR (M.) et ZIEGLER (H.) (1968). — Zum Prandtl'schen Stampelproblem. *Ingenieur Archiv*, vol. 36, n° 5, pp. 294-302.
- [27] SPENCER (A.J.M.) (1961). — Perturbation method in Plasticity. I. Plane strain of non homogeneous plastic solids : *J. Mech. Phys. Solids*, vol. 9, n° 4, pp. 279-288.
- [28] SHIELD (R.T.) (1954). — Plastic potential and Prandtl bearing capacity solution. *Jl Appl. Mech. trans. ASME*, vol. 21, pp. 193-194.
-

**l'incertitude sur les résultats
d'un problème de mécanique des sols
ou des roches
traité par la méthode des éléments
finis**

par

Bernard Cambou

Ingénieur E.C.L.

Maître assistant à l'Ecole Centrale
de Lyon

**L'INCERTITUDE SUR LES RESULTATS
D'UN PROBLEME DE MECANIQUE DES SOLS
OU DES ROCHES TRAITE PAR LA METHODE
DES ELEMENTS FINIS**

Dans cette étude, on dénombre les incertitudes qui peuvent affecter les résultats d'un problème de mécanique des sols ou des roches. Dans le cas d'un calcul mené par la méthode des éléments finis, en élasticité linéaire, une méthode est présentée qui permet d'estimer en première approximation l'incertitude sur les résultats de l'analyse. Deux exemples simples illustrent les possibilités du programme de calcul réalisé.

**THE UNCERTAINTY AS TO THE RESULTS
OF A PROBLEM OF SOIL MECHANICS
OR OF ROCKS TREATED BY THE METHOD
OF FINITE ELEMENTS**

In this study are listed the uncertainties that can affect the results of a problem of soil mechanics or of rocks. In the case of a calculation carried out by the method of finite elements, in linear elasticity, a method is presented which makes it possible to estimate the uncertainty as to the results of the analysis in a first approximation. Two simple examples illustrate the possibilities of the programme of calculation carried out.

l'incertitude sur les résultats d'un problème de mécanique des sols ou des roches traité par la méthode des éléments finis

par Bernard CAMBOU

1. INTRODUCTION

Ces dernières années, une nouvelle méthode de calcul appelée méthode des éléments finis a été développée et s'est révélée très efficace pour traiter les problèmes de champs (champs de contraintes, de déformations, de température...). Cependant, dans le domaine de la mécanique des sols ou des roches, les

paramètres et données que l'on introduit dans le calcul sont souvent mal connus et les résultats de l'analyse sont alors affectés d'une certaine incertitude. Il nous a paru intéressant de développer une méthode qui permette d'apprécier en première approximation cette incertitude pour un calcul en élasticité linéaire.

2. L'INCERTITUDE SUR LES RESULTATS D'UN PROBLEME DE MECANIQUE DES SOLS OU DES ROCHES

Le sol ou les roches sont des milieux hétérogènes, anisotropes et discontinus qui sont habituellement définis par un certain nombre p de caractéristiques que nous nommerons $P_j(x, y, z)$ (densité, module de Young, cohésion, angle de frottement...) (j variant de 1 à p). Ces caractéristiques, du fait de l'hétérogénéité peuvent présenter en chaque point des valeurs légèrement différentes. Ces diverses valeurs ne peuvent être définies qu'en faisant une mesure en chaque point, ce qui évidemment est impossible. En tout point les $P_j(x, y, z)$ vont donc prendre des valeurs qu'il nous est impossible de connaître avec certitude. A un point donné de l'espace (x, y, z) correspondra donc une valeur simplement probable de P_j (c'est-à-dire un point de la courbe de fréquence de P_j). P_j obéit donc à la définition d'un processus stochastique. On considérera donc les caractéristiques du sol P_j comme des **processus stochastiques spatiaux** (voir Cornell [5]).

Dans le domaine de la mécanique des sols ou des roches, on peut considérer que les incertitudes qui influent sur les résultats d'une étude sont de trois types.

2.1. L'incertitude sur la connaissance des caractéristiques du matériau

On peut définir trois causes à cette incertitude :

1) **Les caractéristiques du milieu** ($P_j(x, y, z)$) sont des **processus stochastiques dans l'espace**, mais, pour limiter le nombre de paramètres dans les calculs, on est amené à considérer des valeurs moyennes spatiales (notées $\langle P_j \rangle_i$) sur des domaines i .

$$\langle P_j \rangle_i = \frac{\iiint_{V_i} P_j(x, y, z) dx dy dz}{\iiint_{V_i} dx dy dz}$$

L'espérance mathématique de $\langle P_j \rangle_i$, sa variance et sa covariance sont alors égales d'après Cornell [5] à :

$$(1) \left\{ \begin{aligned} E[\langle P_j \rangle_i] &= \frac{1}{V_i} \iiint_{V_i} \{E[P_j(x_1, y_1, z_1)]\} dx_1 dy_1 dz_1 \\ \text{VAR}[\langle P_j \rangle_i] &= \frac{1}{V_i^2} \iiint_{V_i} \iiint_{V_i} \text{COV}[P_{j1}, P_{j2}] dx_1 dy_1 dz_1 dx_2 dy_2 dz_2 \\ \text{COV}[\langle P_j \rangle_i, \langle P_e \rangle_k] &= \frac{1}{V_i V_k} \iiint_{V_i} \iiint_{V_k} \text{COV}[P_{j1}, P_{e3}] dx_1 dy_1 dz_1 dx_3 dy_3 dz_3 \end{aligned} \right.$$

(x_1, y_1, z_1) et (x_2, y_2, z_2) sont les coordonnées de deux points quelconques du volume V_i , où les valeurs des caractéristiques du milieu sont P_{j1} et P_{j2} , (x_3, y_3, z_3) sont les coordonnées d'un point quelconque du volume V_k où les valeurs des caractéristiques sont P_{e3} .

Si les volumes considérés V_i sont suffisamment grands et homogènes, on peut admettre (Resendiz, Herrera [8]) qu'il n'existe pas de corrélations entre les propriétés des divers points du milieu. On pourra donc écrire :

$$\text{COV}[P_{j1}, P_{j2}] = 0$$

Donc, d'après les équations (1) :

$$\text{VAR}[\langle P_j \rangle_i] = 0$$

$$\text{COV}[\langle P_j \rangle_i, \langle P_e \rangle_k] = 0$$

Ainsi, les variables $\langle P_j \rangle_i$ sont des variables parfaitement déterminées.

Le fait d'utiliser les variables $\langle P_j \rangle_i$ à la place des P_j n'introduit aucune incertitude supplémentaire sur les résultats de l'analyse.

2) **Les valeurs moyennes spatiales des caractéristiques du milieu s'obtiennent à partir d'essais dont les résultats dépendent de divers facteurs aléatoires** (opérateurs, appareils, conditions atmosphériques...). Soient $Q_j(x, y, z)$ les propriétés observées et $P_j(x, y, z)$ les propriétés réelles.

$$Q_j(x, y, z) = P_j(x, y, z) + \varepsilon_j$$

ε_j est un terme aléatoire d'erreur ayant une valeur moyenne nulle si le résultat de l'essai n'est pas entaché d'une erreur systématique.

Les fonctions ε_j sont indépendantes entre elles et indépendantes des P_j .

On pourra donc décrire en supposant que

$$E[\varepsilon_j] = 0$$

$$E [Q_j] = E [P_j]$$

$$VAR [Q_j] = VAR [P_j] + VAR [\varepsilon_j]$$

$$COV [Q_{j1}, Q_{e2}] = E [Q_{j1} Q_{e2}] - E [Q_{j1}] E [Q_{e2}]$$

$$= E [P_{j1} P_{e2}] - E [P_{j1}] E [P_{e2}] = COV [P_{j1}, P_{e2}]$$

$$COV [Q_{j1}, Q_{e2}] = COV [P_{j1}, P_{e2}]$$

Dans Q_{ji} et P_{ji} le premier indice se rapporte au type de caractéristique et le deuxième au point où l'on considère cette caractéristique.

Soit $\rho (Q_{j1}, Q_{e2})$ le coefficient de corrélation entre Q_{j1} et Q_{e2} , on aura :

$$\rho (Q_{j1}, Q_{e2}) = \frac{COV [Q_{j1}, Q_{e2}]}{\sqrt{VAR [Q_{j1}] VAR [Q_{e2}]}}$$

$$= \frac{COV [Q_{j1}, Q_{e2}]}{\sqrt{(VAR [P_{j1}] + VAR [\varepsilon_j]) (VAR [P_{e2}] + VAR [\varepsilon_e])}}$$

$VAR [\varepsilon_j]$ et $VAR [\varepsilon_e]$ étant positifs, on aura :

$$\rho (Q_{j1}, Q_{e2}) < \rho (P_{j1}, P_{e2})$$

L'incertitude due au type et forme des essais va donc diminuer le degré de corrélation entre les caractéristiques ponctuelles du milieu.

Mais d'après (1) pour les moyennes spatiales, on aura :

$$E [< Q_j > i] = E [< P_j > i]$$

$$VAR [< Q_j > i] = VAR [< P_j > i]$$

$$COV [< Q_j > i, < Q_e > k] = COV [< P_j > i, < P_e > k]$$

Donc ce type d'incertitude n'influe en aucune manière sur l'incertitude qui affecte les moyennes spatiales que l'on introduit dans le calcul.

3) Les valeurs moyennes spatiales des caractéristiques du milieu sont estimées à partir d'un nombre fini d'essais.

Pour déterminer les moyennes spatiales $< P_j > i$ avec certitude il faudrait connaître la valeur de P_j en chaque point, ce qui est évidemment impossible. En fait, on calcule seulement une estimation des valeurs $< P_j > i$ à partir des résultats d'essais sur un certain nombre n d'échantillons.

Soit $< P_j > i^*$ l'estimation de $< P_j > i$; $< P_j > i^*$ est une variable aléatoire. Dans le cas général où la fonction $P_j(x, y, z)$ est quelconque, il sera très difficile d'estimer les paramètres de la distribution de la variable aléatoire $< P_j > i^*$. Dans certains cas particuliers, par exemple s'il n'existe pas de corrélations dans les processus stochastiques $P_j(x, y, z)$, on pourra utiliser une analyse de régression pour déterminer les paramètres définissant la distribution de $< P_j > i^*$.

Considérons le cas le plus simple où le processus stochastique $P_j(x, y, z)$ admet une valeur moyenne $E [P_j(x, y, z)]$ et une variance $VAR [P_j(x, y, z)]$ indépendantes des paramètres spatiaux (x, y, z) et où l'on connaît n valeurs de P_j . On note P_{ji} la valeur de P_j trouvée pour l'échantillon i .

On prend comme estimation de $< P_j > i$ la valeur

$$< P_j > i^* = \sum_{i=1}^n \frac{P_{ji}}{n} = m_j$$

en effet, on a :

$$E [< P_j > i^*] = E \left[\sum_{i=1}^n \frac{P_{ji}}{n} \right] = E [P_j] = < P_j > i$$

Soit d'autre part la variable aléatoire :

$$s_j^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (P_{ji} - m_j)^2$$

$$E [s_j^2] = \frac{n-1}{n} VAR [P_j]$$

$$VAR [< P_j > i^*] = \frac{VAR [P_j]}{n} = \frac{E [s_j^2]}{n-1}$$

Si on suppose que la variable aléatoire $< P_j > i^*$ suit une loi normale, la distribution de $< P_j > i^*$ sera donc entièrement déterminée par :

$$E [< P_j > i^*] = \sum_{i=1}^n \frac{P_{ji}}{n} = m_j$$

$$VAR [< P_j > i^*] = \frac{s_j^2}{n-1}$$

2.2. L'incertitude sur les sollicitations et conditions aux limites imposées au milieu étudié

Ces sollicitations ou conditions aux limites peuvent être :

- Connues sans incertitude : c'est le cas souvent des conditions aux limites géométriques.
- Connues à partir d'un certain nombre d'essais (par exemple les forces tectoniques dans un massif rocheux) : les paramètres introduits pour tenir compte de ces sollicitations seront alors affectés des mêmes types d'incertitudes que les caractéristiques du sol.
- Mal connues, car difficiles à calculer dans l'état actuel de nos connaissances. On peut parfois calculer ces conditions aux limites dans certains cas simples et selon les hypothèses faites, estimer l'incertitude correspondante. Par exemple dans le cas du calcul d'une fondation, on peut considérer la répartition de contrainte dans les deux hypothèses simplificatrices d'une fondation souple et d'une fondation rigide et estimer l'incertitude découlant de l'hypothèse prise en considération.

2.3. L'incertitude due à la méthode de calcul

La réalité étant toujours très complexe, toute méthode de calcul implique un certain nombre d'hypothèses simplificatrices. Dans le cas d'un problème de mécanique des sols ou des roches, on considère souvent que le milieu est continu, isotrope, élastique ce qui, suivant les cas, est plus ou moins proche de la réalité.

Cette incertitude, très difficile à estimer, peut s'obtenir en comparant aux résultats expérimentaux les résultats de plusieurs calculs effectués par la même méthode sur des milieux de caractéristiques bien déterminées.

3. APPLICATION DE L'ANALYSE D'INCERTITUDE DU PREMIER ORDRE A LA RESOLUTION DE PROBLEMES DE MECANIQUE DES SOLS OU DES ROCHES PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS EN ELASTICITE LINEAIRE

On considère que le milieu étudié est continu, isotrope et suit une loi de comportement élastique linéaire.

La méthode des éléments finis est habituellement utilisée en mécanique des sols ou des roches pour déterminer le champ des contraintes et des déformations dans un milieu soumis à certaines sollicitations. On aboutit alors à la résolution d'un système d'équations tel que :

$$(2) \quad \{Y\} = \{g(m_1, m_2, \dots, m_n)\} \\ = [K^{-1}(m_1, m_2, \dots, m_n)] \{P(m_1, m_2, \dots, m_n)\}$$

avec

$\{Y\}$: vecteur déplacement de nœud du système,
 $[K]$: matrice de rigidité du système,
 $\{P\}$: système des forces appliquées aux nœuds,
 $m_1, m_2, \dots, m_n$: valeurs moyennes spatiales des caractéristiques du milieu et des paramètres qui définissent certaines sollicitations ou conditions aux limites.

On cherche à évaluer l'incertitude qui affecte les solutions de ce système.

On applique au système (2) les résultats de l'analyse d'incertitude du premier ordre (Cornell [2])

$$(3) \quad \left\{ \begin{array}{l} E[Y_k] = g_k(E[m_1], E[m_2], \dots, E[m_n]) \\ VAR[Y_k] = \sum_i \sum_j \left(\frac{\partial g_k}{\partial m_i} / E \right) \left(\frac{\partial g_k}{\partial m_j} / E \right) COV[m_i, m_j] \\ COV[Y_k, Y_l] = \sum_i \sum_j \left(\frac{\partial g_k}{\partial m_i} / E \right) \left(\frac{\partial g_l}{\partial m_j} / E \right) COV[m_i, m_j] \end{array} \right.$$

où

$E[m_1]$ représente l'espérance mathématique de m_1 ;

$\frac{\partial g_k}{\partial m_i} / E$ représente la dérivée première de g_k par rapport à m_i évaluée pour la valeur moyenne de m_i .

On notera que ces formules permettent seulement de déterminer la valeur moyenne, la variance et la covariance des divers résultats de l'analyse.

Ces paramètres ne sont suffisants pour définir une distribution de probabilité que lorsque cette distribution a une forme particulière connue (distribution normale par exemple). Dans le cas général, la forme de la distribution de Y_k dépend de celle des distributions des paramètres m_i . Celles-ci peuvent avoir des formes particulières asymétriques et il semble alors difficile de connaître la forme des distributions des résultats de l'analyse. Cependant, d'après le théorème central limite, on sait que si Y_k dépend linéairement d'un grand nombre de paramètres indépendants, sa distribution est en première approximation normale. Cornell [2] a montré que la somme de n paramètres ayant des distributions de forme rectangulaire (donc bien différente de la distribution normale) peut être assimilée avec une bonne précision à une distribution normale pour $n \geq 4$.

On pourra donc raisonnablement considérer que, dans la majorité des cas, les résultats de l'analyse sont distribués normalement.

Les paramètres calculés par les équations (3) sont alors suffisants pour définir les distributions des Y_k .

3.1. Linéarité du système d'équations (3)

Si $g_k(m_i)$ est une fonction linéaire des m_i , les formules (3) sont parfaitement vérifiées, quelles que soient les valeurs de $COV[m_i, m_j]$. Par contre, si les fonctions $g_k(m_i)$ ne sont pas linéaires, les formules (3) ne sont qu'approchées ; elles ne sont alors valables que pour des valeurs de $COV[m_i, m_j]$ d'autant plus petites que les fonctions de $g_k(m_i)$ sont « loin d'être linéaires ».

On a donc intérêt à choisir les paramètres m_i de telle sorte que les fonctions $g_k(m_i)$ se rapprochent le plus de la linéarité. En particulier, on aura intérêt à éviter, dans la mesure du possible, les fonctions à forte courbure (hyperbolique par exemple).

En élasticité linéaire, les fonctions $Y_k = g_k(m_i)$ ne dépendent que des modules de Young, des coefficients de Poisson (ν_i) et des sollicitations imposées. Afin de tenir compte des sollicitations extérieures, on introduira, chaque fois que cela sera possible, des para-

mètres intervenant linéairement dans les fonctions g_k . Pour un sol homogène, les déformations en chaque point du milieu sont linéaires par rapport à l'inverse du module de Young et les contraintes en chaque point du milieu ne dépendent pas du module de Young. On introduira donc dans les calculs les paramètres M_i , inverses des modules de Young dans chaque domaine ; le degré de linéarité de $g_k(M_i)$ est alors directement lié au degré d'homogénéité du milieu. Dans la majorité des cas, les fonctions $g_k(\nu_i)$ étant quelconques, les paramètres $COV[\nu_i, \nu_j]$ que l'on introduira dans les équations (3) devront être relativement petits.

3.2. Incertitude sur les résultats de l'analyse due à celle sur les caractéristiques du sol

Dans chaque domaine i , si on considère que les contraintes appliquées restent dans le domaine élastique, les propriétés du sol sont définies par le module de Young et le coefficient de Poisson.

Nous avons vu (paragraphe 2) que les valeurs moyennes spatiales de ces caractéristiques ($\langle M \rangle_i$, $\langle \nu \rangle_i$) sont estimées par des variables aléatoires ($\langle M \rangle_i^*$, $\langle \nu \rangle_i^*$) dont on connaît la distribution (moyenne et variance).

L'incertitude sur la connaissance de $\langle M \rangle_i^*$ et $\langle \nu \rangle_i^*$ entraîne une incertitude sur les résultats de l'analyse qu'on estime en utilisant les équations (3).

3.21. Calcul du déplacement en chaque nœud

On est amené essentiellement à résoudre le système (2)

$$[K] \{Y\} = \{P\}$$

et à déterminer les dérivées $\frac{\partial \{Y\}}{\partial x_i} / E$ qui apparaissent dans les équations (3).

On notera x_i les paramètres $< M > i^*$ et $< v > i^*$ qui interviennent dans le système (2). En dérivant par rapport à x_i le système (2) on obtient :

$$\frac{\partial [K]}{\partial x_i} \{Y\} + [K] \frac{\partial \{Y\}}{\partial x_i} = \frac{\partial \{P\}}{\partial x_i}$$

$$[K] \frac{\partial \{Y\}}{\partial x_i} = \frac{\partial \{P\}}{\partial x_i} - \frac{\partial [K]}{\partial x_i} \{Y\}$$

Les forces et déplacements fictifs $\{P_f\}$ et $\{Y_f\}$ sont définis par :

$$\{P_f\} = \frac{\partial \{P\}}{\partial x_i} - \frac{\partial [K]}{\partial x_i} \{Y\}$$

$$\{Y_f\} = \frac{\partial \{Y\}}{\partial x_i}$$

et l'équation précédente s'écrit alors :

$$(4) \quad [K] \{Y_f\} = \{P_f\}$$

qui est un système identique à (2).

Ainsi donc, on résout le système (2) par la méthode des éléments finis classique, ce qui permet d'obtenir $\{Y\}$; on calcule ensuite $\frac{\partial [K]}{\partial x_i}$ et $\frac{\partial \{P\}}{\partial x_i}$, ce qui permet de déterminer $\{P_f\}$.

On résout enfin le système (4) par la méthode classique des éléments finis, ce qui permet de calculer les valeurs de $\frac{\partial \{Y\}}{\partial x_i}$.

3.22. Calcul des contraintes dans chaque élément

Pour un élément donné, on a l'égalité (Zienkiewicz [9]) :

$$\{\sigma\} = [D] [B] \{Y\}$$

avec

$\{\sigma\}$: tenseur des contraintes,

$[D]$: matrice d'élasticité.

$\{Y\}$: déplacement des nœuds de l'élément considéré,

$[B]$: matrice qui prend en compte la localisation de l'élément considéré.

On dérive la relation précédente par rapport à x_i :

$$\frac{\partial \{\sigma\}}{\partial x_i} = \frac{\partial [D]}{\partial x_i} [B] \{Y\} + [D] [B] \frac{\partial \{Y\}}{\partial x_i}$$

$\frac{\partial \{Y\}}{\partial x_i}$ est connu ; on peut donc calculer $\frac{\partial \{\sigma\}}{\partial x_i}$.

3.3. Incertitudes sur les résultats de l'analyse due à celle sur les sollicitations imposées au milieu.

3.31. Les forces de volume

Dans la méthode des éléments finis, les forces de volume sont remplacées par des forces concentrées aux nœuds. (Les forces verticales sont habituellement dues à la pesanteur.) Dans le programme présenté, on considère que les deux systèmes de forces de volume horizontal et vertical peuvent s'écrire :

$$\{P_x\} = a_x \{P_{ox}\}$$

$$\{P_y\} = a_y \{P_{oy}\}$$

$\{P_{ox}\}$ et $\{P_{oy}\}$ sont des vecteurs constants parfaitement déterminés et a_x et a_y des variables connues avec une certaine incertitude.

On aura donc :

$$a_x \{P_{ox}\} = [K_x] \{Y_x\} \quad \{\sigma_x\} = [D] [B] \{Y_x\}$$

$$a_y \{P_{oy}\} = [K_y] \{Y_y\} \quad \{\sigma_y\} = [D] [B] \{Y_y\}$$

Les vecteurs $\{Y_x\}$, $\{Y_y\}$, $\{\sigma_x\}$, $\{\sigma_y\}$ sont linéaires par rapport à a_x ou a_y , il sera donc facile de calculer les dérivées par rapport à a_x et a_y et donc l'incertitude sur les résultats de l'analyse en utilisant les équations (3).

3.32. Les conditions aux limites

Les conditions aux limites peuvent être de trois types :

- Les conditions géométriques** qui sont habituellement bien connues ; on considère dans cette étude qu'il n'y a pas d'incertitude sur ce type de conditions.
- Les conditions imposées pour les déplacements de certains nœuds** ; généralement ces déplacements imposés sont des déplacements nuls (points fixes dans le milieu) et on considère qu'il n'y a pas d'incertitude sur ces déplacements imposés.

Ceci se traduit dans le programme, en écrivant :

$$(5) \quad \begin{cases} A_{ll} = A_{ll} 10^{11} & P_l = a A_{ll} 10^{11} \\ \frac{\partial A_{ll}}{\partial x_i} = \frac{\partial A_{ll}}{\partial x_i} 10^{11} & \frac{\partial P_l}{\partial x_i} = \frac{\partial A_{ll}}{\partial x_i} 10^{11} a \end{cases}$$

avec

a : déplacement imposé au nœud l ,

A_{ll} : élément de la matrice de rigidité $[k]$.

On résout le système (2) en introduisant les égalité (5), ce qui conduit à : $Y_l = a$.

De plus :

$$\frac{\partial \{P\}}{\partial x_i} = \frac{\partial [k]}{\partial x_i} \{Y\} + [K] \frac{\partial \{Y\}}{\partial x_i}$$

donc en particulier :

$$\frac{\partial A_{ll}}{\partial x_i} 10^{11} a = \frac{\partial A_{ll}}{\partial x_i} 10^{11} Y_l + A_{ll} 10^{11} \frac{\partial Y_l}{\partial x_i} + \text{termes négligeables}$$

puisque : $Y_l = a$ on a donc :

$$A_{ll} 10^{11} \frac{\partial Y_l}{\partial x_i} = 0$$

donc : $\frac{\partial Y_l}{\partial x_i} = 0$

La variance de Y_l est donc nulle, ce qui traduit bien que la position du nœud l est parfaitement déterminée.

c) Les forces imposées sur les frontières.

On considère que chaque système de forces est connu avec une certaine incertitude, et qu'on peut l'écrire sous la forme :

$$\{P_f\} = b \{P_{of}\}$$

où b est un paramètre connu avec une certaine incertitude définie par VAR $[b]$ et $\{P_{of}\}$ un vecteur parfaitement déterminé.

Si un système de force englobe plusieurs facteurs d'incertitude, par exemple :

$$\{P_f\} = b_1 \{P_{1f}\} + b_2 \{P_{2f}\} + \dots + b_n \{P_{nf}\}$$

on peut considérer chaque terme comme un système de force indépendant.

Les déplacements et les contraintes dépendent alors linéairement des facteurs b_i , de sorte que :

$$\frac{\partial \{Y_{ii}\}}{\partial b_i} = \frac{\{Y_{ii}\}}{b_i} \quad \frac{\partial \{\sigma_{ii}\}}{\partial b_i} = \frac{\{\sigma_{ii}\}}{b_i}$$

On calcule donc facilement l'incertitude sur les résultats de l'analyse en utilisant les équations (3).

3.4. Incertitude sur les résultats de l'analyse due à celle sur la méthode de calcul

On considère que l'incertitude sur la méthode de calcul peut être prise en compte par un terme multiplicatif Δ .

Ainsi, le système (2) peut s'écrire :

$$Y_k = [g_k(m_1, m_2, \dots, m_n)] \Delta_k$$

Si on admet que :

$$E[\Delta_1] = E[\Delta_2] = \dots = E[\Delta_m] = E[\Delta] \\ \text{VAR}[\Delta_1] = \text{VAR}[\Delta_2] = \dots \\ = \text{VAR}[\Delta_m] = \text{VAR}[\Delta]$$

$$\text{COV}[\Delta_k, m_i] = 0$$

On aura donc :

$$E[Y_k] = E[g_k(m_1, m_2, \dots, m_n)] E[\Delta]$$

$$\text{VAR}[Y_k] = (E[g_k])^2 \text{VAR}[\Delta] + \text{VAR}[g_k] (E[\Delta])^2 + \text{VAR}[g_k] \text{VAR}[\Delta]$$

Si on admet que le modèle mathématique ne contient pas d'erreur systématique, on a :

$$E[\Delta] = 1 \quad \text{donc}$$

$$E[Y_k] = E[g_k(m_1, m_2, \dots, m_n)]$$

$$\text{VAR}[Y_k] = (E[g_k])^2 \text{VAR}[\Delta] + \text{VAR}[g_k] (\text{VAR}[\Delta] + 1)$$

La variance de Y_k ainsi déterminée caractérise donc l'incertitude globale sur les résultats de l'analyse. On prend pour variance de g_k la somme des variances dues aux incertitudes sur les caractéristiques du milieu et aux incertitudes sur les sollicitations imposées au milieu.

4. PROGRAMME POUR ORDINATEUR

Le programme réalisé pour cette étude, écrit en FORTRAN IV, s'organise suivant l'organigramme donné ci-après.

Entrées

On introduit les mêmes entrées que pour un programme classique d'éléments finis (Zienkiewicz [9]) et, de plus, les variances de tous les paramètres ainsi que la covariance entre l'inverse du module de Young et le coefficient de Poisson.

Sorties

Les sorties se présentent sous forme de tables dans lesquelles on peut lire :

- a) pour chaque nœud les déplacements horizontaux et verticaux ainsi que les écarts types et les coefficients de variation de ces déplacements ;
- b) pour chaque élément, les contraintes horizontales, verticales, les contraintes principales, l'orientation des contraintes principales, la contrainte de cisaillement maximum ainsi que leurs écarts types et leurs coefficients de variation.

On imprime une table correspondant à l'incertitude qui affecte chacun des domaines indépendants et chacun des cas de charges ainsi qu'une table où l'on considère l'incertitude globale due à toutes les incertitudes sur tous les paramètres.

5. EXEMPLES D'APPLICATIONS

5.1. Premier exemple

Cet exemple a été traité afin d'évaluer l'influence de divers paramètres sur l'incertitude qui affecte les résultats d'un problème très simple. (Pour simplifier les notations, on notera désormais P_{ij} les variables aléatoires $\langle P_j \rangle$ définies au paragraphe 2). En particulier, on a recherché l'influence de $E[M_i]$, (moyennes des inverses des modules de Young), de $E[\nu_i]$ (moyennes des coefficients de Poisson), de la valeur moyenne des charges appliquées (caractérisée par un facteur multiplicatif k) ainsi que des variances $\text{VAR}[M_i]$, $\text{VAR}[\nu_i]$, $\text{VAR}[k_j]$ et covariance $\text{COV}[M_i, \nu_i]$.

L'exemple traité concerne un solide de longueur infinie, de section carrée soumis à une charge verticale répartie uniformément, reposant sur un substratum indéformable. Le solide est divisé en quatre domaines indépendants (fig. 1 b). Les valeurs de $E[\nu_i]$, $E[M_i]$, $\text{VAR}[\nu_i]$, $\text{VAR}[M_i]$ et $\text{COV}[M_i, \nu_i]$ sont les mêmes dans chacun des domaines.

Les deux systèmes de forces appliquées sont de la forme $\{P_j\} = k_j \{P_o\}$, $\{P_o\}$ étant parfaitement déterminé et k_j étant connu avec une certaine incertitude caractérisée par $\text{VAR}[k_j]$; les valeurs de $E[k_j]$ et $\text{VAR}[k_j]$ sont les mêmes pour les deux systèmes de forces. Le premier système de force est composé de F_1, F_3 , le deuxième système de force de F_2 (fig. 1).

On considère qu'il n'y a pas d'incertitude sur la méthode de calcul.

Par hypothèse, on a pris tous les coefficients de variation des M_i et ν_i égaux à une même valeur a . Il existe de plus une certaine corrélation entre les M_i et ν_i caractérisée par un coefficient de corrélation ρ .

On démontre facilement (Cambou [3]) que le coefficient de variation des déplacements des nœuds et des contraintes est égal respectivement à :

$$(6) \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{\text{VAR}[Y_k]}{E[Y_k]} = a f_k(E[\nu]) \\ \frac{\text{VAR}[\sigma_k]}{E[\sigma_k]} = a h_k(E[\nu]) \end{array} \right.$$

Les coefficients de variation des déplacements et des contraintes sont donc des fonctions proportionnelles au coefficient de variation a de M , ν et k et

ORGANIGRAMME

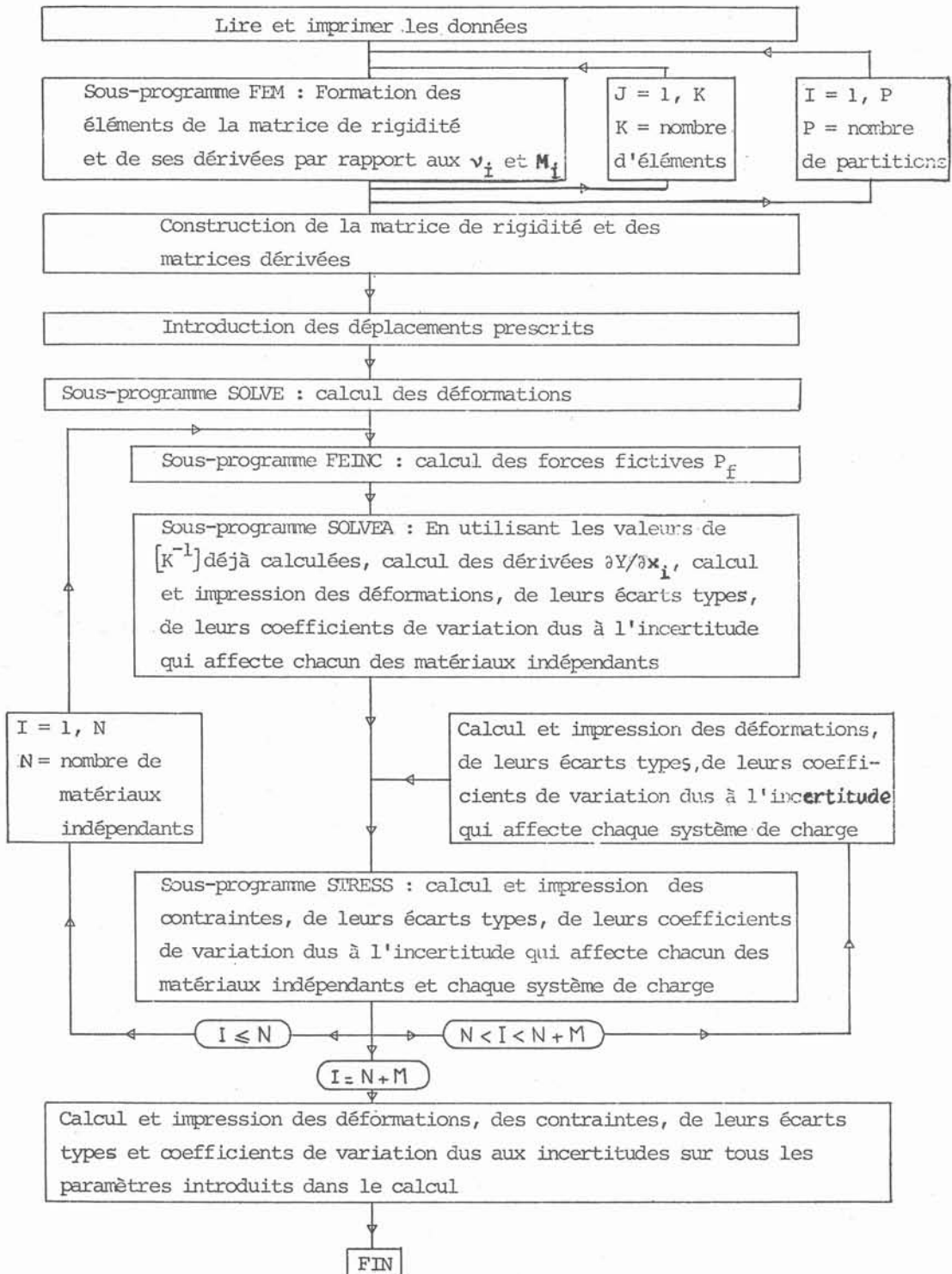


Fig. 1. — Premier exemple d'application.

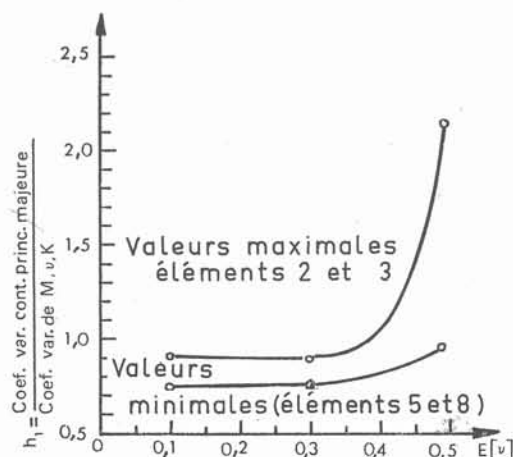
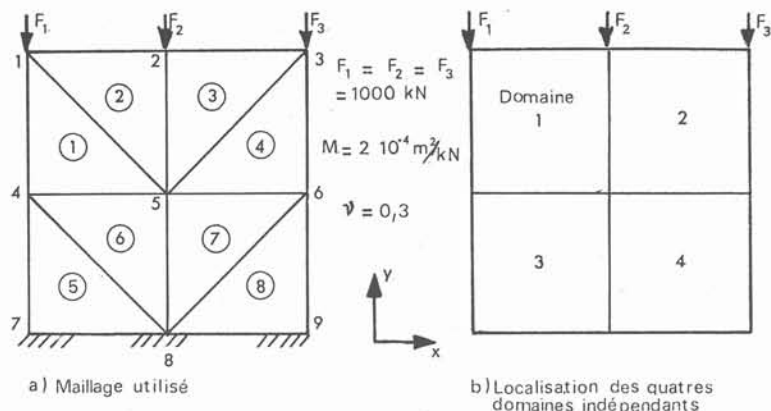


Fig. 2. — Contraintes principales majeures (premier exemple d'application).

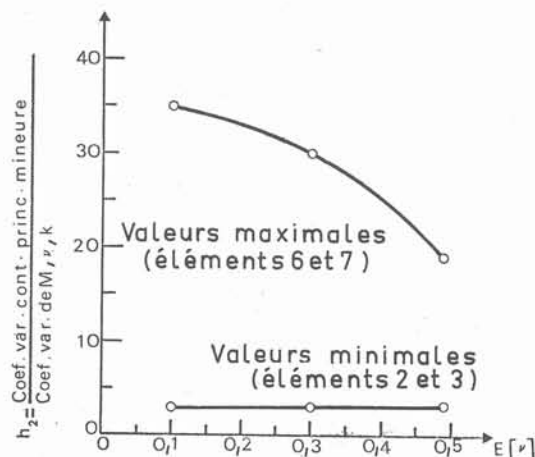


Fig. 4. — Contraintes principales mineures (premier exemple d'application).

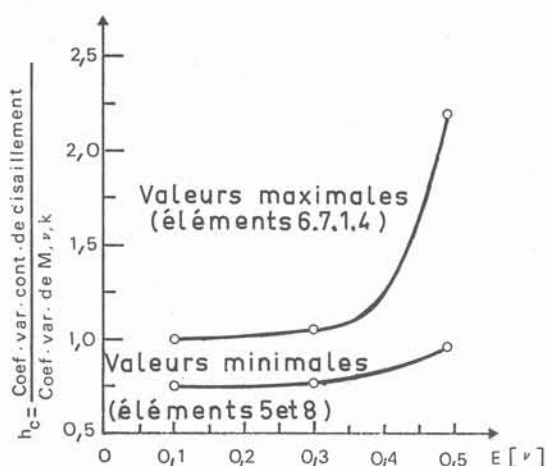


Fig. 3. — Contraintes de cisaillement (premier exemple d'application).

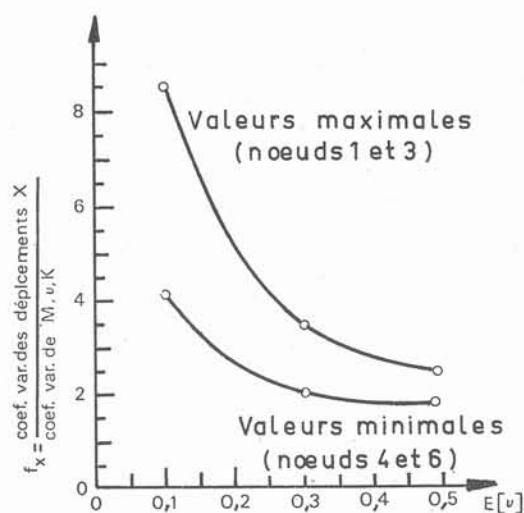


Fig. 5. — Déplacements horizontaux (premier exemple d'application).

indépendantes de la valeur moyenne du module de Young et des forces extérieures. Ces conclusions ont été vérifiées numériquement en utilisant le programme décrit précédemment.

Les diverses fonctions f_k et h_k définies par (6) ont été calculées pour différentes valeurs de $E[\nu]$ (0,1 ; 0,3 et 0,49) et sont représentées sur les figures

2 à 6. On peut voir que les fonctions $f(E[\nu])$ et $h(E[\nu])$ dépendent de $E[\nu]$ d'une façon très sensible, en particulier les fonctions h_2 et f_x (fig. 4 et 5) ; ceci met en évidence que les coefficients de variation des résultats d'une analyse par la méthode des éléments finis peuvent prendre des valeurs beaucoup plus élevées que celles des coefficients de variation des paramètres introduits dans le calcul.

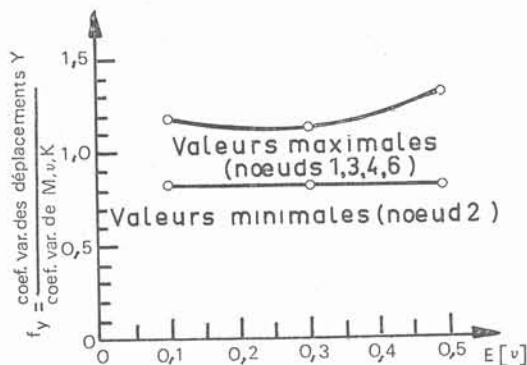
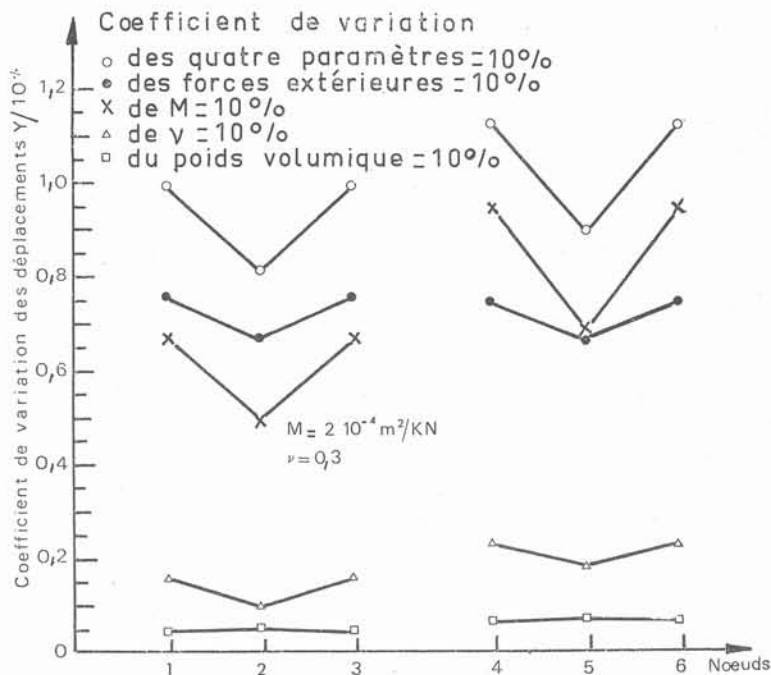


Fig. 6. — Déplacements verticaux (premier exemple d'application).

Fig. 7. — Influence de l'incertitude qui affecte chacun des paramètres sur l'incertitude qui affecte les déplacements verticaux (premier exemple d'application).



De plus, dans l'exemple traité, il semble que ce soient les incertitudes sur le module de Young et sur les forces extérieures qui influent le plus sur les incertitudes qui affectent les résultats de l'analyse ; on notera cependant que l'influence relative de chacun des paramètres introduits dans le calcul dépend de la position du point considéré (fig. 7 et 8).

5.2. Second exemple

Nous avons traité ce problème comme exemple de cas réel pour lequel il semble intéressant d'utiliser le programme décrit dans la présente étude.

Il s'agit d'analyser les déplacements élastiques à court terme et les contraintes qui se développent dans le sol au cours des excavations réalisées pour la construction du métro de Mexico. Nous avons utilisé les données du projet réalisé pour la construction de cet ouvrage (Alberro [1], Espinosa et Auvinet [6]). Les excavations s'étendaient sur plusieurs kilomètres. Dans ce cas, il est utile de définir un certain nombre de zones à peu près homogènes dans lesquelles on peut réaliser une étude statistique afin de déterminer la distribution de chaque caractéristique du sol.

Le programme permet de déterminer, en première approximation, les intervalles de confiance des déplacements et des contraintes correspondant à une certaine probabilité.

La figure 9 montre la section de l'excavation. Les caractéristiques des matériaux sont les suivantes (Espinosa et Auvinet [6], Marsal et Masari [7]) :

Béton :

$E [M] = 10^{-7} \text{ m}^2/\text{kN}$ coefficient de variation 50 %

$E [\nu] = 0.25$ coefficient de variation 25 %

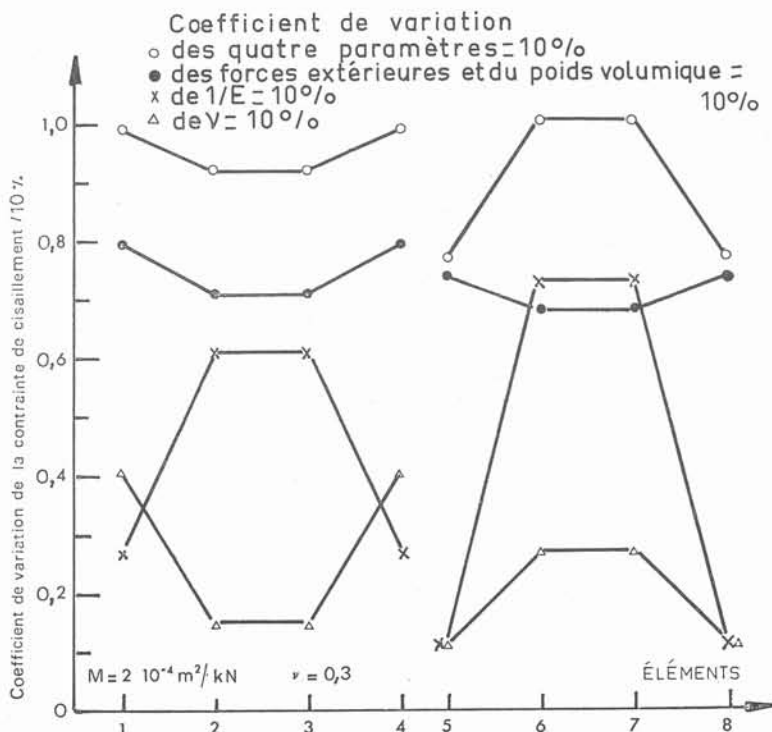
coefficient de corrélation entre M et $\nu = 0.6$

Sable :

$E [M] = 10^{-5} \text{ m}^2/\text{kN}$ coefficient de variation 30 %

$E [\nu] = 0.30$ coefficient de variation 25 %

Fig. 8. — Influence de l'incertitude qui affecte chacun des paramètres sur l'incertitude qui affecte les contraintes de cisaillement (premier exemple d'application).



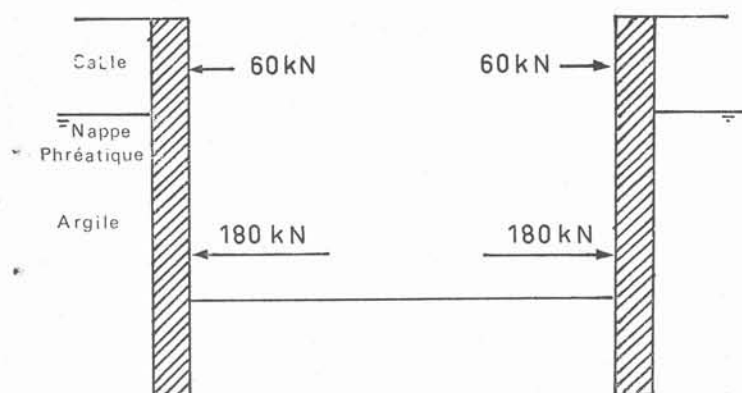


Fig. 9. — Section de l'excavation du métro de Mexico (second exemple d'application).

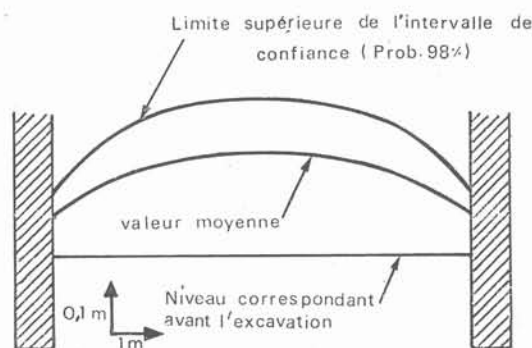


Fig. 10. — Déplacement vertical du fond de l'excavation (second exemple d'application).

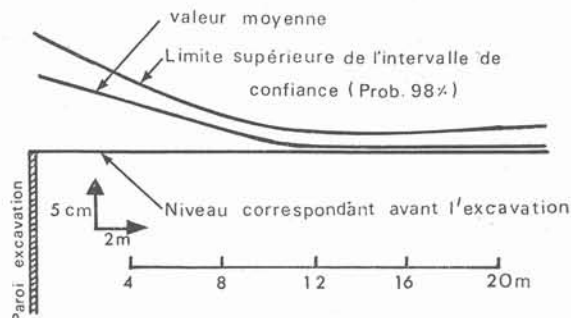


Fig. 11. — Déplacement vertical au voisinage de l'excavation (second exemple d'application).

pois volumique saturé 17.5 kN/m³.
 coefficient de corrélation entre M et $\nu = 0.6$
 coefficient de corrélation entre M et $\nu = 0.6$
 coefficient de variation 30 %
 coefficient de variation 25 %
 coefficient de corrélation entre M et $\nu = 0.6$

Les forces extérieures appliquées à l'excavation ont été calculées de la façon suivante.

La contrainte verticale, dirigée vers le haut qui s'applique au fond de l'excavation est égale, en module, à la contrainte verticale totale qui existait à cette profondeur avant l'excavation (on considère que l'eau est pompée hors de l'excavation).

Sur les parois de l'excavation on considère en chaque point une contrainte horizontale dirigée vers l'intérieur, égale à la contrainte totale horizontale qui s'exerçait en ce point avant la réalisation de l'excavation. On a donc :

$$\sigma_{HT} = k_o \sigma_{VE} + \sigma_A$$

avec

σ_{VE} : contrainte verticale effective au point P avant l'excavation.

σ_{HT} : contrainte horizontale totale au point P après excavation.

σ_A : pression de l'eau au point P.

k_o : coefficient des terres au repos.

k_o est un paramètre très difficile à déterminer, en particulier, il dépend de tout mouvement horizontal pendant l'excavation. On peut considérer que la valeur moyenne de k_o est égale à 0.5 et son coefficient de variation égal à 20 %.

Pendant l'excavation, les parois de l'excavation étaient soutenues par deux séries de butons, qui exerçaient une force de $6 \cdot 10^4$ N par m dans la série la plus haute, et une force de $18 \cdot 10^4$ N par m dans la série basse.

On considère que seules les forces horizontales appliquées aux parois de l'excavation sont connues avec une certaine incertitude, caractérisée par VAR [k_o]. Les autres forces appliquées sont considérées comme parfaitement définies. On ne tient pas compte dans cette étude de l'incertitude sur la méthode de calcul utilisée.

Les figures 10 et 11 montrent la valeur moyenne et la limite supérieure de l'intervalle de confiance, correspondant à une probabilité de 98 %, des déplacements verticaux au fond de l'excavation et dans son voisinage. On considère que les distributions des résultats de l'analyse sont normales, ainsi donc :

$$Y_{\max} = E[Y] + 2 \text{VAR}[Y]$$

$Y_{\max}$: limite supérieure de l'intervalle de confiance correspondant à une probabilité de 98 %.

Les figures 12 et 13 montrent les courbes d'égales valeurs de l'écart type des déplacements verticaux et horizontaux.

	Ecart type maximum	Coefficient de variation correspondant	Localisation de ce maximum (fig. 13)
Déplacements verticaux	6.2 cm	29 %	A
Déplacements horizontaux	1.2 cm	50 %	B
Contrainte principale majeure	19.3 kN/m ²	23 %	C
Contrainte principale mineure	6.5 kN/m ²	45 %	D
Contrainte de cisaillement	10.4 kN/m ²	23 %	D

On peut souligner que, en général, les coefficients de variation des déplacements horizontaux et des contraintes principales mineures sont plus élevés que les coefficients de variation des déplacements verticaux, des contraintes principales majeures et des contraintes de cisaillement.

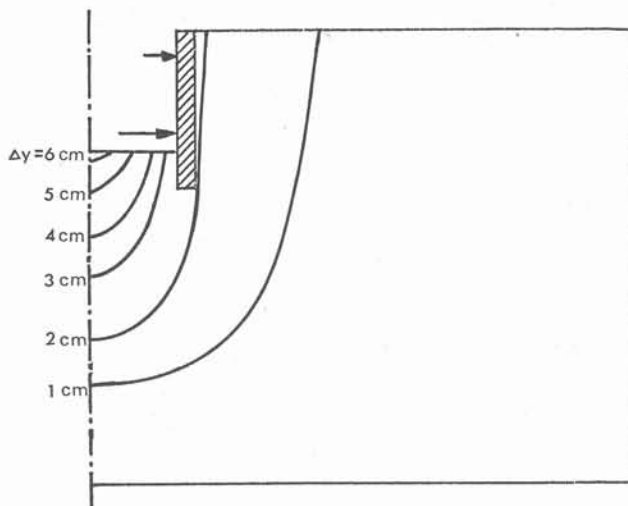


Fig. 12. — Courbes d'égales valeurs de l'écart type des déplacements verticaux (Δy); (second exemple d'application).

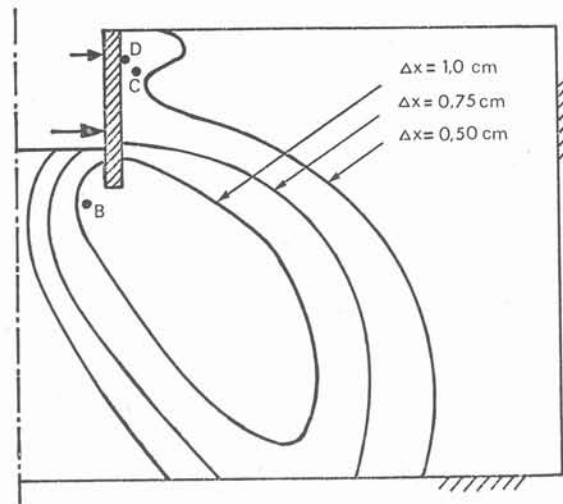


Fig. 13. — Courbes d'égales valeurs de l'écart type des déplacements horizontaux (Δx); (second exemple d'application).

6. CONCLUSIONS

La méthode de calcul développée ici permet une première évaluation de l'incertitude sur les résultats d'une analyse par la méthode des éléments finis à partir de l'estimation des incertitudes qui affectent les divers paramètres introduits dans le calcul.

Cette méthode paraît particulièrement intéressante dans les trois cas suivants :

- 1) Pour tout problème qui peut être résolu par la méthode des éléments finis en élasticité linéaire, cette méthode permet d'évaluer la sensibilité des résultats de l'analyse par rapport aux divers paramètres introduits dans le calcul. En particulier, les exemples numériques montrent que cette sensibilité dépend de la valeur moyenne du coefficient de Poisson, de la localisation du point considéré, et que les coefficients de variation des résultats de l'analyse peuvent prendre des valeurs beaucoup plus élevées que ceux des paramètres introduits dans le calcul.
- 2) Dans le cas d'une étude par la méthode des éléments finis en élasticité linéaire pour laquelle

on dispose de résultats expérimentaux, cette méthode permet de juger si les différences entre les résultats du calcul et les résultats expérimentaux peuvent être expliquées par les erreurs faites sur les données introduites dans le calcul ou si la méthode de calcul n'est pas appropriée dans le cas considéré.

- 3) Lorsqu'on réalise l'étude d'un ouvrage de dimensions importantes (canal, autoroute, métro) par la méthode des éléments finis en élasticité linéaire, il sera intéressant de faire une étude statistique des propriétés du sol tout au long de l'ouvrage. La méthode de calcul décrite ici peut fournir un ordre de grandeur des déplacements et des contraintes maxima de l'intervalle de confiance correspondant à une probabilité donnée.

Remerciements :

Cette étude a été réalisée pour la majeure partie à l'« Instituto de Ingenieria » de l'Université de Mexico (Mexique). Je tiens en particulier à remercier le professeur Auvinet pour son aide précieuse tout au long de cette étude.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] ALBERRO (J.). — « Mediciones efectuadas en las excavaciones del metro de Mexico ». Ingenieria, Mexico (Juil.-Sept. 1970).
- [2] BENJAMIN (J.R.) and CORNELL (C.A.). — « Probability, statistics and decisions for civil engineers ». Mc Graw-Hill book Co, New York (1970).
- [3] CAMBOU (B.). — « Metodo del elemento finito, analysis de incertidumbre de primer orden ». Instituto de Ingenieria, Mexico (Jan. 1975).
- [4] CORNELL (C.A.). — « Stochastic process models in structural engineering ». Dept. of civil engineering, report R 34. Stanford University, Stanford Cal. (1964).
- [5] CORNELL (C.A.). — « First-order uncertainty analysis of soils deformations and stability ».
- « Conference on application of statistics and probability to soil and structural engineering ». Hong-Kong (1971).
- [6] ESPINOSA (L.), AUVINET (G.). — « Empuje de tierras a largo plazo sobre las estructuras típicas del metro ». Instituto de Ingenieria, Mexico.
- [7] MARSAL (R.) y MAZARI (M.). — « El subsuelo de la ciudad de Mexico ». Facultad de Ingenieria, UNAM, Mexico (1969).
- [8] RESENDIZ (D.) and HERRERA (J.). — « A probabilistic formulation of settlement controlled design ». Proc. VII Int. Conf. Soil. Mech. Found. Eng. Mexico 1969, vol. 2, pp. 217-225.
- [9] ZIENKIEWICZ (O.C.). — « The finite element method in Engineering Science », Mc. Graw-Hill publishing compagny (1971).

comportement à terme des terrains boulonnés par scellements répartis à la résine

par

J.-F. Raffoux

Docteur-Ingénieur

CERCHAR

Groupe Terrains
Verneuil-en-Halatte

Laboratoire de Mécanique des Terrains
Nancy

**COMPOTEMENT A TERME DES TERRAINS
BOULONNES PAR SCELLEMENTS
REPARTIS A LA RESINE**

L'utilisation de scellements répartis par résines synthétiques pour le boulonnage des terrains est une technique récente. Son développement a eu lieu tout d'abord dans les travaux souterrains miniers dont la durée de vie est en général assez courte. Son utilisation dans les travaux souterrains de génie civil à longue durée de vie pose le problème de l'efficacité à terme de ce type de renforcement.

Des observations et mesures faites dans des galeries de mines restées ouvertes depuis plusieurs années (3 à 6 ans) montrent que **sur cette durée** les terrains boulonnés houillers restent stables et que les scellements y conservent **toute leur efficacité.**

**MIDDLE TERM BEHAVIOUR OF STRATA
REINFORCED BY FULL COLUMN RESIN BOLTS**

Strata reinforcement by full column bolting is still a new technic. It was first developed in mine workings characterised by a rather short life span. Its extension to tunnelling and civil engeneering can only be undertaken after long term efficiency has been studied.

Measurements and observations in some mine workings which have been open for several years (3 to 6) show that after that time the strata reinforced with resin bolts remain stable, and bolts are still efficient.

comportement à terme des terrains boulonnés par scellements répartis à la résine

par J.-F. RAFFOUX

L'utilisation de scellements répartis par résines polyester pour le boulonnage des terrains est une technique récente puisque son application industrielle date d'une dizaine d'années.

Son développement a essentiellement eu lieu dans les travaux souterrains miniers qui en ont consommé la presque totalité jusqu'à ces tous derniers temps. Les travaux publics souterrains commencent à utiliser cette technique mais l'emploi de ces scellements dans des ouvrages permanents pose le problème de leur longévité, problème qui ne se posait pas dans les voies de mines qui ont généralement des durées de vie assez courtes (de l'ordre d'un an).

Les chimistes estiment que la résine polyester polymérisée est un produit stable, mais on ne dispose encore

d'aucune information expérimentale sur le comportement à terme dans le terrain de ces scellements.

Or, dans les Charbonnages de France, plusieurs exploitations ont avec l'aide du CERCHAR mis au point ces techniques de scellements répartis depuis plus de dix ans. En particulier, les Houillères du bassin de Lorraine font une utilisation extensive du « boulonnage à la résine » ; près de 6 km de voies et de galeries sont creusées chaque année en utilisant cette technique éventuelle complétée par un soutènement porteur additionnel indépendant et certaines restent ouvertes et accessibles pendant plusieurs années. Dans six de ces voies et galeries creusées depuis longtemps divers essais et mesures ont permis de vérifier l'efficacité à terme du boulonnage par scellements polyester.

1. PRESENTATION DES OUVRAGES ETUDIES

Les six ouvrages qui ont permis d'étudier le comportement à terme de scellements à la résine et des terrains boulonnés ont été sélectionnés d'après les critères suivants :

- Ils étaient creusés et boulonnés depuis plus de trois ans.
- Ils comportaient des dispositifs de mesures d'expansion destinés au contrôle systématique des défor-

mation au creusement et qui soient encore accessibles.

- Ils offraient la possibilité d'y effectuer des essais de traction sur quelques boulons de façon à tester les performances du scellement après quelques années.

Trois voies au charbon, deux galeries et une carrure au rocher répondaient à ces critères. Leurs caractéristiques sont rassemblées dans le tableau ci-après :

Localisation profondeur	Age	Type d'ouvrage Nature des terrains	Influence subie après creusement	Nombre d'essais de traction réalisés	Nombre de stations de mesures de déformations en état
Folschwiller Maurice 18-1 870 m	5 ans	Voie en veine Toit : banc épais grès Mur : tendre, bancs minces de charbon et schiste	Démarrage de tail. parallèlement à la voie à 30 m	5	1
Folschwiller Carrures 870 m	6 ans	Galeries et carrures d'infrastructure au rocher - schistes	Passage d'exploitation latéralement à 100 m	3	4
Folschwiller Maurice 22 870 m	6 ans	Voie en veine Toit : banc épais grès Mur : tendre, charbon et schiste	Aucune	14	3
Folschwiller Travers bancs vers Maurice 22 870 m	4 ans	Galerie au rocher Schistes gréseux	Passage d'exploitation latéralement de 20 à 100 m	3	1
Marienu G ₂ A 660 m	3 ans	Voie en veine Toit : grès Mur : schiste + grès	Passage de taille remblayée pneumatiquement le long de la voie	8	1
Marienu G ₂ B 660 m	3 ans	Voie en veine Toit : stratifié schiste, charbon, grès Mur : grès	Aucune	17	1

Le boulonnage mis en œuvre dans ces galeries présentait les caractéristiques suivantes :

- scellement des boulons sur toute leur longueur (2,20 m) ;
- boulons posés dès la mise à nu des terrains (une à cinq heures après le tir) ;
- charges de scellement constituées de résine polyester thermodurcissable (30 %) et d'une charge neutre (dolomie). Accélérateur + catalyseur (peroxyde de benzoïle) ;

- tiges d'acier nervuré AC 60 de diamètre 20 mm dans trou de diamètre 28 mm ;
- foration au marteau perforateur (semi stopper). Introduction de la tige du boulon à la perforatrice ;
- garnissage continu du toit et des parements par grillage ;
- serrage sur plaque (15 à 20 m kg).

La figure 1 représente les schémas de trois des voies et galerie retenues. Ce sont des schémas couramment adoptés par les Houillères du Bassin de Lorraine.

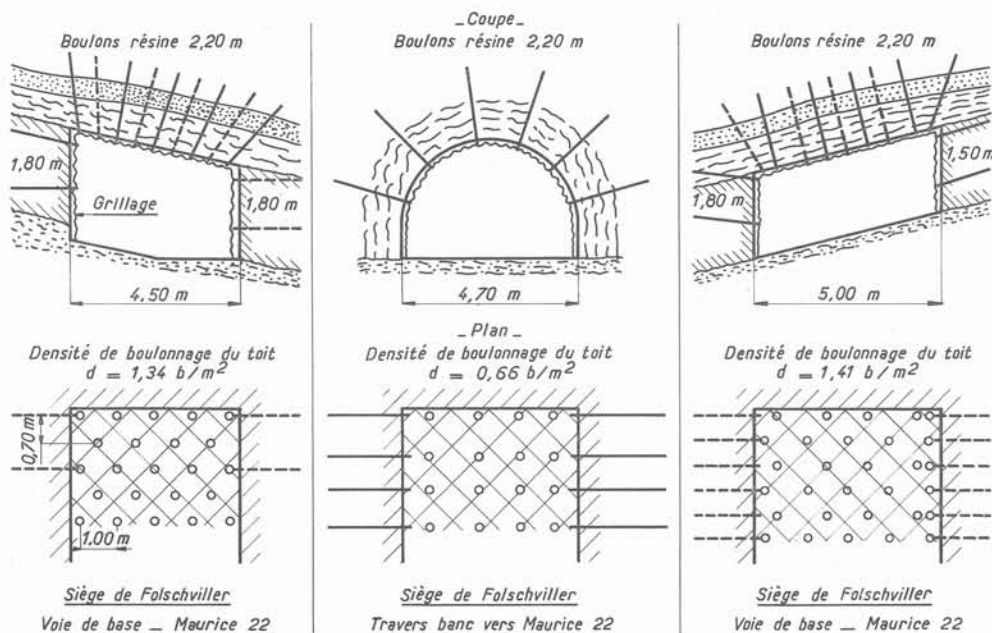


Fig. 1. — Schémas de boulonnage types de voies et galeries aux Houillères du Bassin de Lorraine.

2. COMPORTEMENT DES TERRAINS AUTOUR DES OUVRAGES ETUDIES

Comme toutes les voies boulonnées des Houillères du Bassin de Lorraine, les six voies et galeries retenues avaient été équipées dès le creusement de stations de mesures de l'expansion du toit au milieu de la voie (fig. 2).

La pose de ces stations a pour objectif un contrôle des déformations qui consiste à comparer leurs valeurs

à des standards d'amplitude ou d'accélération. En cas de dépassement de ces standards des mesures de renforcement sont prises pour éviter l'évolution vers un processus d'éboulement. Le traitement quotidien de ces mesures est réalisé avec l'aide d'un ordinateur.

Il y avait dans chacun des six ouvrages de dix à vingt stations de contrôle posées au creusement ; les

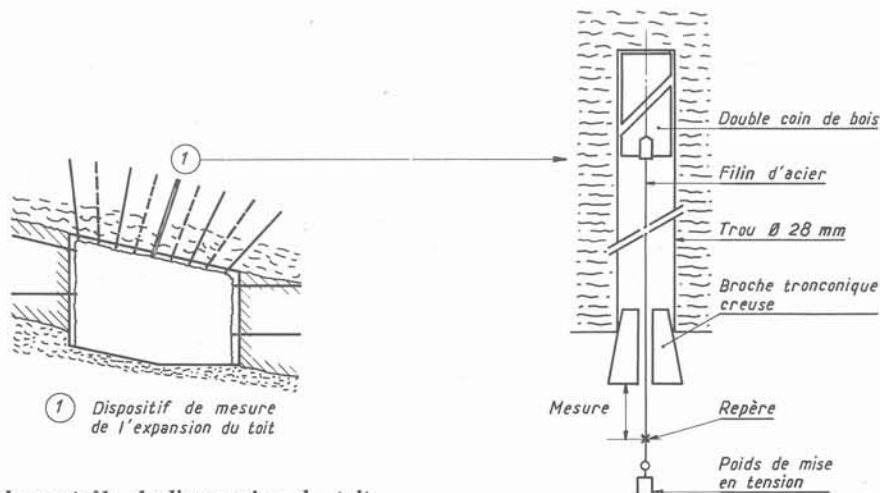


Fig. 2. — Station de contrôle de l'expansion du toit.

dispositifs de mesures équipant ces stations de contrôle sont simples (fig. 2 b), peu coûteux mais, réalisés avec des matériaux altérables (bois, fil d'acier), ils ne sont pas prévus pour avoir une longue durée de vie. Cependant, un certain nombre de stations en état ont été retrouvées dans cinq des six ouvrages étudiés. Trois seulement dans les plus anciennes des voies (six ans) mais 14 et 17 dans les plus récentes (trois ans). Sur les dispositifs en bon état, qui sont presque toujours des dispositifs d'expansion de nouvelles mesures ont été entreprises ; confrontées aux mesures prises plusieurs années auparavant, elles permettent de comparer l'expansion qui s'est produite au moment du creusement à celle qui s'est produite par la suite (Tableau 1).

Avant l'analyse de ce tableau, il faut déjà noter que, la faible amplitude des déformations observées dans plusieurs stations de mesure (quelques millimètres) est de l'ordre de grandeur de la précision de la mesure.

L'examen d'ensemble de ces résultats de mesures des déformations montre donc :

- que les voies Maurice 18, Maurice 22 et le travers banc vers Maurice 22 ont depuis la fin du creusement des expansions très faibles voire nulles. Lors du creusement les expansions étaient déjà faibles (inférieures à 10 mm) ;
- que la voie G₂A où les expansions étaient faibles au creusement (inférieures à 10 mm) et fortes au passage taille (en moyenne 50 mm) a, sauf pour une station, des expansions faibles par la suite ;
- que la voie G₂B où les expansions étaient assez fortes dès le creusement a continué à avoir des expansions assez fortes par la suite.

De cet échantillon limité mais représentatif, il ressort que :

Dans les toits de grès et de schiste gréseux où le boulonnage a eu une efficacité instantanée en bloquant les expansions dès le creusement, il n'y a pratiquement pas d'évolution des terrains sous la seule influence du temps.

Dans le toit de la voie G₂A qui, lors du passage taille, a eu des expansions assez fortes mais normales dans cette phase de fortes sollicitations, les expansions ont très peu évoluées. Le boulonnage et le soutènement porteur additionnel mis en place au passage de la taille contrôlent donc de façon satisfaisante l'évolution dans le temps du comportement de ce milieu fissuré et fracturé.

3. ESSAIS DE TRACTION SUR DES BOULONS

L'essai de traction ne simule absolument pas le comportement du boulon dans le terrain mais c'est un moyen commode de tester l'efficacité d'un scellement ou d'un ancrage. La figure 3 a présente le schéma d'installation d'un tel essai.

Onze essais de traction ont pu être effectués en 1975 sur des boulons qui avaient été posés lors du creusement des ouvrages étudiés ; deux ont été réalisés sur des boulons posés dans le charbon des parements et les neuf autres sur des boulons de toit ou de parements de travers banc ou carrures.

Ne disposant pas de résultats d'essais de traction réalisés dans ces mêmes ouvrages lors de la pose des boulons au creusement, il a fallu comparer leur résultats à ceux d'essais de traction sur des boulons récemment posés dans des terrains semblables et avec les

Ouvrages et nombre de stations de mesures en état	Expansion au creusement		Expansion au passage taille		Expansion depuis fin de l'exploitation	
	①	②	①	②	①	②
Folschviller Maurice 18 3 stations	2 1 2	3 mois 3 " 2 sem. 2 "	— — —	— — —	1 2 6	50 mois 66 " 2 sem. 60 " "
Folschviller Maurice 22 6 stations	1 1 6 4 6 6	3 mois 2 sem. 3 " 2 " 2 " 2 " 1 " 1 "	— — — — — —	— — — — — —	0 0 0 0 6 2	32 mois 32 " 2 sem. 32 " " 30 " 30 " 28 " 2 sem.
Folschviller TB vers Maurice 22 3 stations	5 0 0	1 " 1 " 1 "	— — —	— — —	5 0 1	33 mois 2 sem. 41 " 30 "
Marienu G ₂ B 11 stations	3 8 20 11 15 6 24 15 12 8 2	3 mois 2 " 2 sem. 2 " 2 " 2 " 1 " 2 " 1 " 1 " 1 " 1 " 1 "	— — — — — — — — — — —	— — — — — — — — — — —	0 14 0 37 32 40 2 43 30 70 65	35 mois 37 " 32 " 33 " 1 sem. 33 " 1 " 33 " 33 "
Marienu G ₂ A 8 stations	1 0 4 4 3 2 4 5	3 mois 1 sem. 6 " 1 " 5 " 3 " 5 " 3 " 6 " 6 " 3 " 4 " 5 "	160 19 52 40 38 18 20 56	6 mois 2 sem. 6 " 1 " 5 " 3 " 6 " 2 " 5 " 2 " 5 " 5 " 5 "	0 0 7 0 2 12 5 66	56 mois 56 " 54 " 60 " 66 " 3 sem. 54 " 2 " 55 " 2 " 55 "

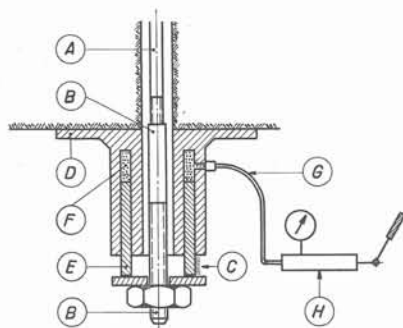
- ① Valeurs absolues (mm) de l'expansion dans chaque phase
② Durée de la phase en mois et semaine

TABLEAU 1
Expansion des terrains lors des phases d'exploitation et depuis la fin de celle-ci

Le toit de G₂B qui est stratifié avec alternance de schistes, de grès et charbon a eu des expansions normales pour ce type de toit et dès le creusement le boulonnage a été efficace pour en contrôler l'évolution. Cette efficacité a été durable puisque qu'avec l'aide d'un soutènement porteur additionnel très réduit, les expansions bien que non négligeables n'ont pas conduit à la ruine du toit.

mêmes caractéristiques et modes opératoires. Douze résultats d'essais de traction récents ont donc été utilisés pour la comparaison.

Les courbes des essais de traction représentent le déplacement relatif de l'extrémité du boulon par rapport au vérin (c'est-à-dire l'allongement de la tige, son glissement, et éventuellement l'enfoncement du vérin dans le terrain) en fonction de l'effort qui lui est appliqué ; ces courbes (fig. 3 b) présentent habituellement une phase linéaire ou pseudo linéaire qui est parfois précédée d'une phase de mise en serrage du vérin par écrasement superficiel des terrains. Vers 15 t, on constate souvent un changement de pente de la courbe effort-déplacement et l'essai se termine par la rupture de la tige à moins qu'il n'ait été interrompu avant par crainte de dépasser la limite d'utilisation du vérin (20 t).



A - Tige du boulon essayé
B - Tube rallonge fileté
C - Lecture de l'allongement (d)
D - Corps du vérin creux
E - Piston
F - Huile
G - Flexible de raccordement à la pompe
H - Pompe et manomètre de lecture de la pression appliquée (P) ou de l'effort (F)

Fig. 3 a - Vérin annulaire de traction sur boulon

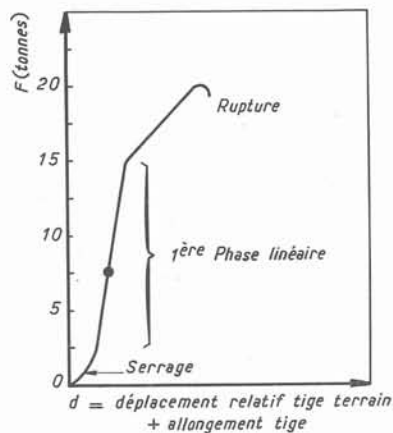


Fig. 3 b - Courbe d'essai de traction type

Fig. 3. — Essai de traction.

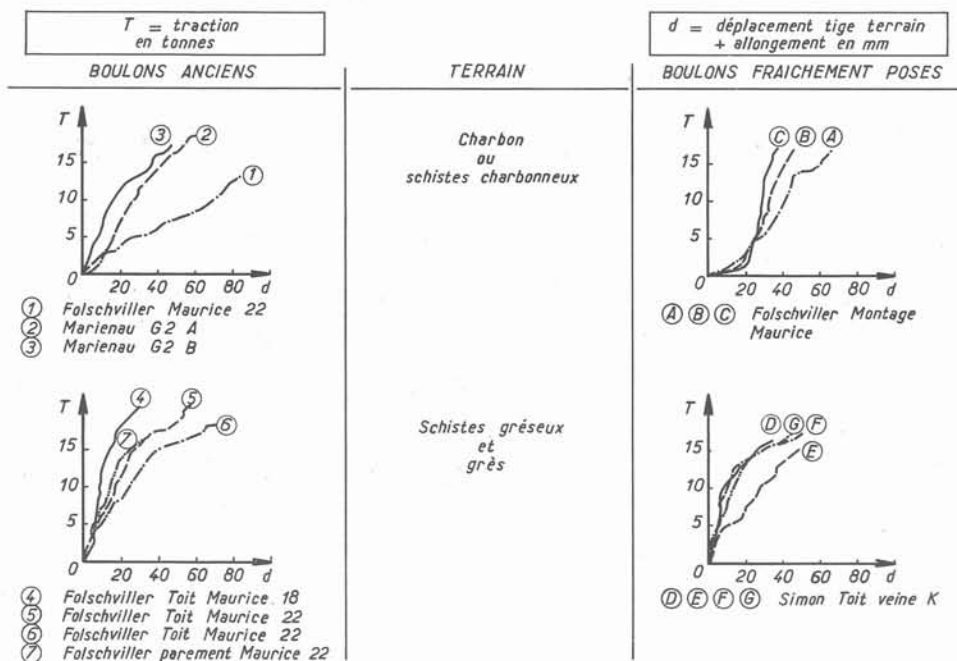


Fig. 4. — Exemples de courbes d'essais de traction.

Les courbes de la figure 4 et le tableau 2 présentent les principaux résultats de ces essais de traction et en particulier la pente de la première phase linéaire de la courbe effort-déplacement qui dans chaque essai caractérise le comportement de l'ensemble tige-résine-terrain sous un effort de traction.

Les moyennes de ces pentes sont très voisines pour les deux catégories de boulons : 7 T/cm pour les boulons anciens et 7.5 T/cm pour les boulons récemment posés et plus généralement l'analyse statistique ne permet pas de mettre en évidence de **différence de comportement** entre des boulons scellés à la résine depuis plusieurs années et ceux des boulons à scellement récent.

BOULONS ANCIENS			Terrain	BOULONS FRAICHEMENT POSES		
Age du boulon	Pente de la phase linéaire	Charge limite atteinte		Age du boulon	Pente de la phase linéaire	Charge limite atteinte
3 ans	1,5 t/cm	13 t Vérin s'enfonce	Charbon et schistes charbonneux	≈ 1 heure	4,5 t/cm	18 t Arrêt essai
4 ans	3 t/cm	18 t Rupture tige			6 t/cm	18 t " "
5 ans	5 t/cm	18 t Arrêt essai			15 t/cm	18 t " "
6 ans	9 t/cm	21,5 t Arrêt essai	Schistes	8 jours	7 t/cm	17 t Arrêt essai
	5,5 t/cm	9,5 t Rupture tige			8 t/cm	17 t Arrêt essai
	3,5 t/cm	21,5 t Arrêt essai			12,5 t/cm	17 t Arrêt essai
	20 t/cm	19 t Rupture tige			4,5 t/cm	12 t Boulon glisse
3 ans	10 t/cm	10 t Arrêt essai	Schistes gréseux et grès		5 t/cm	17 t Arrêt essai
	6 t/cm	21 t Arrêt essai			9 t/cm	17 t Arrêt essai
	7 t/cm	17 t Arrêt essai			2,5 t/cm	14 t Vérin s'enfonce
					4 t/cm	15 t Boulon glisse
					12 t/cm	16 t Vérin s'enfonce
	Pente moyenne = 7,05 t/cm				Pente moyenne = 7,50 t/cm	
	Ecart type = 4,97 t/cm				Ecart type = 3,76 t/cm	

TABLEAU 2
Résultats des essais de traction sur des boulons scellés à la résine.

4. OBSERVATIONS SUR L'ETAT DES VOIES ET GALERIES

Ces ouvrages restés ouverts depuis leur creusement ont fait depuis lors l'objet d'une surveillance continue accompagnée parfois de travaux d'entretien. De plus, une inspection plus systématique et complète de leur état a été entreprise lors des dernières mesures effectuées (essais au vérin, mesures d'expansion). On a pu ainsi restituer l'histoire de la voie et caractériser son état actuel :

Folschwiller voie de base de Maurice 18.1 à 870

L'état général de la voie est très bon malgré un fluage des parements notable. De plus, un rabassenage de 1 m a été effectué de façon à garder une hauteur utile suffisante à la voie. Un soutènement médian systématique (bille refendue sur étau de bois médian) a été installé après creusement.

Carrures

Creusées en grandes dimensions (6 m de large et 7 m de hauteur) et équipées de boulons longs (3 m) en couronne, elles ont été renforcées par pose de boulons supplémentaires et confection d'un pilier bétonné à l'intersection de deux galeries, avant le passage de tailles susjacentes. Leur aspect est resté très bon malgré les sollicitations dues à ces passages d'exploitations voisines.

Voie de base Maurice 22

Cette voie ouverte depuis quatre ans est dans un excellent état. Le soufflage du mur a cependant rendu

nécessaire un rabassenage de 1 m et quelques étais médians ont été posés de place en place.

Marienu Voie de base G₂ A

Cette voie creusée en 1970 a subi un passage de taille en 1971. A ce moment, elle a été renforcée par des cadres de bois complets avec un étau médian. L'état du toit est excellent. Malgré la présence d'eau le soufflage n'était pas général dans cette voie où le rabassenage n'a pas été systématique.

Montage de déblocage G₂ B

C'est la seule des voies étudiées qui ait dû recevoir un renforcement systématique plus de deux ans après son creusement. Le soutènement est constitué d'étais médians sur bille refendue tous les mètres. Malgré des expansions non négligeables en certains points, le toit reste bon mais le mur souffle beaucoup.

De l'ensemble de ces observations sur l'état des chantiers après plusieurs années, il ressort que dans tous les cas et moyennant par endroits quelques travaux d'entretien ou de légers renforcements, le boulonnage à la résine a permis de conserver les ouvrages ouverts et en état d'assurer leurs fonctions. La longue expérience que peuvent avoir les mineurs des soutènements classiques par cintres métalliques incite à penser que dans les mêmes conditions, les cintres n'auraient pas permis de conserver ces ouvrages dans un état comparable et en particulier qu'une voie comme G₂ B se serait certainement refermée sous l'effet du délitage progressif des terrains.

CONCLUSIONS

L'ensemble de ces résultats de mesures et observations permet dans le cadre de la méthode mise en œuvre de conclure à l'efficacité à terme du boulonnage à la résine. Dans des ouvrages miniers creusés depuis trois à six ans, on a pu en effet montrer :

- que des terrains « boulonnés à la résine » où les déformations sont faibles dès le creusement conservent par la suite un excellent comportement ;
- que des terrains boulonnés à la résine et qui ont subi un important remaniement dû au passage d'une

Le jeudi 14 octobre 1976, le Comité de Géologie de l'Ingénieur consacrait sa réunion au thème suivant :

« Méthode de détection, mesures et alerte des mouvements du sol et du sous-sol ».

L'organisation et le déroulement de la séance étaient placés sous la responsabilité de MM. Jean GOGUEL et J. BERNÈDE.

Cinq exposés se sont succédés, dont les trois premiers sont reproduits ci-après. Les deux suivants, à savoir :

- Contrôle des mouvements lents des gros ouvrages et de leurs fondations, par G. DOUILLET.
- Méthodes d'auscultations des mouvements du sol et du sous-sol et leur interprétation, par C. LOUIS et J. VIDAL,

seront inclus dans la revue n° 2.

méthode de détection mesure et alerte des mouvements du sol et du sous-sol

AVANT-PROPOS

L'apparition d'une menace d'éboulement ou de glissement, exigeant une surveillance susceptible de provoquer l'ordre d'évacuation des logements menacés, est toujours trop rapide pour permettre des consultations et le choix raisonné d'appareils d'auscultation, si bien qu'on en revient le plus souvent au vieux procédé rustique qui a fait ses preuves : scellement de barres de fer et mesures au pied à coulisse de l'intervalle qui les sépare, si possible suivant plusieurs directions (connu dans le « vinchon », à la mode pour l'auscultation des barrages).

L'objet de la réunion du Comité de Géologie de l'Ingénieur au cours de laquelle ont été présentées les notes qui suivent, était de faire, à tête reposée cet inventaire de l'instrumentation disponible, de provoquer les réflexions qui permettront au responsable, en cas d'urgence, de savoir sur quoi il peut compter.

L'alerte n'est d'ailleurs pas le seul bénéfice à attendre des mesures, et celles-ci nous éclairent sur les mécanismes mis en jeu. C'est évident pour l'auscultation au voisinage des travaux, principalement des tunnels, qui est très en avance sur la surveillance des glissements et éboulements spontanés, parce qu'elle peut être planifiée et que les avantages qu'elle apporte, se traduisant en économies sur les chantiers, permettent son financement. Pour une menace d'éboulement de blocs rocheux, l'importance du cycle annuel mis en évidence par les mesures, si rustiques qu'elles soient, attire l'attention sur le rôle des dilatations thermiques qui, par suite des conditions du frottement, entraînent des déplacements non réversibles.

On ne saurait trop le souligner : l'interprétation des mesures qui précèdent une rupture et peuvent justifier une alerte et une évacuation, n'est possible que par comparaison avec les mesures antérieures. Il faut donc commencer les mesures aussi tôt que possible, et avec des appareillages dont la pérennité soit assurée. Nous ne devons pas hésiter à préconiser — dans un siècle qui comprend mal ce langage — des mesures séculaires, avec une périodicité de mesure peut être annuelle, mais susceptible d'être resserrée, voire de passer à un enregistrement continu, à distance, susceptible d'être complété pour donner une alerte (mais il faudra toujours une intervention humaine, comportant un jugement sur le bon fonctionnement des appareils, pour passer à l'alarme, avec les ordres d'évacuation qu'elle implique). On verra ci-après que cela est dès maintenant possible, mais le choix des dispositifs de mesure devra tenir compte de ces différences dans les échelles de temps, avec leurs exigences contradictoires, sur la pérennité du repère d'un côté, la facilité et la rapidité d'une mesure répétée fréquemment, voire continue, de l'autre.

Nous ne sommes appelés, aujourd'hui, que lorsqu'une menace d'éboulement est devenue évidente, ou qu'elle a commencé à se réaliser. Mais l'opinion publique est de plus en plus sensible au risque sismique qui, dans les Alpes, réside autant dans les éboulements qui pourraient résulter du séisme, que dans l'ébranlement direct des bâtiments. Nous aurons donc, de plus en plus, à évaluer la stabilité potentielle de masses rocheuses, et nous n'aurons guère d'autre ressource, pour cela, que de mesurer très finement leur déformation au cours du cycle annuel. Le développement des appareils d'auscultation permettra certainement d'y arriver.

Jean GOGUEL

Vice-Président du BRGM.

**APPAREILS DE CONCEPTION RECENTE
UTILISES ACTUELLEMENT AU CONTROLE
DES MOUVEMENTS DE TERRAINS
TELEMESURE ASSOCIEE**

Les contrôles de mouvements de terrains doivent, en fonction des grands dangers qu'ils peuvent présenter, être suivis et contrôlés autant que possible par des mesures dont le délai de réponse sera d'autant plus court qu'elles seront précises. Il y a donc compromis entre coût et grande précision.

Il a paru intéressant de faire connaître aux experts les possibilités offertes par des appareils existants mis au point pour, précisément, contrôler les perturbations apportées aux terrains par des excavations qui sont de plus en plus fréquemment volumineuses et rapides.

Cet exposé a pour but d'en présenter les principaux, de juger éventuellement de leurs capacités à être utilisés tels quels, ou après adaptation, aux contrôles de phénomènes naturels ; autre avantage précieux de cette présentation : permettre un choix rapide d'une instrumentation adéquate, étant donné l'urgence qui caractérise généralement l'intervention de l'expert et, in fine, le court délai pour déposer ses conclusions.

Enregistrement, télémesure et alarme peuvent compléter très efficacement les dispositifs précédents, mais ils se révèlent généralement coûteux.

**NEW INSTRUMENTS IN CURRENT
USE FOR MONITORING GROUND MOVEMENTS
TELEMETERING EQUIPMENT**

Ground movements can be the warning signs of potentially highly dangerous events. They must be continuously followed by measurements which can be more quickly interpreted if they are precise. The engineer must strike a compromise between precision and cost.

A review of the apparatus now available to monitor disturbances caused by increasingly large underground openings excavated more and more rapidly, seems opportune at this time.

The main types are described and their utility (sometimes after modification) is assessed. This will incidentally enable the engineer to make a rapid choice of the most suitable type, as is usually necessary in view of the urgency with which he is often called in to report.

Telemetering automatic data recording and alarms can beneficially be associated with the measuring instruments, but such systems are generally costly.

A. Appareils de conception récente utilisés actuellement au contrôle des mouvements de terrains. - Télémessure associée

par J. BERNÈDE

1. INTRODUCTION

C'est dans le cadre ZERMOS (*) et sous le thème : « Méthodes de détection, mesure et alerte des mouvements du sol et du sous-sol » que se place l'exposé qui suit. Il va traiter plus spécialement des appareils utilisés à l'heure actuelle pour les contrôles des mouvements de terrains à l'occasion des chantiers.

La nécessité de tels contrôles s'impose davantage au fur et à mesure que croissent les dimensions des ouvrages ainsi que les vitesses de travail et, partant, l'importance des perturbations qu'ils entraînent.

Le but de cet exposé est donc de présenter ces appareils et de voir dans quelle mesure ils sont susceptibles d'être utilisés, tels quels ou après adaptation, aux contrôles qui font aujourd'hui l'objet de nos préoccupations et que nous appellerons, pour simplifier, « contrôles ZERMOS ».

Ayant eu l'occasion d'assister, il y a quelques mois, à un exposé sur les accidents naturels de terrains, les moyens de les détecter et d'en contrôler les effets, nous avons cru percevoir une certaine désaffection pour les mesures précises.

Certes, l'expert chargé de l'étude du phénomène naturel est presque toujours obligé de prendre celui-ci de vitesse et procéder à un choix rapide des moyens de contrôle qui, de plus, sont généralement à repenser dans chaque cas. Il doit en outre respecter les critères économiques contraignants imposés, dans la plupart des cas, par les collectivités locales qui constituent la majorité des demandeurs.

La solution optimale serait donc de pouvoir disposer de méthodes à la fois précises, susceptibles d'installations simples et rapides, présentant des qualités de rusticité et de pérennité, et qui seraient de surcroît économiques (*).

Les appareils que nous allons présenter ont tous été étudiés en cherchant à leur conférer les qualités précédemment citées.

Ainsi pourrait-on, à partir de ceux-ci, envisager de recourir plus souvent à la mesure plutôt qu'à la pose de simples repères ou de témoins, lesquels sont imprécis et répondent en tout ou rien. La mesure précise permet en effet de gagner beaucoup de temps en réduisant la durée de réponse proportionnellement à cette précision.

Bien sûr, l'enregistrement est encore préférable, mais le critère de l'économie doit être revu en fonction de l'importance du danger ; et on retrouve encore, exagérés, les mêmes problèmes d'investissements coûteux en passant aux dispositifs de télémessure et d'alarme, indispensables toutefois dans le cadre de la Protection Civile, face à des dangers importants.

Nous allons donc décrire des appareils utilisés actuellement pour le contrôle des perturbations dans les terrains en place et terminerons par quelques brèves indications sur des dispositifs précisément conçus pour être directement utilisés à des contrôles du type ZERMOS.

2. DISPOSITIFS UTILISÉS ACTUELLEMENT AU CONTRÔLE DES PERTURBATIONS GEOTECHNIQUES DANS LES TERRAINS EN PLACE

Nous nous en tiendrons à l'examen de ceux qui sont plutôt destinés au contrôle des perturbations engendrées par des terrassements importants et plus particulièrement au contrôle des perturbations consécutives au creusement des excavations souterraines.

2.1 Qualités requises pour les appareils

Certains seront mieux adaptés au contrôle en phase de creusement, d'autres à celui du tunnel en service, mais on a recherché à ce que chacun présente au maximum chacune des qualités suivantes : rusticité, simplicité de conception, grande précision, installation aisée et rapide, coût modéré enfin.

a) **Rusticité** : elle est rendue absolument nécessaire par les conditions à la fois difficiles et extrêmement polluantes, sinon agressives, qui résultent le plus souvent de l'activité, simultanée à la pose des appareils, des Entreprises sur le chantier.

b) **Pérennité** : elle va de pair avec la qualité précédente, compte tenu du caractère plus ou moins agressif des sols et des eaux souterraines. En général, on l'améliore déjà beaucoup en assurant au dispositif une protection mécanique parfaite et, autant que possible, une bonne étanchéité.

c) **Simplicité de conception** : la mesure directe a été recherchée, ou du moins l'emploi d'un capteur de

(*) Zones Exposées aux Risques naturels liés aux MOuvements du Sol et du sous-sol.

(*) «Field measurements in tunnels», P. Londe, Zürich (1977).

type simple et dont les données soient aisément traductibles, ce qui permet à un personnel local, non spécialisé, de procéder aux lectures.

- d) **Grande précision** : la simplicité n'exclut pas la précision. Presque toujours elle résulte de l'emploi de dispositifs sans frottement et exempts d'inertie.
- e) **Rapidité et aisance de pose** : ces qualités sont indispensables pour réduire au maximum la gêne susceptible d'être apportée à la bonne marche des travaux de chantier. On y arrive par une préparation très poussée en atelier.
- f) **Coût modéré** : cette modération découle de l'effort apporté à la simplification du matériel ; elle résulte surtout de la rapidité de mise en place par suite d'une réduction importante des prestations de personnel.

2.2. Présentation des appareils les plus couramment employés

Il s'agit uniquement de dispositifs qui ont déjà fait leurs preuves.

Bien évidemment, tous ont pour point commun de mesurer des déformations avec, éventuellement, une traduction en efforts à l'aide de jauges comme ce sera le cas, par exemple, pour le boulon d'ancrage extensométrique.

On notera que les mesures de pression hydraulique y ont une place car, dans nombre de cas, le régime des eaux souterraines constitue un important facteur d'instabilité, sinon la cause majeure des désordres.

Les appareils actuellement disponibles sont nombreux mais notre présentation se réduira aux principaux types, à ceux qui sont les plus courants. Ils sont regroupés dans le tableau ci-après qui donne des idées générales sur leur vocation, leurs performances et signale quelques particularités concernant la mise en place.

Nous nous limiterons donc, dans la suite de cet exposé, à compléter pour chacun les indications contenues dans le tableau par quelques détails descriptifs,

des exemples caractéristiques d'utilisation, et des enseignements qu'on a pu retirer de tels exemples. On s'efforcera de conserver l'optique d'une conversion de ces outils aux contrôles du type ZERMOS, en formulant un avis sur les possibilités d'adaptation de chacun d'eux.

2.2.1. Distomatic

Il s'agit d'un extensomètre dont la base peut dépasser 50 m.

Il est constitué d'un dynamomètre de grande précision ($< 0.05 \text{ N}$) qui tend sous 150 N un fil en invar géodésique stabilisé mécaniquement. Les fixations aux plots, qui sont scellés très soigneusement dans les parois, sont étudiées en vue de mesures fidèles, précises et à la fois simples et rapides. La précision, variable avec la longueur de la base et les conditions de mesure, est comprise entre 20 et 100 microns.

Le champ d'application est vaste mais sa destination première consiste à suivre la convergence des cavités souterraines. Etant amovible, cet appareil est particulièrement adapté au contrôle des tunnels en service. Nous tenons à signaler que les figures relatives à cet appareil sont communiquées ici avec l'aimable autorisation de la SNCF.

Les figures 1, 2 et 3 présentent l'appareil en cours de mesures dans un tunnel de chemin de fer en service. La figure 4 montre la différence entre le rapprochement des piédroits dans une section de référence, *a priori* saine, et celui qui fut suivi dans une section à contrôler.

La figure 5 prouve l'intérêt de mesures fines qui ont permis, dans ce même tunnel, de préciser en quelques semaines une dérive dont l'estimation par des moyens courants plus rustiques et manquant de précision, avait nécessité de très nombreuses années.

2.2.2. Distofo

Un tube continu est enfilé dans un forage droit, suffisamment léger pour qu'on puisse atteindre des longueurs de 20 m, et même 40 m en forage descendant.



Fig. 1. — Appareillage Distomatic.

PRINCIPAUX APPAREILS EXISTANTS — PERFORMANCES

DENOMINATION	DESTINATION PRIVILEGIEE	DIMENSIONS DES BASES	INCERTITUDE (ordre grandeur)	CONDITIONS D'INSTALLATION	PARTICULARITES
DISTOMATIC	- convergence relative - contrôle des tunnels en service	- maxi. actuel 24 m (possible 50 m)	- 20 à 100 μ (selon base)	- pose simple et rapide - plots scellés par paires (opposés)	- lecteur mobile à dynamomètre de haute précision + fil invar géodésique
DISTOFOR	- convergence absolue - contrôle des cavités : • en creusement • en service	- ancrages répartis - long. max. actu. 20 m (possible 40 à 50 m)	- 20 μ	- forage percussion suffit - pose rapide - encombrement final nul	- convient si accès impossible - isolement et protection parfaits - centralisation facile des lectures
BOULON EXTENSOMETRIQUE	- décompression d'une paroi	- long. maxi. actuelle ~ 5 m	- 5 % (sur les efforts)	- aisées $40 < \varnothing < 60$ mm	- jauges collées dans l'âme creuse
TELENIVEAU	- affaissement des ciels de souterrains - tassement des fondations	- maxi. actuel entre 2 points 200 m	- 100 μ	- délicates	- ϵ vertical seulement - alarme presque toujours associée - mécaniquement vulnérable
SONDE SONORE	- tassements des terrains	- peut atteindre 100 m	- 1 mm	- forages vertical équipé d'anneaux couplés	- nombre d'anneaux non limité
DETECTOFOR	- piézométrie installée	- prof. maxi. actu. 30 m	- résolution du capteur ~ 10 g	- forage ascendant long exclu - $\varnothing$ 75 mm	- télémessure souvent associée

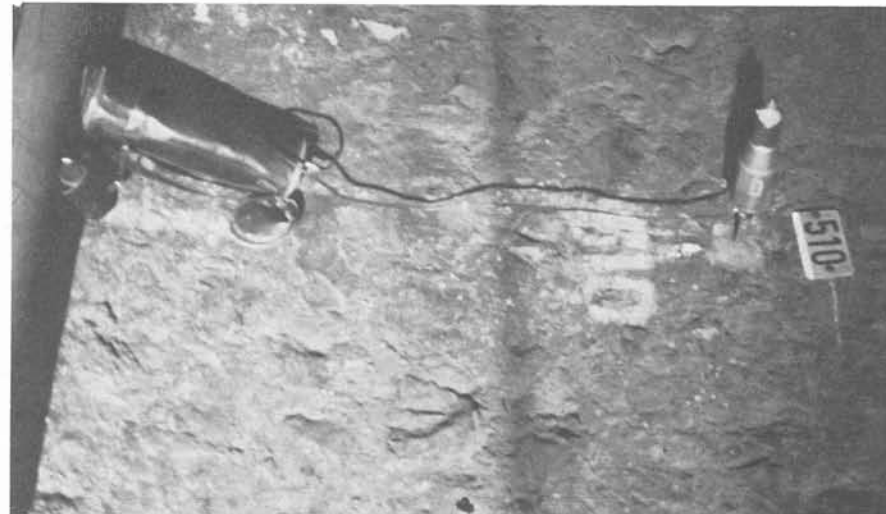


Fig. 2. — Distomatic en position de mesure.

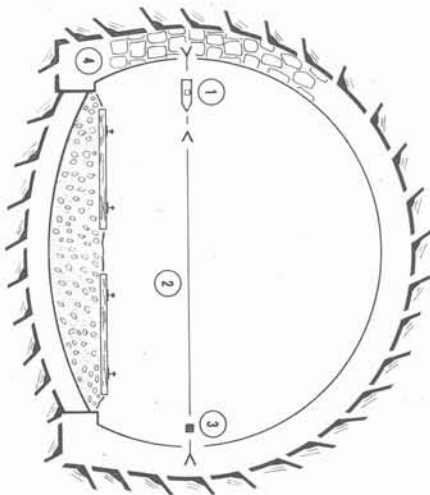


Fig. 3.

1. Appareil de lecture mobile.
2. Fil invar géodésique mobile (base : 9 m environ).
3. Plot scellé.
4. Maçonnerie.

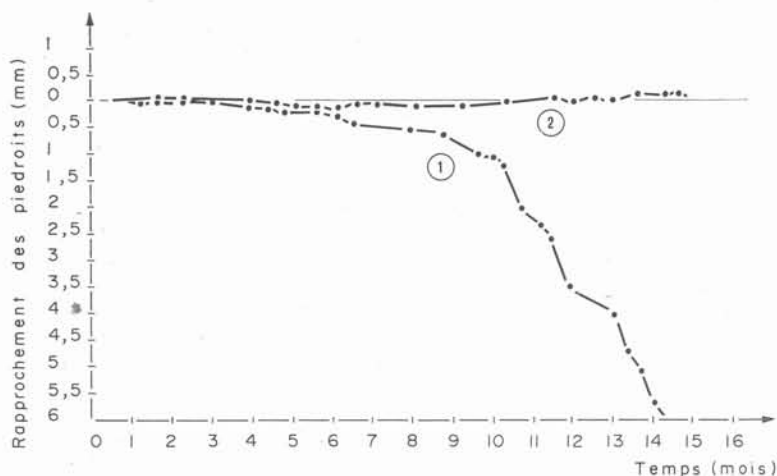
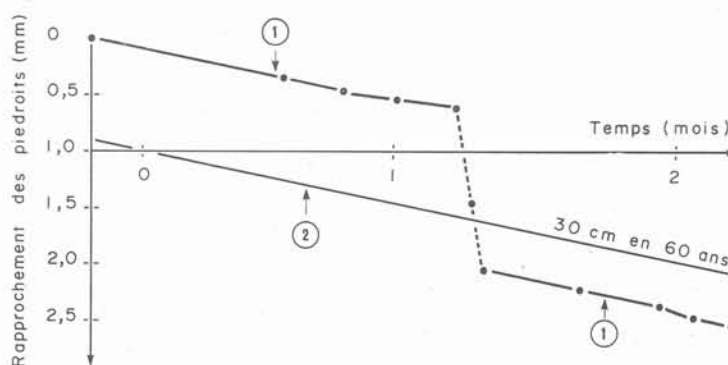


Fig. 4.

1. Déformation de la section à contrôler.
2. Mesures comparées en section stable.

Fig. 5.

1. Contrôle à court terme au Distomatic ($\pm 0,01$ mm).
2. Dérive obtenue par topométrie à très long terme (± 10 mm).



Il est équipé de capteurs à induction, répartis au préalable, et tels qu'un ancrage lie une partie de chacun d'eux au terrain, donnant ainsi le déplacement relatif de chaque point.

En général, le tube est scellé au massif rocheux à l'orifice du forage. Les lectures sont aisées et à la portée d'un personnel non spécialisé.

Equipant une série de forages radiaux, cet appareil est principalement utilisé au contrôle de la convergence absolue des cavités. La précision est excellente (de l'ordre du $1/100$ de mm) et conservée du fait d'une protection parfaite. Toutes ces raisons en font un appareil tout à fait adapté aussi au contrôle des ouvrages en service.

Les photos 6, 7, 8 et 9 en illustrent l'installation et le fonctionnement.

Une mention particulière doit être faite de la photo 8 qui se rapporte à l'équipement de forages pénétrant de 16 m dans une falaise rocheuse qu'il s'agit de contrôler à la demande des Services de l'Équipement de Saverne.

La figure 10 schématise une installation de contrôle d'une section de tunnel routier en construction, et la figure 11 les déformations ou déplacements enregistrés à cette occasion; il s'agit de terrains peu profonds, excavés par des moyens traditionnels. Par contre, les figures 12 et 13 sont relatives à une conduite forcée en versant et sous un très fort recouvrement. Il y a lieu de préciser que, dans le cas présent, les appareils ont été installés dans des sondages de 6 m forés en auréole dans le plan même du front d'attaque, et que tout a été mis en place avant un tir de 250 kg d'explosif. Les mesures réalisées ainsi ont donné de précieux renseignements à l'instant du tir, immédiatement après,

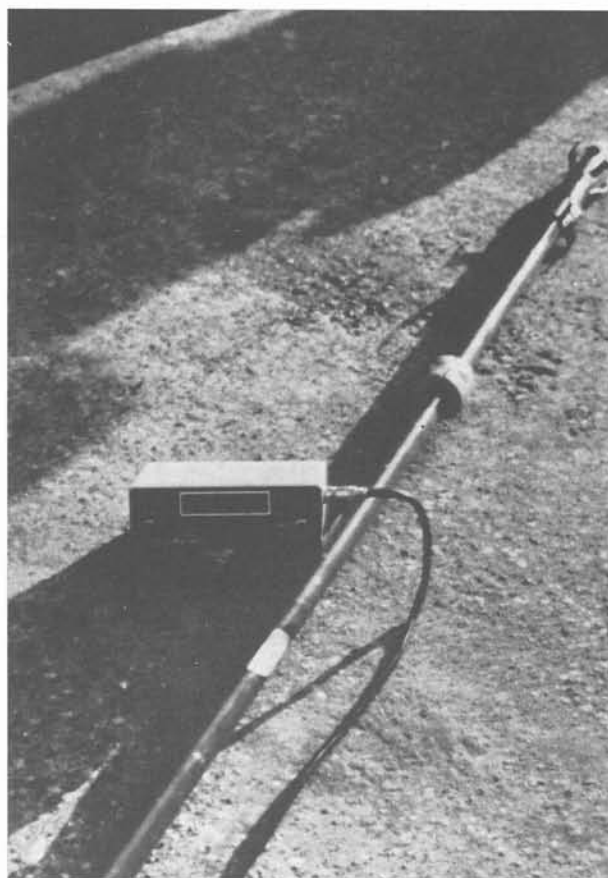


Fig. 6. — Disto-for - Tige, un ancrage, tête et lecteur.

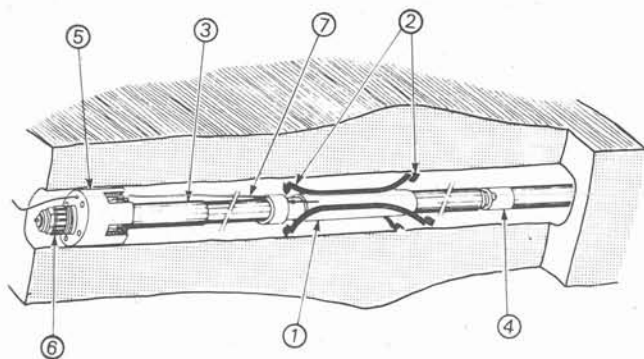


Fig. 7.

1. Bague de couplage du capteur inductif.
2. Ressorts d'ancrage.
3. Corps de la tige.
4. Raccord étanche.
5. Tête à encastrer.
6. Connection étanche ou sortie par presse-étoupe.
7. Fil de dégoupillage.

Fig. 8. — Distofor - Enfilage dans un forage horizontal.

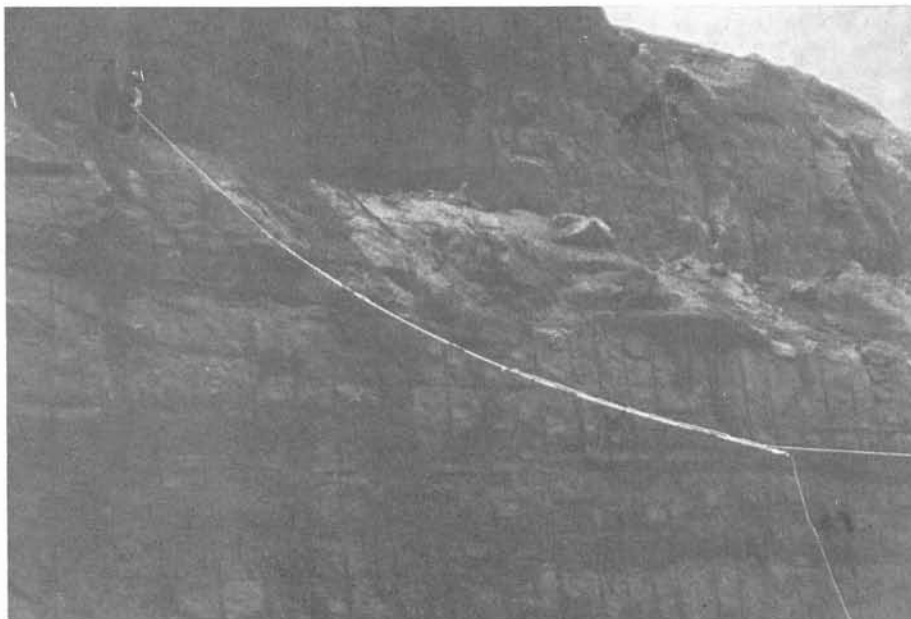


Fig. 9. — Distofor - Lecture accessible.

puis au cours de l'éloignement du front. Elle se poursuit encore, et se poursuivront aussi longtemps qu'on le désirera, fournissant alors des indications sur l'adaptation du massif autour de l'excavation (*).

Précisons que les forages à équiper peuvent être exécutés en percussion ce qui est très favorable à l'économie.

Signalons pour terminer cette présentation, que de nombreux appareils équipent actuellement des talus rocheux ou des terrains autour de tunnels, dont un tunnel lyonnais avec un forage de 20 m, et, à titre documentaire, qu'il est question de suivre les déformations au cœur de barrages en béton présentant des cas caractérisés de gonflement.

(*) «Convergence measurements in a deep tunnel» par MM. Comès et Debreuille, Symposium de mécanique, Zürich (1977).

Fig. 10.

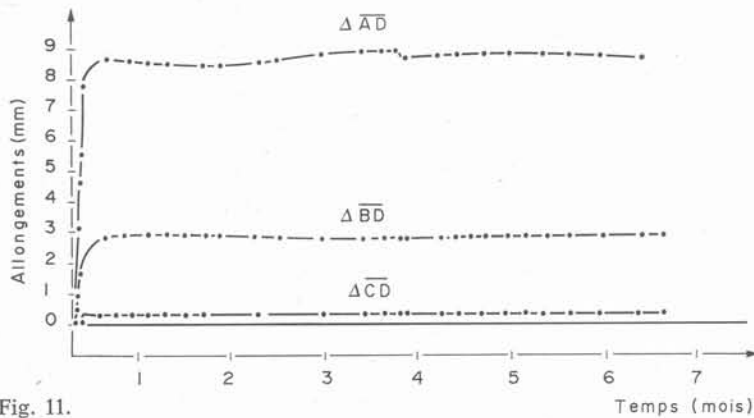
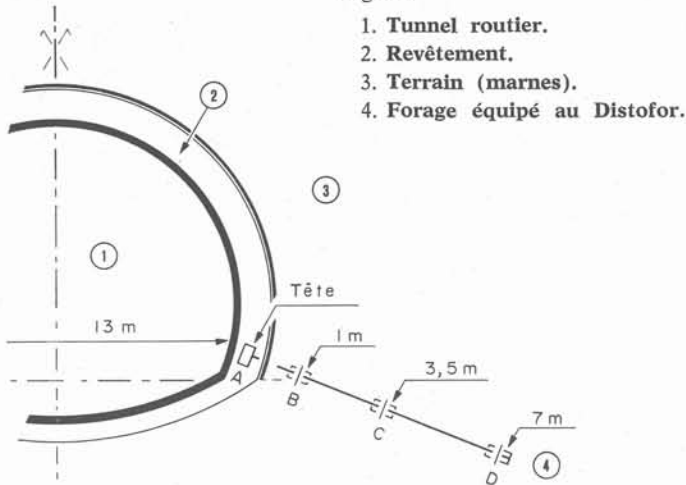


Fig. 11.

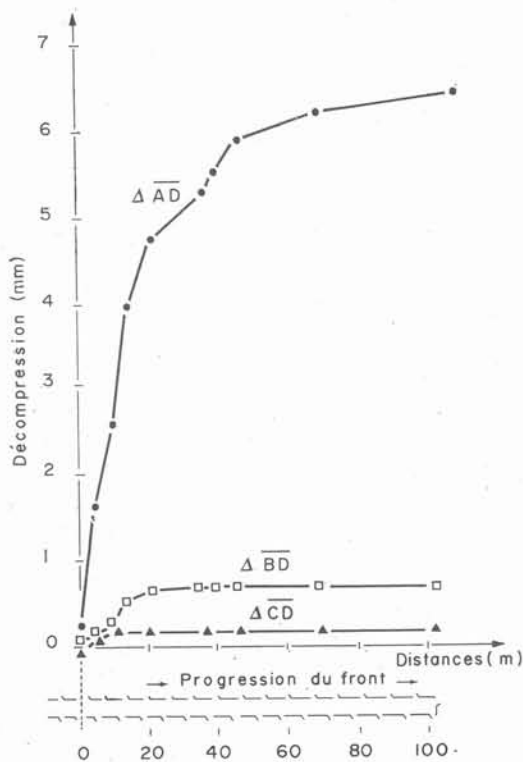


Fig. 13.

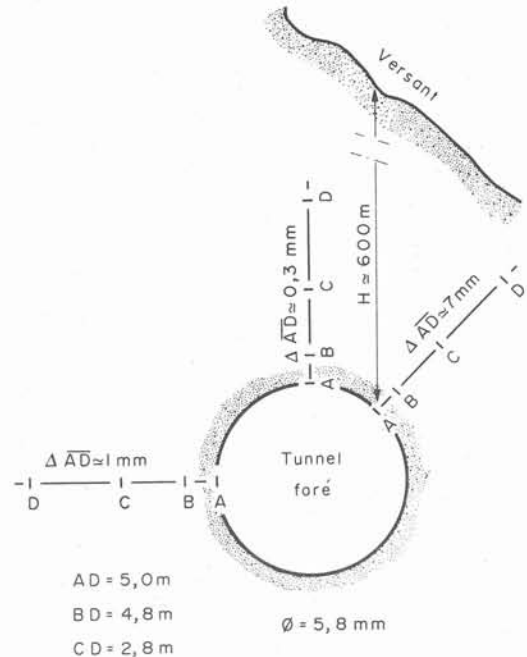


Fig. 12.

2.23. Boulon extensométrique

Des capteurs à self avec vis de réglage sont répartis dans l'âme creuse du boulon. Celui-ci est en acier et son inertie équivalente à celle d'un boulon de type courant, tout en lui conservant un diamètre convenable, puisque celui du diamètre du forage à équiper reste inférieur à 60 mm. Le boulon y est scellé au ciment sur toute sa longueur (**).

La figure 14 schématise la disposition de deux boulons expérimentaux installés dans la même section d'un tunnel routier en construction; figure 15, apparaissent les indications fournies par les capteurs sur l'accroissement des efforts dans le temps et leur répartition le long de l'appareil.

La longueur possible n'est évidemment pas limitée aux 5 m de l'exemple choisi. En outre, et comme le Distofor, il présente l'avantage de situer un plan éventuel de rupture, ou une zone de faiblesse, ainsi qu'on peut s'en rendre compte en examinant la figure 15.

2.24. Téléniveau

Il s'agit de simples vases communicants munis chacun d'un flotteur dans lequel on incorpore un capteur précis (définition de l'ordre de 0.1 mm). Le temps de réponse est logiquement fonction de la dis-

(**) «Three new instruments for measurements in tunnels», par J. Bellier, P. Debreuille, Symposium de mécanique des roches, Zürich (1977).

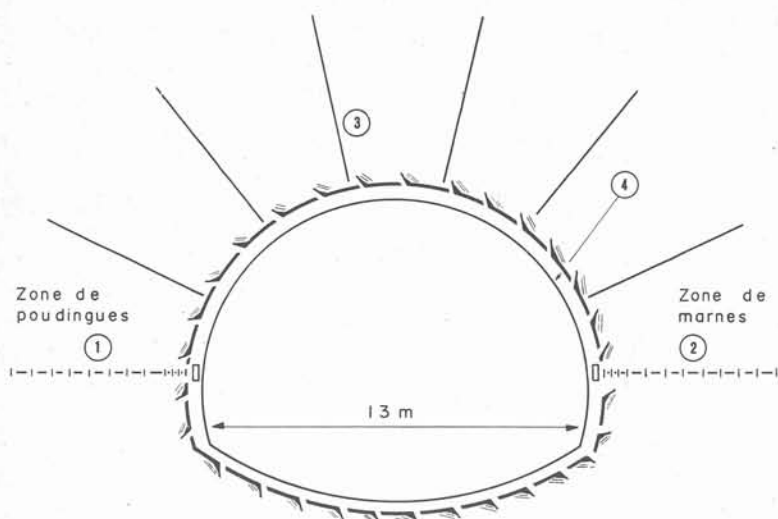


Fig. 14.

1. Boulon extensométrique A } Long. 5 m (8 capteurs)
2. Boulon extensométrique B } espacés de 0,2 à 0,5 m
3. Boulons d'ancrage courants.
4. Revêtement béton projeté.

tance entre vases, étant entendu que le diamètre du tube de liaison est toujours petit (de l'ordre de 5 mm).

Le dispositif (fig. 16) peut comporter plusieurs relais; ainsi fonctionne une installation en galerie minière sur plus de 400 m, en deux fois 200 m.

La précision de la mesure de la composante verticale du déplacement est en général largement suffisante pour le contrôle en génie civil. Elle n'est plus toutefois surabondante si le dispositif est associé à une alarme et conditionne donc la sécurité des personnes. C'est le cas, par exemple, d'une installation dont on vient d'équiper, à la demande du Service des Mines et de la Municipalité de Caen, les fondations de bâtiments partiellement sus-jacents à d'anciennes carrières abandonnées.

2.25. Sonde sonore

Des anneaux métalliques sont répartis le long d'un forage vertical qu'on balaie ensuite avec une sonde

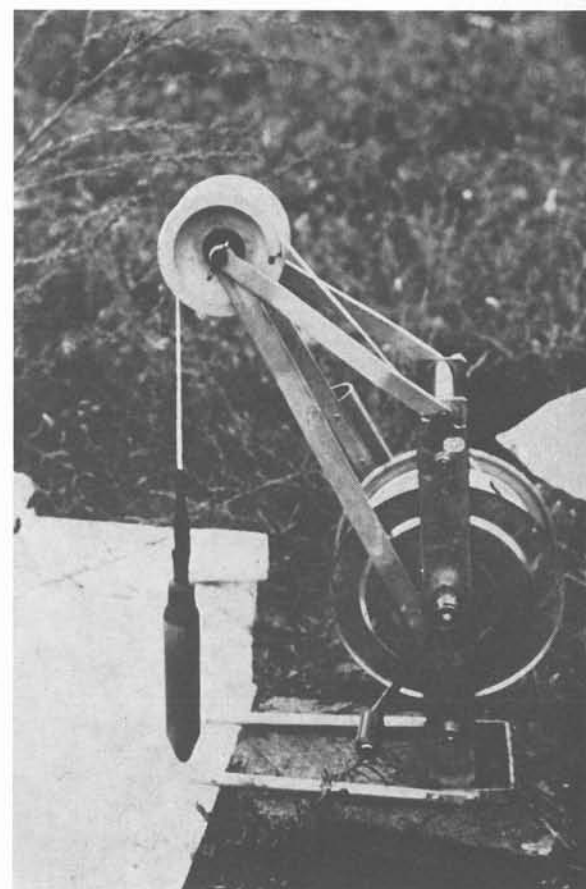
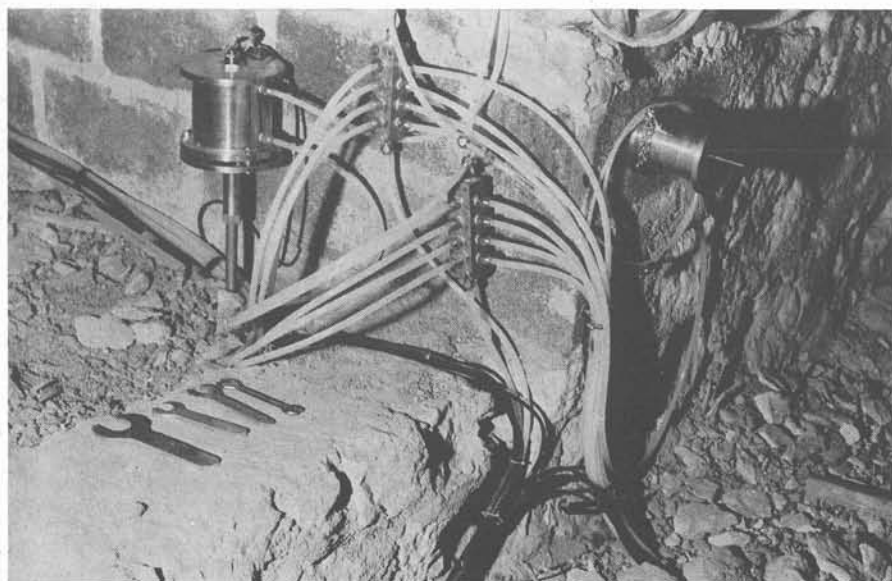


Fig. 17. — Sonde de profondeur (ou inclinométrique).

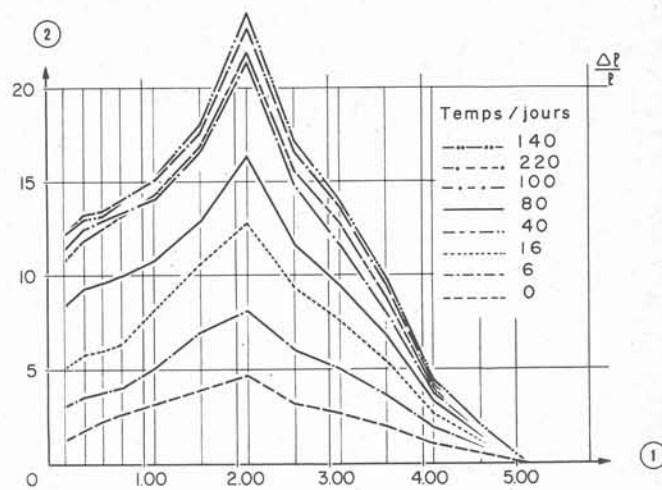


Fig. 15.

1. Distance du capteur à la paroi (m).
2. Effort localisé (10^4 N).

Fig. 16. — Téléniveau.



Fig. 18. — Piézofofor. Introduction de la paroi souple et étanche.

dont un élément assure le couplage électrique. Le tassement est observé avec une précision qui, en fonction des qualités du câble sustentateur, est de l'ordre du millimètre.

La photo 17 montre la sonde suspendue au câble gradué au-dessus de l'orifice du forage à ausculter.

Les difficultés d'utilisation du dispositif aux contrôles ZERMOS sont évidentes si on a affaire à des mouvements plus complexes que de simples tassements et qui déforment le sondage, alors inutilisable.

2.26. Détectofofor

C'est une simplification d'un dispositif plus élaboré, le Piézofofor, capable de mesures piézométriques successives en tous points d'un même sondage. Ces mesures

se font, particularité précieuse, sans perturbation locale du régime des eaux souterraines.

Le Détectofofor prétend seulement mettre en évidence un accroissement anormal de la pression hydraulique dans une zone délimitée d'un massif rocheux.

L'appareillage comprend principalement une gaine étanche et gonflée à l'eau juste suffisamment pour qu'elle applique partout à la paroi. La pression y est contrôlée par un manomètre en tête de forage. Simultanément, un capteur sensible à une variation de pression de 1 KPa (10 g/cm² environ) peut transmettre ses indications par télémesure. Ainsi se trouve assurée, depuis déjà plusieurs années, la surveillance d'une rive rocheuse à proximité d'un barrage.

La photo 18 illustre l'introduction de la membrane étanche dont on équipe préalablement le forage.

3. TELEMESURE ET ALARME

Tout est permis en ce qui concerne l'association de systèmes de télémesure ou d'alarme à un dispositif quel qu'ils soit et nous avons signalé le fait au sujet du téléniveau complété par une alarme.

Tous ces systèmes sont en général vulnérables mais surtout fort coûteux. Aussi ne sauraient-ils être adoptés que pour la surveillance de mouvements importants par les dangers qu'ils présentent. Leur description sortirait du cadre de cette étude, seule la partie « mesure » devant faire l'objet des réflexions du géotechnicien. Certes, l'économie pouvant résulter d'une conception astucieuse de cette partie « mesure » peut être considérée comme négligeable par rapport au coût des installations annexes de télémesure ou d'alarme. Toutefois, il faut différencier la détection du contrôle. Dans le premier cas, en effet, le choix dans l'implan-

tation des repères est aléatoire et il en résultera une obligation à les multiplier ; c'est alors que le prix de revient de la partie amont de l'ensemble peut être sensible. Dans cet ordre d'idée, des dispositifs simples ont été élaborés dont nous nous bornerons à donner seulement une liste réduite :

- **tube clinométrique** : contrôle unidirectionnel avec mesure angulaire :
 - a) unique sur console,
 - b) en chapelet dans un forage (Clinofor) ;
- **clinomètre sur console bidirectionnel** ;
- **détecteur basculant à mercure** (système tout ou rien) ;
- **détecteur de proximité** (pas d'inertie, extrême fiabilité et très grande finesse).

4. CONCLUSION

Cette confrontation entre experts-utilisateurs et concepteurs-fabricants devrait s'avérer très efficace. Ayant mis au début de cet exposé l'accent sur la rapidité d'intervention qu'on exige des premiers, il est

extrêmement utile qu'ils connaissent parfaitement les toutes dernières possibilités des appareils. Le choix pourra alors se faire au mieux et très vite, compte tenu à la fois des conditions locales et du coût.

RESUME

La protection des zones exposées à des risques d'éboulements rocheux nécessite la mise en œuvre de moyens complémentaires adaptés à chaque cas particulier.

L'article présente les principales mesures de protection et de surveillance mises en œuvre pour la protection d'un village des Alpes de Savoie à la suite d'un éboulement rocheux d'un millier de mètres cubes provenant d'une falaise instable.

SUMMARY

The protection of zones exposed to rock falls risks requires the carrying out of further means adapted to each particular case.

The paper describes the principal protection and monitoring measurements carried out for the safety of a village located in the «Alps of Savoie», due to rock falls of a thousand cubic metres coming from an unstable cliff.

B. Protection des zones exposées à des éboulements rocheux

Contribution des méthodes de surveillance

par L. ROCHET

1. INTRODUCTION

La protection des zones exposées à des risques d'éboulement rocheux est un problème à la fois fréquent et difficile. Les éboulements peuvent être la conséquence plus ou moins proche ou éloignée de modifications apportées à l'équilibre naturel des masses rocheuses et ce doit être un souci permanent des ingénieurs que d'éviter de perturber dangereusement les équilibres naturels. Mais parallèlement, l'observation montre que ces phénomènes sont inscrits dans la nature des choses et font partie des mécanismes naturels d'évolution des reliefs. Leur manifestation présente un caractère inéluctable sans qu'il soit généralement possible d'en prévoir l'échéance. S'agissant de phénomènes à cinématique rapide les manifestations apparaissent souvent brutales et laissent un délai trop court pour permettre à ce stade la mise en œuvre de mesures de protection.

Dans ces conditions, la protection doit être recherchée dans deux directions :

- la mise en place de dispositifs de protection ou de renforcement préventifs ;
- la recherche et l'exploitation de critères objectifs susceptibles de constituer des signes avertisseurs suffisamment sensibles permettant de mettre en évidence toute aggravation dangereuse de l'instabilité.

Quels que soient les moyens mis en œuvre, l'appréciation des risques dans chaque cas particulier conserve un caractère de subjectivité que l'on ne peut totalement éliminer. De même, la protection ne peut être absolue et les moyens mis en œuvre résultent toujours d'un compromis entre ce qui serait souhaitable et ce qui est possible. Il importe au spécialiste d'apprécier où se situe la limite au-dessous de laquelle la protection devient insuffisante.

2. EXEMPLE DE PROTECTION D'UNE ZONE HABITEE

2.1. Données générales

Un éboulement d'un millier de mètres cubes environ provenant d'un éperon rocheux dominant le village de Saint-Jean (commune de La Perrière, Savoie) situé sur la RN 515 entre Moutiers et Bozel, s'est produit au début de l'hiver 1975. L'éboulement s'est propagé en créant une trouée dans la couverture forestière du versant jusqu'aux abords du village (fig. 1).

Dans cette zone, les terrains schisto-gréseux d'âge houiller déterminent un niveau de falaise irrégulière atteignant une cinquantaine de mètres de hauteur au droit du village, dominant une pente couverte d'éboulis orientée au Nord. L'orientation des principales familles de discontinuités détermine un découpage vertical suivant la direction de la schistosité (sensiblement N.-S.) perpendiculairement à la pente entraînant la formation d'éperons qui évoluent par écroulements successifs. L'éboulement survenu au début de l'hiver 1975, provenait de la face avant d'un éperon bien marqué dans la topographie. La distance entre la zone d'écroulement et les bâtiments les plus proches du village de Saint-Jean est de 350 m environ pour une dénivelée de 250 m. La pente du versant qui est de 35 à 40° environ à la partie supérieure dans les éboulis s'atténue à la partie inférieure. Un chemin forestier s'élève en lacets dans la pente en amont du village.

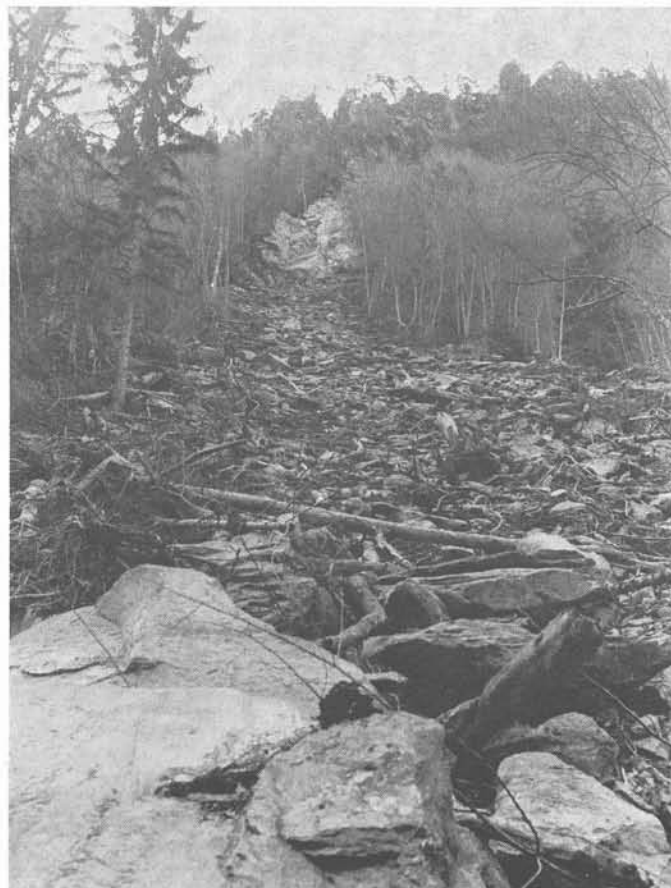


Fig. 1. — Partie supérieure de l'éboulement. La zone d'arrachement est nettement visible sur la partie avant d'un piton rocheux.



Fig. 2. — Vue d'ensemble du corps de l'éboulement et du village situé dans la trajectoire.



Fig. 3. — Chemin forestier recoupant la trajectoire de l'éboulement. Une partie des éboulis (dont de gros blocs) a été arrêtée par la piste.

bâtiments sont particulièrement exposés (mairie, école, église). Les observations effectuées sur le site ont permis de dégager un certain nombre d'éléments importants :

- la présence du chemin forestier qui recoupe à plusieurs reprises la trajectoire de l'éboulement à joué un rôle essentiel dans la limitation de la propagation des matériaux éboulés (fig 3). Bien que la largeur de la piste ait été modeste (généralement inférieure à 3 m), les lacets successifs ont contribué au stockage d'une partie des matériaux éboulés et à l'arrêt de plus gros blocs dont certains atteignaient un volume d'une dizaine de m^3 ;
- la couverture forestière du versant n'assure aucune protection efficace contre les éboulements en masse. L'observation montre que les arbres les plus importants dont le diamètre atteignait 0.50 à 0.60 m ont été sectionnés à des hauteurs variables et parfois à leur base ;
- les zones de stockage doivent présenter un volume ou un nombre suffisants. Leur comblement par les matériaux éboulés leur faisant perdre leur efficacité, des travaux d'entretien sont nécessaires pour maintenir la capacité de stockage ;
- l'observation de l'état de la falaise dans la zone de l'éboulement a montré l'existence de fissures importantes délimitant un compartiment rocheux dont le volume estimé était de plusieurs milliers de mètres cubes, et dont la stabilité paraissait douteuse.

2.2. Mesures de protection

En conséquence, les mesures de protection mises en œuvre ont porté sur deux points :

- Etablissement d'une succession de fossés de protection en mettant à profit les lacets successifs du

Les observations qui ont été effectuées après l'éboulement soulignent l'importance du risque auquel se trouve exposé le village. Le village de Saint-Jean se trouve placé dans la trajectoire directe des éboulements provenant de cette partie de la falaise (fig. 2) et certains

chemin forestier. Les conditions topographiques ne permettaient pas d'établir une fosse de réception de capacité suffisante à la partie supérieure de la pente. La solution adoptée a consisté à améliorer la capacité du stockage du chemin forestier, dont



Fig. 4. — Capteur de déplacement (TedeP) en place sur une fissure ouverte délimitant un compartiment instable de la falaise.

l'efficacité a été démontrée, par la mise en place d'une banquette en remblai du côté aval et un élargissement modéré de la piste côté amont. Des dispositions particulières ont été prises pour assurer une évacuation des eaux de ruissellement.

- Mise sous surveillance de la partie de l'éperon rocheux dont la stabilité paraissait douteuse. Un dispositif de télésurveillance (système TEDEP mis au point par les laboratoires des Ponts et Chaussées) a été mis en place pour détecter les mouvements éventuels du compartiment observé par rapport à la partie arrière de l'éperon. L'ensemble est constitué par deux capteurs de déplacements mis en place à la partie supérieure et à la partie inférieure de la fissure principale qui délimite le compartiment à surveiller (fig. 4). Les indications des capteurs sont transmises à distance jusqu'à un terminal de mesure installé dans le bâtiment de la mairie (fig. 5). Les informations des capteurs sont transmises par câble sur une distance de 600 m environ entre la falaise et le poste de surveillance.

L'installation a été mise en service au printemps 1975 et fonctionne régulièrement depuis cette date. Compte tenu des observations effectuées, la fréquence de mesure adoptée est quotidienne.

Les résultats des mesures effectuées depuis un peu moins de deux ans mettent en évidence l'existence de mouvements sensibles au niveau de la fissure observée (fig. 6).

Les mouvements observés montrent l'existence :

- D'une composante cyclique annuelle dont l'amplitude est de l'ordre de 3 à 4 mm liée aux variations climatiques. Le mouvement se fait dans le sens de la fermeture en été et de l'ouverture en hiver.
- D'une évolution à plus long terme qui se traduit par une ouverture progressive de la fissure. L'ouverture observée est de 1.5 à 2 mm/an.

L'analyse des résultats des mesures effectuées au cours de la période écoulée fournit une indication extrêmement précieuse pour la détermination du comportement des masses rocheuses instables et permet de préciser leur évolution. Sur le plan de la surveillance, ces premières indications permettent d'étalonner

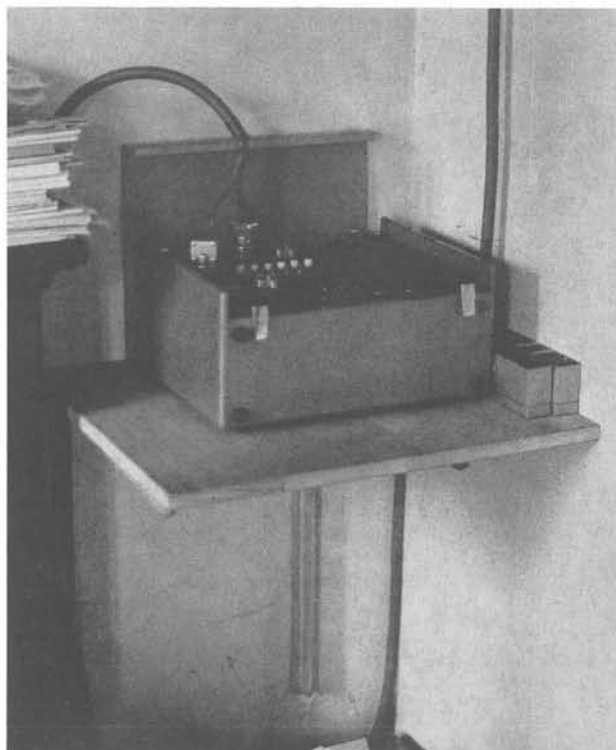


Fig. 5. — Terminal de mesure installé dans un bâtiment du village.

les observations et permettent par voie de conséquence de mettre en évidence toute évolution qui s'écarterait du comportement habituel et qui pourrait traduire une aggravation des conditions de stabilité. Les mesures de surveillance constituent un élément indispensable de la protection et sont poursuivies de manière active.

D'une manière plus générale, l'interprétation des mesures reste toujours un problème délicat. Une période d'initialisation des observations est toujours nécessaire pour permettre une analyse des différents facteurs qui déterminent le comportement des masses observées.

Fig. 6. — Evolution de l'ouverture des fissures principales délimitant un compartiment instable de la falaise.

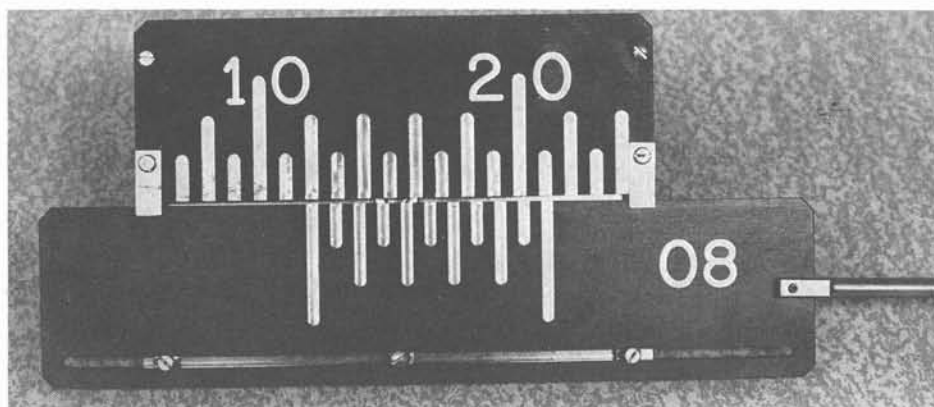
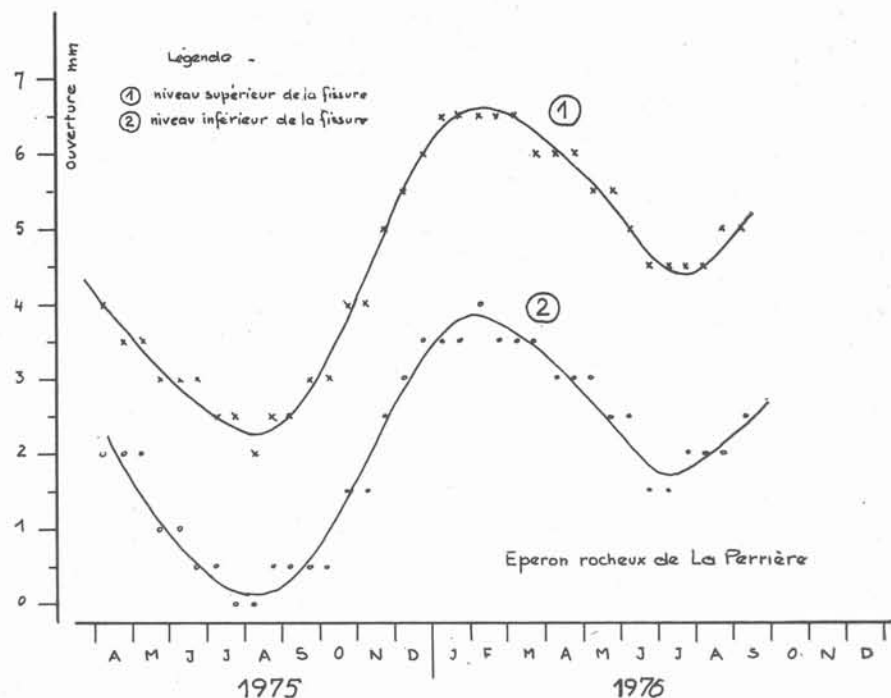


Fig. 7. — Mire à vernier utilisée pour la surveillance optique à distance des fissures.



Fig. 8. — Mire à vernier en place sur une fissure (mesure du mouvement de cisaillement des épontes).

Les observations ne peuvent être interprétées isolément mais en fonction de la connaissance que l'on a du comportement antérieur. Cette connaissance s'améliore au fur et à mesure que s'accumulent les observations. L'interprétation s'appuie essentiellement sur l'analyse de la cinématique des phénomènes (amplitude, vitesse, accélération...).

La multiplication des observations relatives au comportement des masses rocheuses instables est un élément essentiel pour l'amélioration des connaissances et de l'efficacité dans le domaine de la prévention et

de la protection. Les possibilités d'instrumentation sont généralement limitées par des considérations économiques. Divers dispositifs de mesure ont été mis au point pour permettre néanmoins un développement des mesures *in situ*. On peut citer un système de mires à vernier (fig. 7 et 8) mis au point par les laboratoires des Ponts et Chaussées utilisé sur plusieurs sites. Ces appareillages d'une mise en œuvre peu onéreuse permettent la mesure à distance du mouvement des fissures ou du mouvement relatif de compartiments rocheux (lecture jusqu'à 200 m, précision ± 1 mm).

3. CONCLUSIONS

La protection de zones exposées à des éboulements rocheux pose souvent de difficiles problèmes par la difficulté d'une appréciation objective des risques et l'importance des moyens nécessaires. La mise en œuvre de parades efficaces nécessite une analyse des conditions de l'instabilité des masses concernées, une estimation des volumes en cause et une prévision des mécanismes qui paraissent les plus probables.

La surveillance constitue un élément indispensable de la protection. Seules des mesures précises permettent de déterminer les caractéristiques de l'évolution des phénomènes et de les saisir dans leur aspect dynamique. Les mesures de surveillance permettent une analyse du comportement des masses instables et la recherche de signes prémonitoires précoces permettant de définir des critères suffisamment fiables auxquels on puisse associer la mise en œuvre de mesure de sauvegarde. De grands progrès restent encore à faire dans ce domaine.

SURVEILLANCE DES GLISSEMENTS DE TERRAIN

Chaque fois qu'il y a risque de rupture d'un ouvrage ou d'un site naturel, la nécessité de pouvoir décider du moment du déclenchement des opérations de sécurité demande l'installation sur le site de dispositifs de surveillance et d'alerte.

Dans ce cas, on s'attache particulièrement à la mesure des déplacements de la masse de terre ou de roche qui créent le risque.

On indique ici, à côté des procédés classiquement utilisés par les Laboratoires des Ponts et Chaussées (topographie, inclinomètres, tassomètres); des modes d'exploitation et des types de mesure particuliers (inclinomètres, nivelles).

On présente aussi des appareils récents (tassomètres, détecteurs de ruptures, distancemètres) et des dispositifs d'alerte dont l'utilisation semble devoir se développer.

LANDSLIDES SURVEY

Everytime there is a risk of upsetting of the equilibrium of a civil engineering work or of a natural site, the necessity to decide the beginning of the security operations ask for the setting up of devices to observe and to alert.

In this case one sticks particularly to the mesure of the displacements of the soil or rock mass which creates the risk.

One points out here, nearby the classic procedures used by the Laboratoires des Ponts et Chaussées (surveying, inclinometer, settlement devices) methods of working out (inclinometer) and particular types of mesure (levels).

One presents also apparatuses (settlement devices, shear strip locator, distance meters) and alarm devices whose use seems to have to spread out.

C. Surveillance des glissements de terrain

par B. PINCENT

Les méthodes classiques de calcul à la rupture fondées sur les résultats de reconnaissances en place et en laboratoire permettent à l'Ingénieur de déterminer avec une précision généralement suffisante l'état de stabilité d'un ouvrage en terre et de dimensionner le cas échéant les systèmes correctifs nécessaires pour assurer ou accroître cette stabilité.

Il est par contre très démuné face au calcul ou à la précision de la chronologie et de la cinématique des mouvements. Chacun ressent bien la nécessité de pouvoir déterminer, chaque fois qu'il y a risque de rupture d'un ouvrage ou d'un site naturel, une frontière critique dans l'espace des paramètres définissant l'équilibre des masses potentiellement instables. Le franchissement de cette frontière serait considéré comme critère d'alerte et déclencherait les opérations de sécurité prévues en conséquence.

La définition précise d'une telle frontière, seuil d'alerte, est encore du domaine du futur. Cela n'empêche pas de tenter de l'approcher empiriquement en développant des méthodes de surveillance dans le triple but de :

- mettre au point des technologies fiables ;
- acquérir des observations expérimentales pour le

développement des théories de calcul de déformations ;

- assurer la surveillance des sites critiques même si l'on n'est pas en mesure de définir *a priori* la conduite à tenir face au phénomène surveillé.

Parmi les paramètres liés directement au comportement de l'ouvrage, déplacements, pressions interstitielles, contraintes par exemple, seuls les déplacements sont directement mesurables.

Les contraintes ou les pressions sont en effet des grandeurs purement théoriques qui ne peuvent être mesurées que par l'introduction d'un appareil qui peut perturber sensiblement la grandeur qu'il est sensé appréhender.

Enfin, ce sont les déplacements de la masse de terre ou de roche qui créent le risque.

Dans cet esprit, les méthodes de surveillance portent essentiellement sur la mesure des déplacements, en surface et en profondeur.

On indique ici les procédés classiquement utilisés par les laboratoires des Ponts et Chaussées, en développant certains modes d'exploitation rationnels des mesures, notamment pour l'inclinomètre. On mentionne aussi quelques types de mesures plus sophistiquées dont l'utilisation semble devoir se développer à l'avenir.

A. LES DEPLACEMENTS DES TERRAINS INSTABLES

L'évolution des différentes composantes du déplacement de points d'un site instable est très variable dans le temps. On peut cependant remarquer, sans que cela soit une règle absolue, qu'un remblai ou un déblai ou encore une pente naturelle se déforment au cours du temps en suivant trois phases d'évolution (fig. 1) :

- a) une période de déformation lente où la vitesse des déplacements est pratiquement constante ;
- b) une période transitoire où les mouvements s'accroissent ;
- c) la rupture proprement dite où la vitesse du point est grande donnant à la courbe déplacement-temps une allure asymptotique ;
- d) on peut parfois assister à une stabilisation temporaire ou définitive consécutive à un changement dans les causes initiatrices du mouvement, c'est par exemple le cas des pentes naturelles instables dont l'évolution est conditionnée par les cycles météorologiques.

Si l'allure du phénomène est semblable d'un site à l'autre, par contre l'amplitude des déplacements et la durée des différentes périodes peuvent varier dans des proportions considérables ainsi que l'indique le tableau 1 relatif à des ouvrages anciens qui présentent des désordres plus de cinquante ans après leur mise en œuvre.

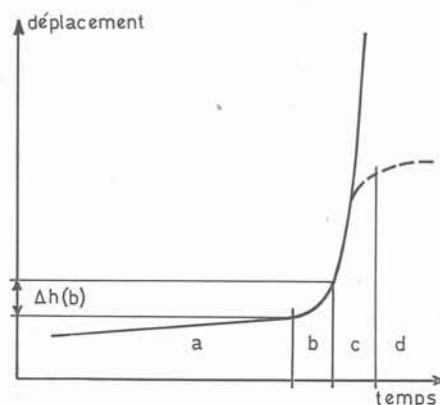


Fig. 1. — Evolution du déplacement d'un point d'un site instable.

La répétition de ces mesures au cours du temps donne l'évolution des déplacements horizontaux dans le sol (fig. 8).

Cependant, si le principe est simple, l'exploitation des mesures est parfois délicate.

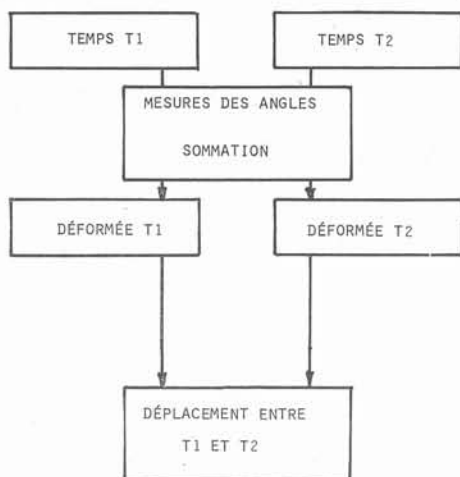


Fig. 8. — Reconstitution de la déformée et des déplacements à partir de la mesure des angles.

Un calcul élémentaire montre que si la mesure des angles α , à l'instant t , est entachée d'une erreur $\varepsilon(t)$, constante au cours de la mesure, le déplacement calculé au point m entre les instants t_1 et t_2 est entaché de l'erreur $m(\varepsilon(t_1) + \varepsilon(t_2))$.

Prenons, par exemple, le cas d'un tube placé parfaitement vertical au temps t_1 et le restant jusqu'au temps t_2 .

Les mesures à t_1 et t_2 donneraient une valeur d'angle située dans une bande d'erreur de largeur $\pm \varepsilon(t)$ tandis que les déformées obtenues après sommation des mesures se trouveront quelque part dans le triangle ABC de base $AB = 2m\varepsilon(t)$, le point C étant supposé fixe (fig. 9).

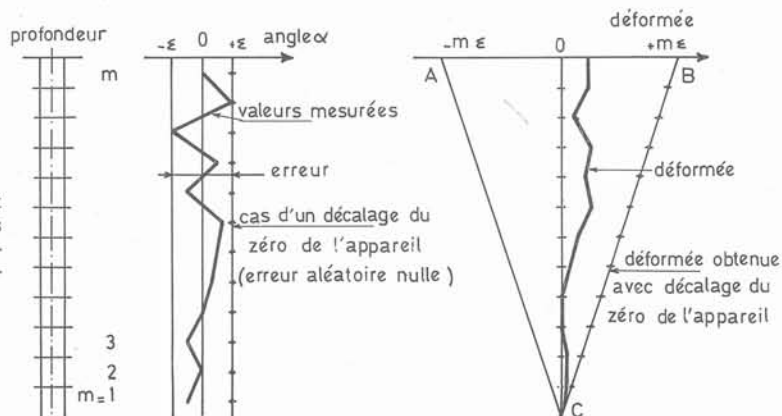


Fig. 9. — Valeur vraie et valeur mesurée pour les angles α et, pour la déformée, dans un tube vertical.

Les déplacements horizontaux, différence entre deux déformées de ce type, se placeront dans un triangle de base $2m(\varepsilon(t_1) + \varepsilon(t_2))$.

Le décalage de zéro de l'appareil (effet de la dérive par exemple) est très courant et donne lieu à ce type d'erreur. Il fait croire alors à une déformation d'ensemble du terrain qui en fait n'a pas lieu (fig. 9).

3.1. Diminution de l'erreur ε

L'erreur ε est la somme de l'erreur aléatoire ε_a et de l'erreur systématique ε_s .

La valeur réelle de l'angle s'exprime par :

$$x \text{ réel} = x \text{ mesuré} - \varepsilon_a - \varepsilon_s$$

On peut supprimer l'erreur systématique, due le plus souvent à la dérive des appareils, en effectuant pour chaque direction principale du tube inclinométrique deux mesures « à 180° » (fig. 10).

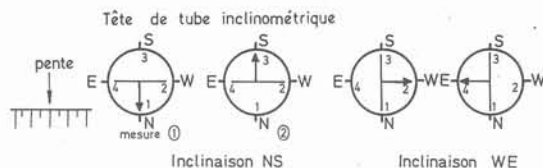


Fig. 10. — Le relevé des faces 1-3 et 4-2 permet de supprimer l'erreur systématique par le calcul.

L'angle réel change alors de signe, l'erreur systématique reste identique. On a les deux égalités :

$$x \text{ réel à } 0^\circ = x \text{ mesuré } (0^\circ) - \varepsilon_a(0^\circ) - \varepsilon_s \quad (1)$$

$$x \text{ réel } 180^\circ = -x \text{ réel } 0^\circ = x \text{ mesuré } (180^\circ) - \varepsilon_a(180^\circ) - \varepsilon_s \quad (2)$$

En supposant que $\varepsilon_a(0^\circ) = \varepsilon_a(180^\circ) = \varepsilon_a$ et que ε_s est constant pendant la mesure, la somme et la différence de (1) et (2) donnent :

$$2(\varepsilon_s + \varepsilon_a) = x \text{ mesuré } (0^\circ) + x \text{ mesuré } (180^\circ)$$

$$2(x \text{ réel} + \varepsilon_a) = x \text{ mesuré } (0^\circ) - x \text{ mesuré } (180^\circ)$$

On obtient donc par cette méthode :

- la valeur de l'erreur systématique entachée de l'erreur aléatoire seule. Un calcul statistique sur la quantité $(\varepsilon_s + \varepsilon_a)$ pour un relevé (0° et 180°) fournit la moyenne de ε_s et l'écart type σ de la population ;
- la valeur de l'angle α entachée de l'erreur aléatoire seule.

Cette méthode, mise au point au laboratoire régional de Toulouse et testée sur des cas réels à l'aide d'un inclinomètre Soils Instruments, se concrétise par la mise au point d'un programme de dépouillement donnant pour la mesure des angles α :

- la valeur de l'angle α au point de mesure ;
- l'erreur systématique prise égale à la moyenne des quantités $\varepsilon_a + \varepsilon_s$;

- l'erreur aléatoire égale en module à 2σ , σ étant l'écart type de la population $\varepsilon_a + \varepsilon_s$ ($2\sigma \approx 0.016^\circ$ pour un tube de 34 m de long). Ce dernier est un excellent « indice de qualité » de la mesure et de l'appareillage.

De ce calcul appliqué à différents relevés dans le temps, on déduit :

- le déplacement angulaire à un instant t par rapport à un relevé origine et son erreur ;
- le déplacement horizontal différence entre la déformée à l'instant t de la déformée origine, et son erreur.

3.2. Intérêt de l'interprétation de la courbe des angles α

La définition de la courbe α fonction de la profondeur est plus précise que celle de la déformée.

Exploiter la courbe α (profondeur) plutôt que la déformée présente un autre avantage : la détermination précise des profondeurs de rupture.

En effet, des ruptures idéales, telles que celles représentées figure 11 donnent une courbe des angles α qui présente des pics dont les sommets correspondent aux lignes de rupture tandis que la déformée indique moins clairement la position exacte de la ligne de rupture.

Dans le cas de mesures réelles où les courbes sont entachées de « bruit », la distinction est encore plus évidente (fig. 12).

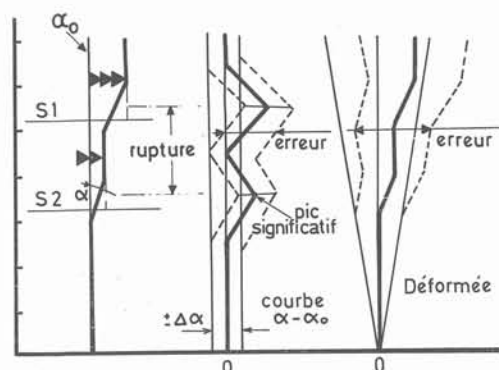


Fig. 11. — Interprétation des mesures inclinométriques avec introduction de l'erreur de mesure : la position de la surface de rupture est plus explicite sur la courbe des α que sur la déformée.

3.3. Evolution des courbes en α avec le temps

Les courbes de déplacement angulaire $\alpha - \alpha_0$ (où α est l'angle mesuré à l'instant t et α_0 l'angle mesuré à l'instant initial) représentées figure 12 sont tirées des mesures effectuées sur un inclinomètre placé en tête d'un remblai de 40 m de haut, depuis longtemps le siège de mouvements plus ou moins importants. Elles mettent en évidence une rupture à 23 m de profondeur, dans une couche d'argile, et d'autres phénomènes qui font apparaître des pics sur les courbes $\alpha - \alpha_0$ et qui sont provoqués par :

- une lecture erronée ou une mauvaise position de la sonde dans le tube : ils sont décelables par la valeur anormale de l'erreur $\varepsilon_a + \varepsilon_s$ calculée en ce point ;
- la mise en place progressive du tube dans le forage ou par le flambement du tube sous son propre

poids. Dans ce cas, l'évolution des courbes présente un caractère « désordonné » qui permet de les distinguer des pics qui représentent une rupture réelle.

II. Déplacements de la surface du sol

Les mouvements de la surface du sol sont les plus aisément accessibles. L'expérience montre cependant que la précision obtenue dans ces mesures est loin de celle attendue par simple déduction des performances de l'appareil de mesure (théodolite, chambres de photogrammétrie, capteurs de déplacement, etc.). La perte de précision se fait au niveau de chaque maillon de la chaîne de mesure et particulièrement à l'amont de la mesure elle-même (conception, mise en place des repères, des bases de référence...) et non au niveau des appareils.

1. Mesures directes

Les mesures manuelles directes de distance entre des repères rapprochés sont simples, économiques et précises : une règle graduée ou un pied à coulisse assurent une erreur relative de l'ordre de 10^{-3} . Les distances mesurées sont des distances relatives, limitées à quelques dizaines de centimètres et à des sites aisément accessibles.

Pour la mesure précise du déplacement de deux points éloignés d'une centaine de mètres et lorsque la configuration du terrain s'y prête, on peut envisager d'utiliser un fil ou ruban tendu suivant la figure 13.

2. Mesure de distance par voie optique

La topométrie de site instable consiste à suivre le déplacement dans le temps de points matérialisés par des repères. Pour cela, on dispose de différentes méthodes :

- topographie traditionnelle à l'aide d'un théodolite ;
- photogrammétrie ;
- mesure de distances avec un distancemètre électro-optique.

La mesure des angles à l'aide d'un théodolite (fig. 14) permet de déceler des mouvements de 0,16 mm à 100 m (10^{-4} grade).

Les expériences de topographie menées par les laboratoires sur des ouvrages (remblais, déblais, pentes naturelles instables) n'ont jamais permis d'obtenir une erreur inférieure à ± 5 mm sur des déplacements à une cinquantaine de mètres (déblai de Bosse Calin, remblai expérimental de Cubzac-les-Ponts). Elles étaient faites, il faut le préciser, à partir de deux stations seulement, sans dispositif de centrage forcé, chaque station visant simultanément un point matérialisé par un clou sur un piquet de bois. L'erreur est dans la majorité des cas courants de l'ordre de ± 2 cm.

Les causes d'erreur sont diverses et diffuses. Elles ne mettent en cause ni le principe, ni les appareils utilisés, mais plutôt l'« implantation » de la topographie en site instable qui pose des problèmes spécifiques. On peut citer comme cause d'erreurs pouvant limiter la qualité des mesures :

- l'instabilité du terrain où sont placées les stations ;
- l'influence des mouvements du sol superficiel (variation d'humidité, de température) sur une borne insuffisamment ancrée en profondeur (fig. 15) ;
- le retrait du béton d'une borne utilisée trop tôt ;
- le positionnement inexact du théodolite sur la station : un dispositif de centrage forcé installé à demeure sur les piliers de base évite les erreurs de position à chaque remise en station ;

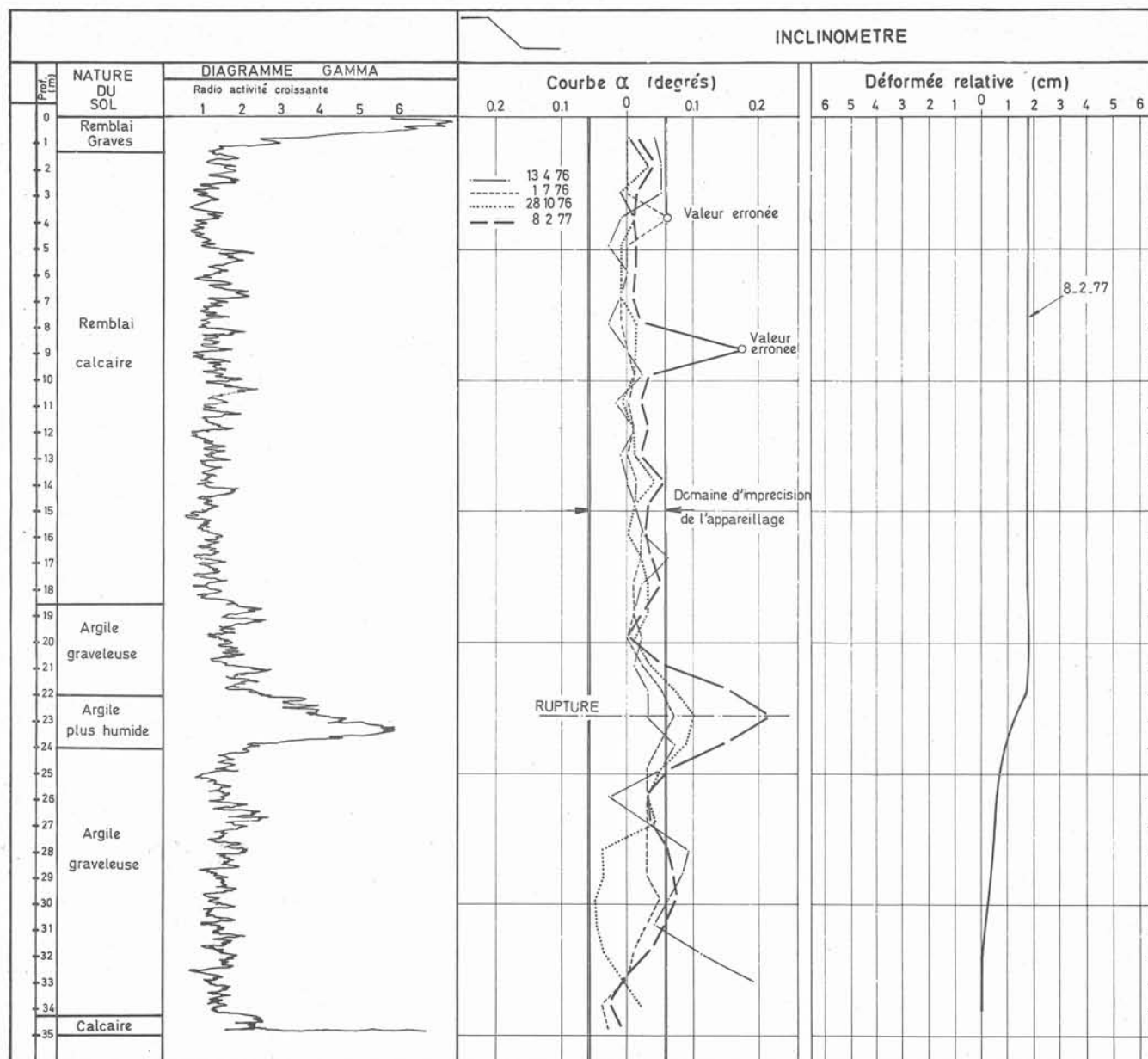


Fig. 12. — Dépouillement de mesures inclinométriques. On peut noter la position de la rupture mise en évidence par les courbes $\alpha = \alpha_0$, dans une couche très argileuse (pic de rayonnement γ).

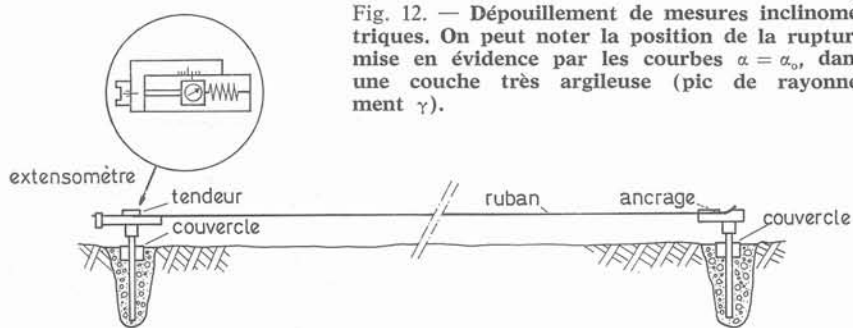


Fig. 13. — Mesure précise du déplacement de deux points. L'appareil situé à l'extrémité gauche du ruban permet d'appliquer une tension constante au ruban et de mesurer son déplacement.

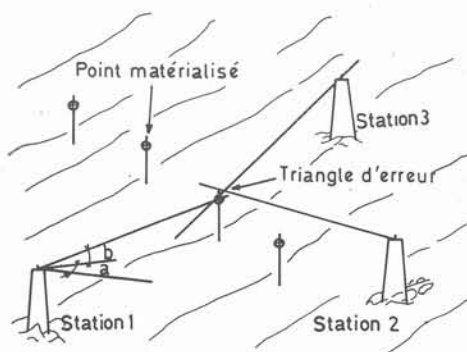


Fig. 14. — Topographie à l'aide d'un théodolite (principe).

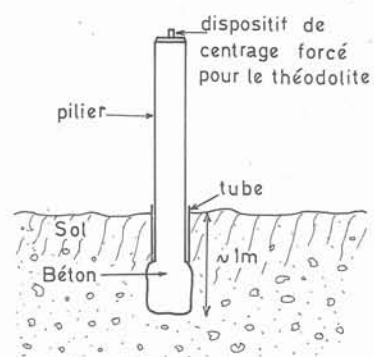


Fig. 15. — Schéma d'un pilier de station insensible aux mouvements superficiels du terrain.

- un nombre de stations insuffisant : deux sont indispensables, trois ou quatre permettent de contrôler la qualité de la mesure ;
- la non-simultanéité des mesures des angles d'un point se déplaçant entre la mesure du premier angle et celle du dernier ;
- la qualité des cibles placées sur les repères : leur dessin doit éviter toute ambiguïté de pointe même à longue distance ;
- le changement d'équipe ou de matériel ou, pire, de méthode entre deux relevés.

3. La photogrammétrie

La photogrammétrie est l'ensemble des techniques qui permettent de définir la forme, les dimensions et la position d'un objet à partir de perspectives de cet objet enregistrées photographiquement.

L'exploitation des clichés s'appelle restitution photogrammétrique. Elle n'est possible que si la position spatiale d'un canevas de base constitué d'au moins trois points du cliché est connue sur le terrain (fig. 16 et 17).

Il existe deux types de restitution :

a) La restitution analogique.

Elle se fait sur un restituteur permettant le pointé stéréoscopique et qui donne directement la position spatiale du point. Cette stéréophotogrammétrie impose des conditions restrictives à la prise de vues : des échelles sensiblement égales pour les deux

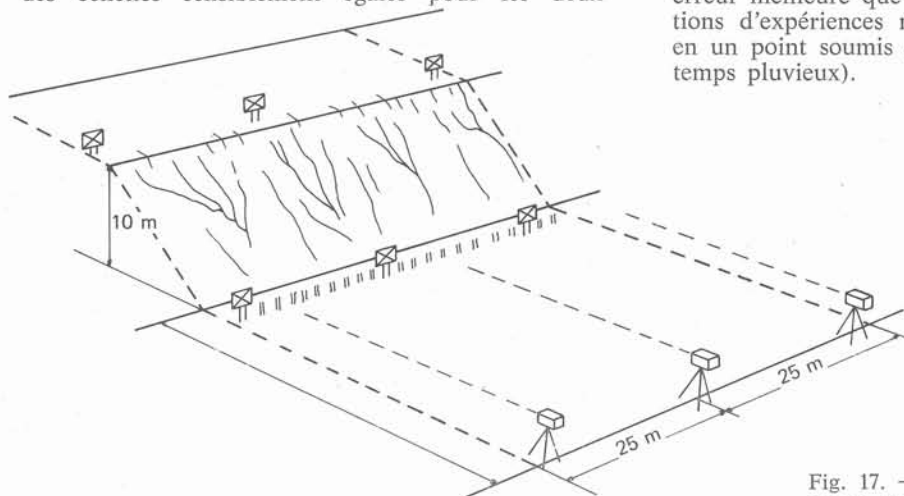


Fig. 16. — Photogrammétrie terrestre. Schéma de prise de vues et canevas d'appui.

photos et des axes optiques des chambres de prises de vue à peu près parallèles (divergence ou convergence $< 10^\circ$) et impose donc l'utilisation de bases fixes.

b) La restitution analytique.

On mesure les coordonnées planes sur les clichés (IGN $\varnothing$ erreur 3 μ). La restitution de la position des points est réalisée par le calcul sur ordinateur à partir du canevas de base pris sur les clichés. On s'affranchit par cette méthode des sujétions de positionnement des chambres, ce qui autorise l'utilisation de perspectives intéressantes qui, associées à la puissance des programmes de calcul, donne de meilleurs résultats par cette méthode que par la précédente.

4. Expérimentations de méthodes topographiques et photogramétriques sur un talus instable.

Une expérimentation de ces méthodes a été réalisée par le laboratoire du CETE d'Aix-en-Provence, sur un

glissement de terrain affectant un talus de déblai de l'autoroute A 51 Aix-en-Provence - Marseille.

Différentes expériences y ont été menées, tant en topographie qu'en photogrammétrie, avec restitution analogique classique et en fausse stéréoscopie (exploitation des clichés pris d'une même base à des instants différents).

Les différents résultats, obtenus principalement au cours de séances où les cibles ont été déplacées de quantités connues entre deux relevés effectués dans la même journée, indiquent des dispersions importantes, sans que les causes aient été clairement mises en évidence jusqu'ici.

5. Distancemètre électro-optique

On peut mesurer la distance séparant deux points matériels en émettant du point de base un rayon lumineux modulé (visible ou invisible), réfléchi vers l'émetteur par un miroir (triple prisme) placé au point visé. La distance parcourue par le rayon lumineux est déduite de la différence de phase existant entre la lumière modulée émise et celle du rayon réfléchi.

Des mesures effectuées dans le cadre d'une démonstration dans une configuration « surveillance de talus » d'un appareil très performant de ce type (Mekometer Kern, portée maximale 3 km, erreur sur la distance $\pm (0.3 \text{ mm} + 2 \cdot 10^{-6} D)$, durée d'une mesure $\approx 3 \text{ mn}$) indiquent qu'il est possible d'obtenir la valeur du déplacement d'un point situé à 260 mètres avec une erreur meilleure que $\pm 0.5 \text{ mm}$. Ceci dans des conditions d'expériences non idéales (appareil sur trépied, en un point soumis aux mouvements de la circulation, temps pluvieux).

Fig. 17. — Schéma général d'un canevas de prises de vues photogramétriques.

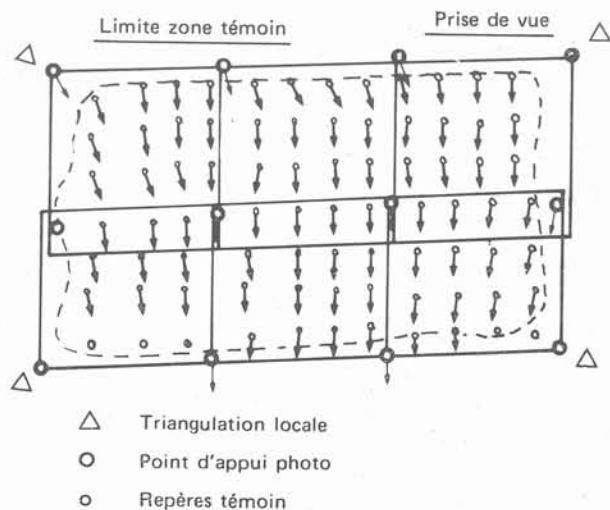




Fig. 18 a. — Le distancemètre utilisé à Asbestos.

6. Un exemple d'utilisation de distancemètre :

Surveillance de la mine à ciel ouvert d'Asbestos (Canada)

La mine d'amiante d'Asbestos (profondeur 250 m, diamètre en tête d'environ 1 000 m) dispose d'un système de surveillance du mouvement des talus par distancemètre-laser. Celui-ci est associé à un théodolite pointant les cibles en utilisant le rayon laser réfléchi. Le nombre de réflecteurs installés est d'environ soixante. Ils sont placés en moyenne à 700 m de l'émetteur et ont été observés vingt-quatre heures sur vingt-quatre durant certaines périodes critiques à raison de cinquante pointés en trois heures. Le distancemètre placé sur un pilier dans un local climatisé, en crête de talus, a donné des mesures avec une erreur expérimentale de ± 6 mm sur points fixes par temps normal et de ± 15 mm par temps de brume (fig 18 a et b).

La mesure continue était assurée par un roulement de trois appareils, annulant ainsi les effets des pannes et des temps de réparation !

En conclusion, il est possible de mesurer des déplacements par voie optique à l'aide d'appareils divers, très récents comme les télémètres électro-optiques, ou beaucoup plus courants tel le théodolite.

Chacun de ces moyens utilise la lumière comme transport de l'information. Il est donc soumis à certaines contraintes de propagation de la lumière (météorologie, nuit).

Enfin, ces moyens possèdent des caractéristiques, qualités et défauts (fiabilité, temps de mesure, temps d'exploitation, contraintes particulières) qui nécessitent une adaptation réfléchie au problème posé.

III. Les détecteurs de mouvements

Les détecteurs de mouvements ne donnent qu'une information partielle. Ils peuvent indiquer l'existence d'un mouvement :

- à l'intérieur du sol : c'est le cas du détecteur de profondeur de rupture et de l'inclinomètre à piges

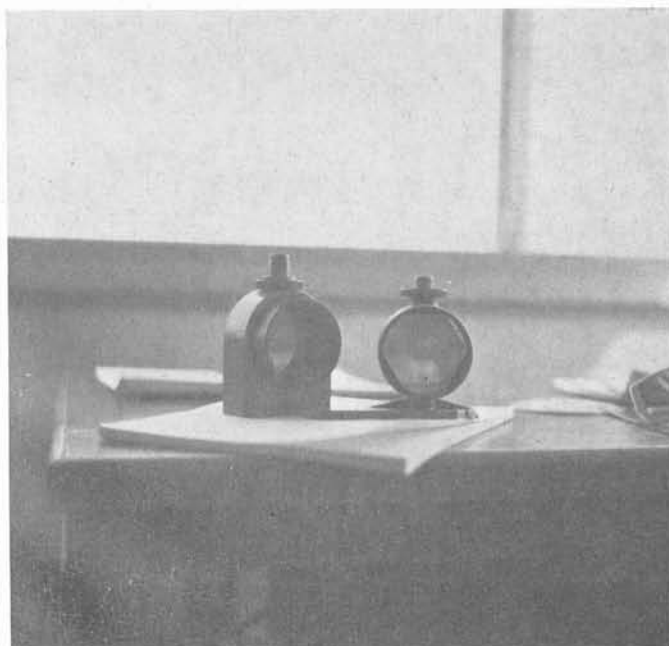


Fig. 18 b. — Les réflecteurs.

qui ne donnent que la profondeur d'une rupture lorsqu'elle se produit ;

- à la surface : c'est le cas des nivelles qui mesurent la rotation d'un point de la surface du terrain et, de ce fait, peuvent donner une indication sur l'accélération des mouvements lorsqu'elle se produit.

1. Le détecteur de profondeur de rupture

Cet appareil (fig. 19) très simple dans son principe donne la profondeur d'un mouvement par rupture d'un fil conducteur sur lequel sont fixées, à différentes profondeurs, des résistances électriques. Deux câbles incassables assurent les liaisons électriques en profondeur.

L'ensemble est placé dans un sondage de petit diamètre et tenu en place par un coulis isolant et cassant. La mesure de la résistance entre les fils en tête de sondage donne directement ou par calcul la profondeur des ruptures (Brevet Terrametrics USA).

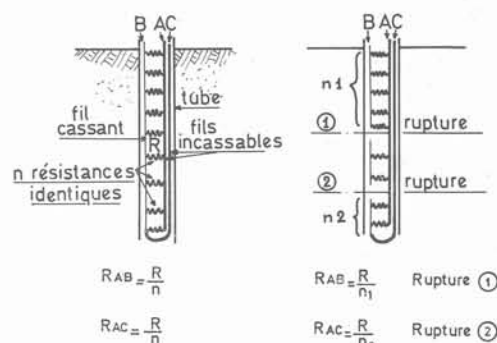


Fig. 19. — Principe du détecteur de profondeur de rupture. Il permet de connaître la profondeur de zones de rupture.

2. L'inclinomètre à piges.

La profondeur d'une surface de glissement est détectée en faisant passer dans un tube inclinométrique lisse des torpilles de diamètre croissant. Une déformation de tube provoquée par un mouvement du sol coince une des piges et indique la zone de rupture.



Fig. 20. — Nivelle sur son support (doc. MRN, Québec).

La grande simplicité de cet appareil est compensée par le peu d'informations qu'il fournit et les difficultés de mise en place du tube dans le sondage qui doit être droit au départ.

L'expérience indique que les mouvements ne sont détectables que lorsque leur amplitude est « suffisamment grande » pour « bien déformer » le tube. Dans ce cas, la torpille se coince au premier coude du tube, masquant ainsi les ruptures plus profondes. Une solution à ce problème adoptée par le service géotechnique du Ministère des Richesses Naturelles du Québec, consiste à laisser une pige au fond du forage afin de détecter la surface de rupture la plus profonde, qui est généralement la plus intéressante.

3. Les nivelles

Ces appareils sont des niveaux à bulle de grande sensibilité placés sur un support lié au sol (fig. 20 et 21).



Fig. 21. — Nivelle et support dans leur boîtier de protection.

Ils détectent les mouvements du terrain par la mesure de la rotation du point et son évolution au cours du temps.

Le déplacement de la bulle peut être régulièrement relevé par un personnel non spécialisé ; si l'amplitude des mouvements fait craindre un « débullage » (bulle coincée à une extrémité du niveau), l'appareil est relevé puis remis à zéro à l'aide d'un système à vis.

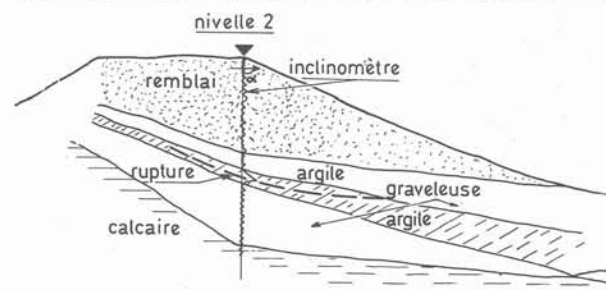
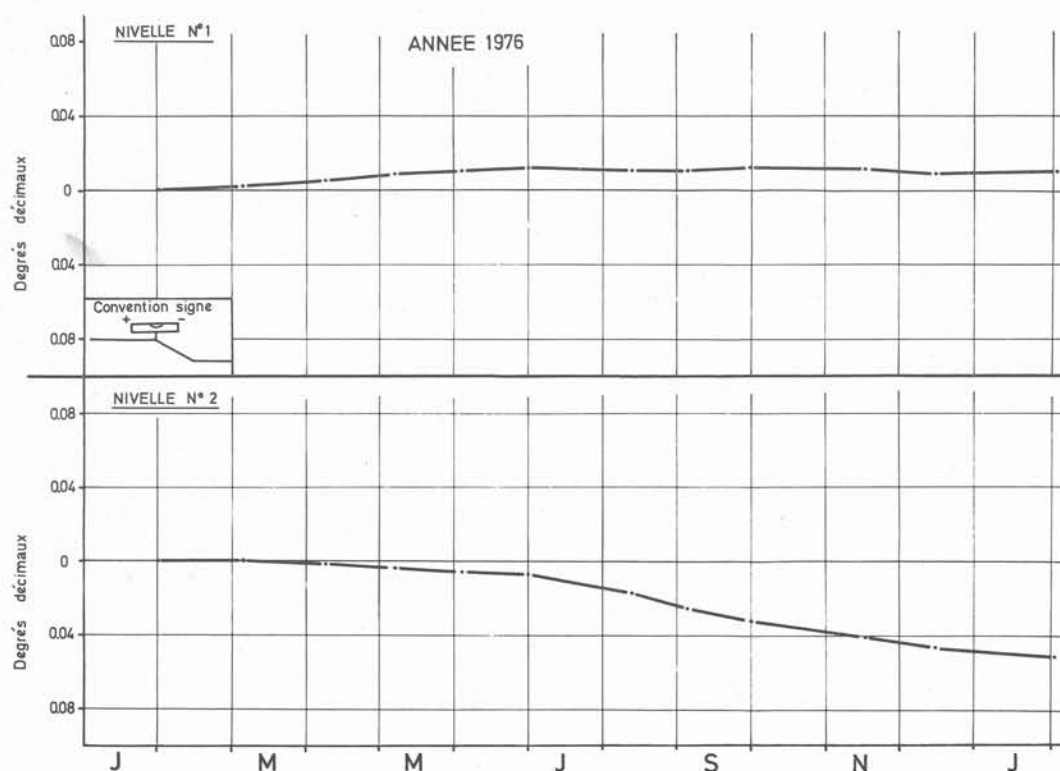


Fig. 22. — Relevé des nivelles et localisation de la rupture par inclinomètre dans un grand remblai.



Il est impossible de tirer la cinématique du mouvement d'ensemble à partir de ces mesures. Elles indiquent localement l'existence d'un mouvement et son évolution (vitesse, accélération). La surface de la zone en mouvement peut être décrite par le suivi d'un quadrillage de ces nivelles, dont certaines sont placées en des points réputés fixes afin de servir de témoin vis-à-vis des conditions atmosphériques sur les appareils.

C. LES DISPOSITIFS D'ALERTE

Définitions

- *Alerte* : signal qui prévient d'un danger.
- *Alarme* : cri, appel aux armes ou frayeur subite, trouble.

(Définition du Larousse).

Les appareils de mesure dont les informations sont utilisées pour prévenir d'un danger sont donc des **dispositifs d'alerte**.

Tous les appareils donnant l'évolution d'une quantité (déplacement ou rotation) liée à des mouvements du terrain peuvent servir de dispositif d'alerte.

Lorsque le phénomène à surveiller se développe très rapidement, relativement aux possibilités de scrutation des mesures, seuls les dispositifs par tout ou rien peuvent convenir et donner l'alerte.

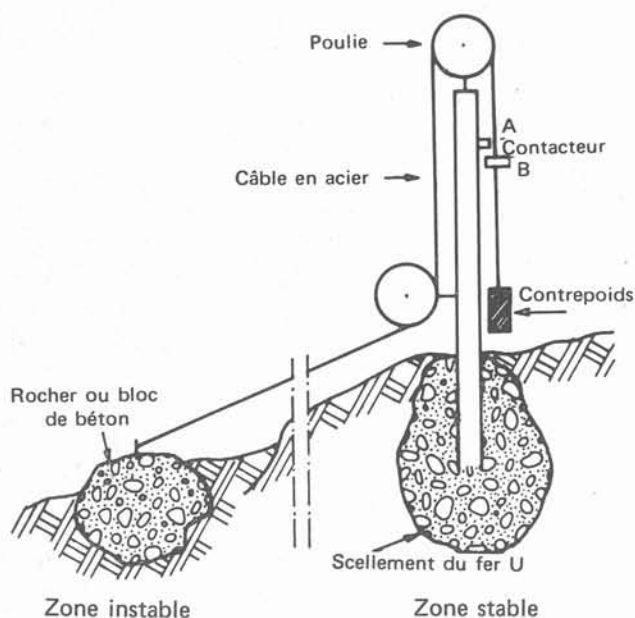


Fig. 23. — Schéma de principe du dispositif d'alerte à câble et détail du contacteur.

C'est le cas des avertisseurs à fils de rupture utilisés par la SNCF sur la ligne Culoz-Modane pour détecter la chute de blocs sur la voie, ou du dispositif à moulinet de Pontamafrey dont la mise en rotation par une coulée boueuse déclenche une trompe et des feux d'interdiction de passage sur la voie ferrée Paris-Turin.

1. Un exemple de dispositif d'alerte utilisant la mesure du déplacement de points de surface

Ce dispositif, développé par le laboratoire de Strasbourg, comprend un poteau ① placé dans une zone

stable sur lequel est monté un jeu de poulies de renvoi et un contacteur. Un câble ② relie ce point fixe à la zone instable (fig. 23 et 24).

Placées en crête d'un remblai de 40 m de haut (fig. 22) dont les mouvements sont suivis d'autre part par inclinométrie, elles ont indiqué la présence de mouvements ensuite confirmés et précisés par les mesures inclinométriques dépouillées suivant la méthode décrite ci-dessus.

stable sur lequel est monté un jeu de poulies de renvoi et un contacteur. Un câble ② relie ce point fixe à la zone instable (fig. 23 et 24).

L'alarme qui peut être électrique ou pneumatique (corne de brume) est déclenchée par un certain déplacement du câble (définition d'un seuil de quelques millimètres à quelques centimètres).

Le poteau de contrôle est également muni d'une régle graduée sur laquelle glisse un ou deux index liés au câble.

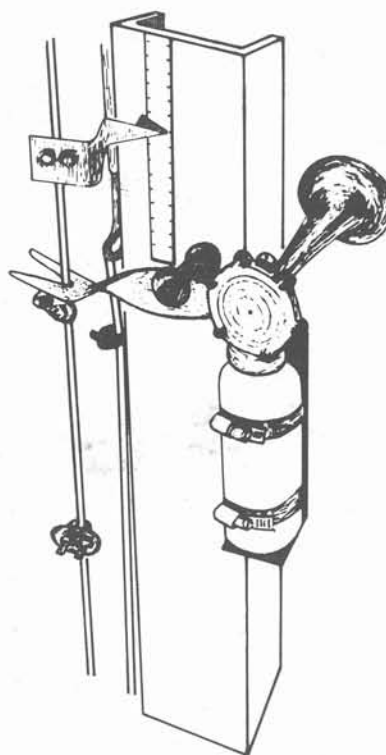
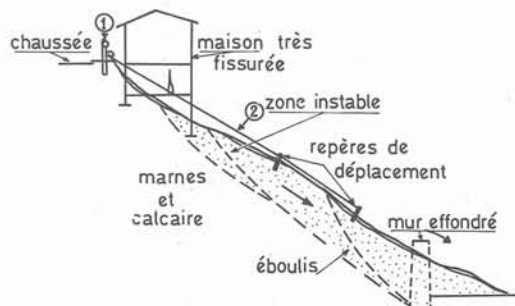


Fig. 24. — Dispositif d'alerte à câble installé sur un talus en Alsace.



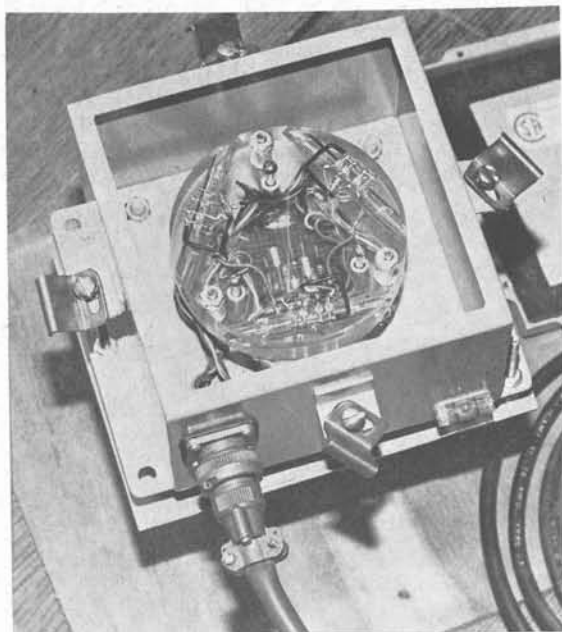


Fig. 25. — Dispositif d'alerte par niveau à bulles.

Cet appareil très rustique, à seuil réglable, a effectivement déclenché une alarme au moment du glissement d'une partie d'un talus en Alsace (seuil de déplacement ± 1 cm).

Il permet de suivre le déplacement du point grâce à une réglette graduée. Les phénomènes de dilatation thermique et de fluage du fil peuvent cependant intervenir et rendre difficile la mesure ou provoquer la mise en route intempestive d'un signal d'alarme enlevant toute crédibilité en l'appareil. Ce point est actuellement à l'étude.

2. Un exemple de dispositif utilisant la mesure de la rotation des points de la surface du terrain

Cet appareil canadien appelé « détecteur de glissement de terrain » a été étudié à l'Ecole Polytechnique de Montréal pour le compte du Service de Géotechnique du Ministère des Richesses Naturelles du Québec (MRN) (fig. 25 et 26).

Les éléments de bases de cet appareil automatique sont trois niveaux à bulle placés à 120° dans un coffret. Le déplacement de la bulle d'air est détecté électroniquement par un émetteur-récepteur infrarouge



Fig. 26. — Dispositif mis en place.

dont le faisceau est plus ou moins occulté par la bulle.

Lorsqu'il y a mouvement du sol (rotation de $1.35^\circ \pm 0.1^\circ$), la bulle d'un ou plusieurs des trois niveaux sort du faisceau infrarouge et provoque l'émission d'un signal électrique.

Les dispositifs sont reliés à des boîtes centrales qui émettent une alarme sonore lorsque deux détecteurs différents indiquent un mouvement.

De plus, chaque détecteur est muni d'une temporisation annulant les éventuelles alertes transitoires (effet de vibrations, ou de chocs sur le détecteur).

Ces appareils ont été testés longuement dans des conditions difficiles de froid, de neige et de pluie québécoises. Ce sont des dispositifs à **seuil non réglable**; le choix du seuil est imposé à la construction.

Un détecteur semblable à celui-ci, utilisant des niveaux à contact de mercure ne nécessitant pas d'électronique, est étudié au laboratoire régional de Strasbourg.

D. TRANSMISSION DE L'INFORMATION, EXPLOITATION DES MESURES

La quantité mesurée par le capteur est le plus souvent relevée à l'endroit même du point de mesure. Si l'accès en est facile, les relevés pourront être nombreux et peu coûteux. Dans le cas contraire, ou bien on accepte un espacement dans le temps avec le risque de voir le mouvement s'accélérer et devenir dangereux entre deux mesures, ou bien on fait un effort financier de façon à augmenter le nombre de relevés.

L'importance de ce dernier point pourrait s'atténuer du fait du développement de deux techniques :

- l'utilisation de dispositifs d'alerte à faible seuil indiquant le moment où il faut faire une mesure complète (par exemple l'utilisation d'une nivelle

automatique à très faible seuil à côté d'un tube inclinométrique);

- l'utilisation de la transmission à longue distance des mesures ou télémesure.

1. La télémesure

La télémesure par lignes téléphoniques est celle qui permettrait le mieux d'automatiser la lecture de capteurs placés sur un site.

Une étude de l'Ecole Polytechnique de Montréal sur ce sujet indique qu'on peut envisager :

- dans le cas de un à deux capteurs, la transmis-

sion à l'aide d'une onde dont la fréquence varie avec l'amplitude du signal mesuré (FM) et décodée à l'aide d'un fréquencemètre ;

- dans le cas de plus de deux capteurs, l'utilisation d'un système de type « acquisition de données » transmettant les données sous forme numérique.

L'élément de sortie peut varier de l'imprimante au mini-ordinateur faisant tout le traitement des données.

La télémesure permet donc de surveiller tous les sites où le téléphone peut accéder, de façon permanente et sans se déplacer.

Des systèmes comparables ont été développés pour la surveillance du niveau de fleuves ou de la pluviométrie mais peu, ou pas, pour la surveillance de sites instables.

CONCLUSION

La panoplie des moyens mis à la disposition de l'ingénieur pour la surveillance en déplacement des glissements est large. Les appareils de mesure tels que extensomètres, inclinomètres, capteurs de déplacement, les techniques telles que topographie et photogrammétrie peuvent lui fournir des résultats de grande qualité pour une bonne surveillance.

Quel que soit le type de surveillance adopté, son choix est lié à l'importance relative de critères tels que :

- possibilités de mise en œuvre de l'appareillage ;
- fiabilité (nécessité de doubler certains appareils) ;
- accessibilité du site pour les relevés ;

- précision de la mesure ;
- rapidité d'exploitation et qualité de la méthode de dépouillement ;
- validité des seuils des dispositifs d'alerte ;
- coût.

Les dispositifs d'alerte (« tout ou rien », à seuil réglable ou non) ne donnent aucun renseignement sur l'évolution du phénomène avant l'alerte et devraient se présenter plutôt comme des moyens complémentaires des appareils de mesures.

Quel que soit le système adopté, il faut avoir présent à l'esprit qu'une mesure ne vaut que ce que vaut le plus mauvais maillon de la chaîne qui a servi à l'obtenir.

REFERENCES

- [1] BURLAND (J.B.) and MOORE (J.F.A.). — «The measurement of ground displacement around deep excavations». *Field Instrumentation in Geotechnical Engineering*, p. 70-84, (1973).
- [2] EGGER (K.) and KELLER (W.). — New instruments, methods and their applications for geodetic deformation measurements on dams. *Transactions of the Twelfth International Congress on Large Dams, Mexico* (1976).
- [3] HANNA (T.H.). — «Foundation Instrumentation», *Trans. Tech. Publications, Clausthal* (1973).
- [4] LENGLET (J.). — Appareils et méthodes de surveillance des glissements de terrain. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*. N° spécial « Stabilité des talus », p. 166-174 (mars 1976).
- [5] PEIGNAUD (M.) et PERRIN (J.). — Inclinomètres, *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*. Spécial T. « Remblais sur sols compressibles », p. 297-304 (mai 1973).
- [6] TER STEPANIAN (G.). — In situ determination of the rheological characteristics of soils in slopes. 6^e Congrès international de Mécanique des Sols et des Travaux de fondation, vol. II, p. 575-577 (1965).
- [7] Photogrammétrie : applications au domaine du Génie Civil. Doc. Centre d'Actualisation Scientifique et Technique. Journées d'études INSA (avril 1974).

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Juillet 1977 — N° 1

éditée par la Sarl LE BATIMENT, 6, rue Paul-Valéry, 75116 PARIS

Directeur de la publication :
M. Pierre HABIB

Secrétariat de rédaction :
M^{me} J. GRADELER, 9, rue La Pérouse, 75016 PARIS - Tél. 720.10.20 (Poste 31-02)

Secrétariat technique :
M. Elie ABSI, C.E.B.T.P., 12, rue Brancion, 75015 PARIS - Tél. 539.22.33

Abonnement annuel (4 numéros) :
France : 120 F TTC Etranger : 140 F

Prix de vente au numéro : 45 F TTC

SOMMAIRE

- L'HERITEAU (G.), MOUDDEN (M.), POST (G.). — Etude de la stabilité des rives de la cuvette du barrage Idriss-I^{er} au Maroc 5
- FAIRHURST (Ch.). — Le bilan énergétique en mécanique des roches 17
- MATAR (M.), SALENÇON (J.). — Capacité portante d'une semelle filante sur sol purement cohérent d'épaisseur limitée et de cohésion variable avec la profondeur 37
- CAMBOU (B.). — L'incertitude sur les résultats d'un problème de mécanique des sols ou des roches traité par la méthode des éléments finis 53
- RAFFOUX (J.-F.). — Comportement à terme des terrains boulonnés par scellements répartis à la résine 65
- BERNEDE (J.). — Appareils de conception récente utilisés actuellement au contrôle des mouvements de terrains. Télémessure associée .. 77
- ROCHET (L.). — Protection des zones exposées à des éboulements rocheux. Contribution des méthodes de surveillance 87
- PINCENT (B.). — Surveillance des glissements de terrain 93