

4/4 CPT 16

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

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

N° 53

145 F

4^e TRIMESTRE 1990

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

N° 53
OCTOBRE 1990

sommaire

Les sollicitations à long terme des revêtements des tunnels G. Rousset	5
Modélisation du comportement thermomécanique d'un massif granitique. Application à la simulation de l'expérience THM de Fanay-Augères A. Rejeb, G. Vouille, S. Derlich	21
Fondations superficielles sur sol amélioré par inclusions rigides verticales O. Combarieu	33
Analyse de la fiabilité des barrages en terre J.-L. Favre, A. Bekkouche	45
Actions de l'environnement polaire sur la digue en enrochements, support de la piste d'aviation en Terre Adélie (Antarctique) J.-F. Regrettier	55
Note technique. Le sable d'Hostun « RF » E. Flavigny, J. Desrues, B. Palayer	67
Discussion. Mouvements de terrains en Tarentaise P. Habib	71

TUNNELS POUR L'EUROPE



SCETAURROUTE

Annecy

N° 1 de la maîtrise d'oeuvre autoroutière européenne, offrant une gamme complète de prestations dans l'ingénierie des infrastructures, nous cherchons pour nos projets tunnels :

UN INGENIEUR TRAVAUX

Homme de terrain confirmé, nous vous confierons le suivi de la réalisation de nos projets.
Réf. BSC/5TR

UN AERAILICIEN

Vous développerez une expertise spécifique dans le domaine de l'aérage.
Vous avez une première expérience significative dans ce domaine. Réf. BSC/6TP

Vous souhaitez dynamiser votre carrière, vos qualités humaines sont votre meilleur atout pour une évolution dans notre entreprise.

Merci d'adresser votre C.V. et niveau de rémunération actuel en précisant la référence choisie à DEB'S - 103, rue Jouffroy 75017 PARIS qui transmettra votre dossier.

ERMU INDUSTRIES

FOURNITURE DE TOUT MATÉRIEL POUR

la géotechnique

essais in-situ — forage destructif — carottage

la géophysique

FOURNITURE DE TOUS APPAREILS
ET MACHINES D'ESSAIS POUR

bétons — ciments — agrégats — sols — bitumes

ERMU INDUSTRIES

Z.I. La Provençale — Avenue Estienne d'Orves
83500 LA SEYNE-SUR-MER

Téléphone : **94 06 64 52** — Télécopie : 94 06 76 11

les sollicitations à long terme des revêtements des tunnels

long terme loading of tunnel lining

G. ROUSSET

Laboratoire de Mécanique des Solides*

Rev. Franç. Géotech. n° 53, pp. 5-20 (octobre 1990)

Résumé

Dans le cas de certains ouvrages, même profonds, réalisés dans des matériaux tendres (argiles notamment), les effets différés sont très importants et conditionnent le comportement à long terme de l'ouvrage et donc son dimensionnement.

On présente dans ce texte une méthodologie d'étude de ces effets différés allant des problèmes amont (rhéologie des matériaux) jusqu'au choix et au dimensionnement du soutènement.

L'ensemble de la démarche, axée sur la méthode convergence-confinement, est illustrée sur un cas concret.

Abstract

In case of underground constructions in soft rocks (particularly clay) the time dependent aspects are very significant and control the long term behaviour of the construction and therefore the choice of its dimensions.

In this paper, a methodology is presented that forms a broad picture of the problem (from basic rheological experiments to the choice and dimensioning of the excavation lining).

The whole procedure incorporating the convergence confinement method is illustrated for a real case.

* Ecole polytechnique, 91128 Palaiseau Cedex.

1. INTRODUCTION

La plupart des ouvrages réalisés en souterrain présentent des effets différés qui peuvent durer de quelques semaines à plusieurs années.

Ces effets différés se manifestent par l'augmentation de la convergence de la paroi du tunnel ainsi que par la croissance progressive de la «pression de confinement», c'est-à-dire de la poussée exercée par les terrains sur le soutènement mis en place.

Ils sont dus essentiellement au comportement mécanique de la roche encaissante et sont d'autant plus marqués que les caractéristiques de fluage de la roche sont importantes (argiles ou marnes en particulier).

Il faut noter également que le soutènement lui-même peut engendrer des effets différés (retrait et fluage du béton par exemple).

Si, par un souci d'économie et de sûreté, l'objectif recherché lors de la construction d'un ouvrage est de limiter la pression qu'il subira à long terme de la part du massif, l'étude de ces effets différés doit être réalisée avec soin.

Cette étude passe nécessairement par une connaissance fine du comportement mécanique de la roche.

Cette étape étant franchie, l'étude peut déboucher sur une optimisation des paramètres fondamentaux qui conditionnent la réalisation de l'ouvrage, c'est-à-dire la vitesse de creusement, le délai de pose du soutènement, la nature et le dimensionnement de ce dernier.

Dans ce texte, on se propose de donner une méthodologie générale pour l'étude de ces comportements différés, méthodologie qui débouche sur des prescriptions techniques pour la réalisation des ouvrages.

D'abord, la méthode convergence-confinement, support de la théorie, est commentée et appliquée au cas des roches à effets différés.

Ensuite, on décrit les lois de comportement de ce type de roches, en donnant quelques indications sur les études expérimentales (de laboratoire ou in situ) nécessaires au calage de paramètres.

L'étape suivante concerne l'étude de l'interaction massif-soutènement et débouche sur une estimation de l'influence des paramètres fondamentaux adaptés à chaque cas particulier.

Enfin, l'ensemble de la démarche est illustré sur un cas concret qui concerne une galerie cintrée réalisée à 230 m de profondeur dans une argile plastique.

2. MÉTHODE CONVERGENCE-CONFINEMENT

2.1. Principes généraux de la méthode (AFTES, 1978, [1])

La méthode convergence-confinement, par comparaison avec les autres méthodes d'étude de la stabilité des tunnels présente deux avantages majeurs :

— elle décrit l'interaction entre le massif et le soutènement, c'est-à-dire qu'elle étudie l'équilibre entre deux structures distinctes, dont les comportements sont très différents : le massif percé par la galerie d'une part et le soutènement d'autre part ;

— elle permet, grâce à un artifice que l'on décrira plus loin, de tenir compte de l'aspect tridimensionnel du problème (avancement du front).

A l'inverse un inconvénient restreint son champ d'application :

La méthode ne s'applique simplement que si la géométrie du tunnel est régulière (géométrie quasi-cylindrique en pratique) et que le massif encaissant est homogène avec un comportement mécanique et un état de contraintes naturelles isotropes. Si l'une de ces deux conditions n'est pas remplie, la modélisation ne donne que des résultats très incertains.

Rappelons rapidement le principe de la méthode, dans le cas le plus simple d'une géométrie cylindrique et d'une roche homogène et isotrope sans effets différés.

L'ensemble des hypothèses prises permet de décrire l'interaction massif-soutènement au moyen de deux paramètres seulement (Fig. 1) :

— la convergence U_i de la paroi c'est-à-dire la variation relative du diamètre ou du rayon de l'excavation ;

— le confinement P_i c'est-à-dire la pression radiale exercée sur la paroi et sur l'extrados du soutènement.

De façon à étudier le problème en condition de déformation plane, on rend compte de l'avancement du front par une pression fictive P_i^f qui passe progressivement de la valeur P_∞ (pression lithostatique) avant creusement à 0 lorsque le front est suffisamment loin de la section d'étude. On écrit en général (PANET et GUELLEC, 1974, [10]) :

$$P_i^f(X) = (1 - \lambda(X)) P_\infty \quad (1)$$

et l'allure de P_i^f en fonction de la distance X de la section d'étude au front est indiquée sur la figure 2*.

Le confinement P_i est la somme de cette pression fictive et de la pression de soutènement P_i^s qui, en pratique est la seule qui soit mesurable.

$$P_i(t) = P_i^f(t) + P_i^s(t) \quad (2)$$

(Si t_s est l'instant de pose du soutènement, on convient que $P_i^s(t) = 0$ pour $t < t_s$).

De même la convergence U_i est la somme de la convergence U_i^o produite avant la pose du soutènement (due au relâchement des terrains) et de la convergence U_i^s du soutènement :

$$U_i(t) = U_i^o(t) + U_i^s(t) \quad (3)$$

$$(U_i^s(t) = 0 \text{ si } t < t_s)$$

Les hypothèses étant maintenant précisées, on se donne une loi de comportement pour le massif et pour le soutènement et on trace dans le diagramme $P_i - U_i$ (Fig. 3) :

* La donnée de $P_i^f(X)$ résulte de la modélisation d'un problème essentiellement tridimensionnel. Par ailleurs cette fonction dépend de la loi de comportement de la roche que l'on étudie. Toutefois, cette dépendance est faible et l'erreur commise à ce niveau de second ordre.

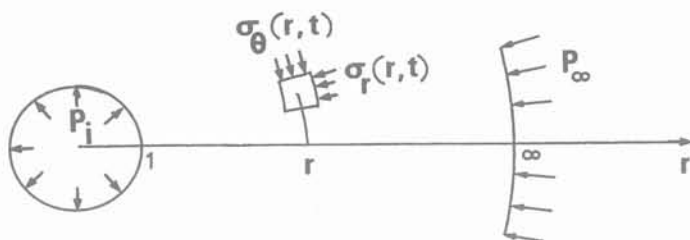


Fig. 1. — Géométrie et notations.
Fig. 1. — Geometry and notations.

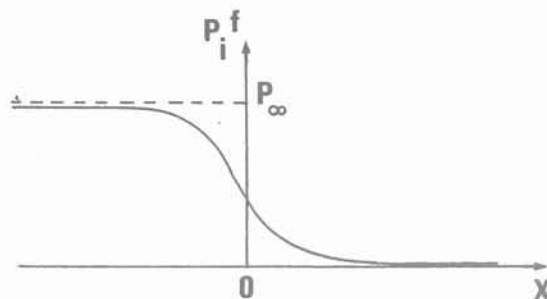


Fig. 2. — La pression fictive.
Fig. 2. — Fictitious pressure.

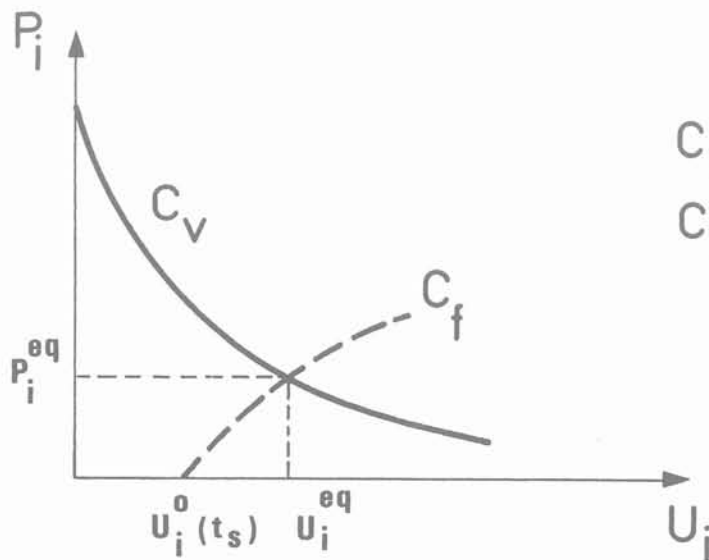


Fig. 3. — Courbes de convergence et de confinement - Equilibre.
Fig. 3. — Convergence - confinement curves - Equilibrium.

C_v = courbe de convergence

C_f = courbe de confinement

— la courbe de *convergence* (C_v) du massif qui ne prend en compte que la loi de comportement de la roche;

— la courbe de *confinement* (C_f) du soutènement qui ne fait intervenir que la loi de comportement du soutènement.

L'intersection des deux courbes fournit le point d'*équilibre* du système, c'est-à-dire la convergence de la paroi U_i^{eq} en fonction de la pression exercée par les terrains P_i^{eq} .

2.2. Influence du «délai de pose»

On constate sur la figure 3 que le deuxième paramètre fondamental précédemment cité, le *délai de pose*, a une importance prépondérante.

Il est en effet directement lié à la convergence $U_i^0(t_s)$ avant pose dont la connaissance est essentielle pour l'estimation du point d'équilibre.

On trouvera sur la figure 4 l'illustration de 3 cas différents qui donnent le même point d'équilibre:

— Cas n° 1: le soutènement est *souple* et peut donc être posé rapidement derrière le front (U_i^0 petit).

— Cas n° 2: le soutènement est *raide*: il faut donc laisser converger librement le massif avant de le poser (U_i^0 grand, donc délai de pose important).

— Cas n° 3: le soutènement est à *seuil de confinement*: le comportement du soutènement n'est pas linéaire; il peut être posé rapidement.

2.3. Application aux roches à effets différés

La théorie classique, on l'a vu, ne donne qu'une seule courbe de convergence du massif; en particulier, la nature et la vitesse du chargement initial (creusement et pose) n'interviennent pas sur l'équilibre final. De ce point de vue, les 3 procédés décrits ci-dessus sont équivalents: pour un soutènement donné, l'équilibre ne dépend que du délai de mise en contact massif-soutènement.

La réalité est certainement plus complexe, surtout pour les matériaux plastiques de faible résistance mécanique et dont le comportement est sensible à l'effet de la contrainte moyenne d'une part (la plupart des roches ont une résistance qui augmente avec la pression moyenne) et du temps d'autre part.

Dans le cas n° 2, par exemple, au cours de la première phase pendant laquelle il n'y a pas de soutè-

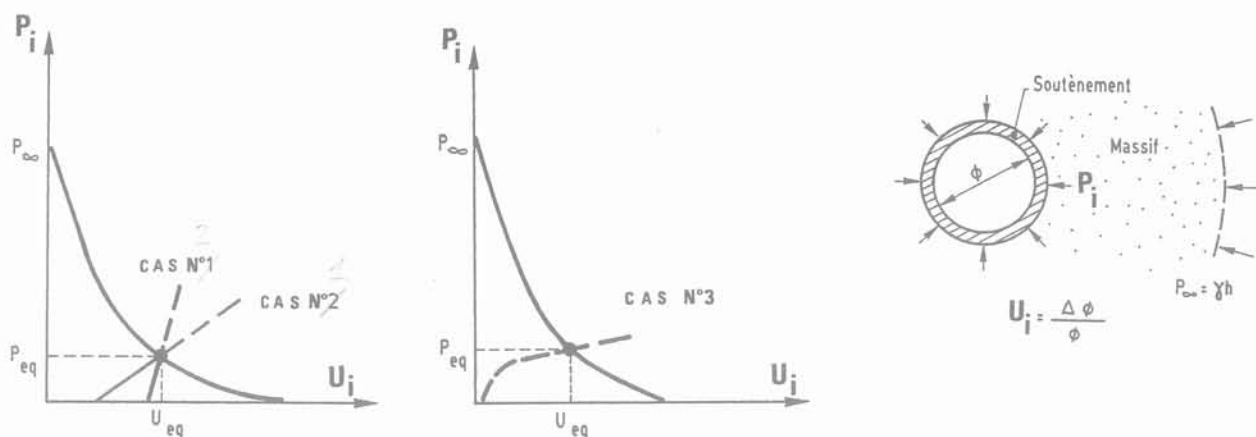


Fig. 4. — Influence de la courbe de confinement.

Fig. 4. — Influence of the confinement curve.

nement, la convergence n'est pas contrôlée. À la paroi, le déviateur des contraintes est très important et conduit à un développement important de la rupture: des fractures apparaissent et progressent à partir de la paroi.

Dans le cas n° 3 au contraire, la phase pendant laquelle la paroi converge librement est réduite au minimum (U_i^0 faible). La majeure partie de la convergence se produit lorsque le soutènement est actif, c'est-à-dire sous confinement; la convergence est contrôlée, le déviateur réduit et la pression moyenne plus élevée.

On trouvera une illustration quantifiée de ce phénomène un peu plus loin.

Une deuxième limitation de la méthode pour les roches à effets différés est qu'elle ne donne que l'équilibre à long terme du système. Elle est inapte à donner le détail de l'évolution des convergences et pressions.

D'un point de vue théorique cette limitation n'est pas très importante, car le point d'équilibre à long terme est celui qui conduit aux sollicitations maximales dans le soutènement.

D'un point de vue pratique par contre, le problème essentiel est de déterminer les capacités de résistance mécanique et de déformabilité à long terme de la roche, de façon à pouvoir tracer la courbe de convergence à long terme. On conçoit aisément que cette étude du comportement à long terme est délicate; quelques éléments de cette étude sont présentés un peu plus loin.

Enfin, la troisième difficulté posée par les roches à effets différés est que la valeur de U_i^0 , essentielle pour connaître la pression de confinement, dépend, en plus du délai de pose, du premier paramètre fondamental: la vitesse de creusement et plus généralement des conditions de réalisation de l'ouvrage.

3. LOIS DE COMPORTEMENT OBTENTION DE LA COURBE DE CONVERGENCE A LONG TERME

Les effets différés constatés sur un certain nombre d'ouvrages ont plusieurs causes possibles:

- le comportement de la roche est visqueux (cas du sel gemme, des marnes, des argiles...);
- la roche est poreuse et peu perméable: les écoulements de l'eau interstitielle et la redistribution des contraintes effectives sous l'effet de l'évolution de la pression d'eau dans le massif se font progressivement.

3.1. Référence aux essais de laboratoire

De nombreux essais de laboratoire ont été développés pour étudier le comportement différé des roches.

L'essai de *fluage*, qui consiste à mesurer la déformation d'un échantillon de roche cylindrique soumis sur ses faces à des contraintes constantes, est l'un des plus connus (Fig. 5). En général, une étude de ce type conduit à la détermination des paramètres suivants:

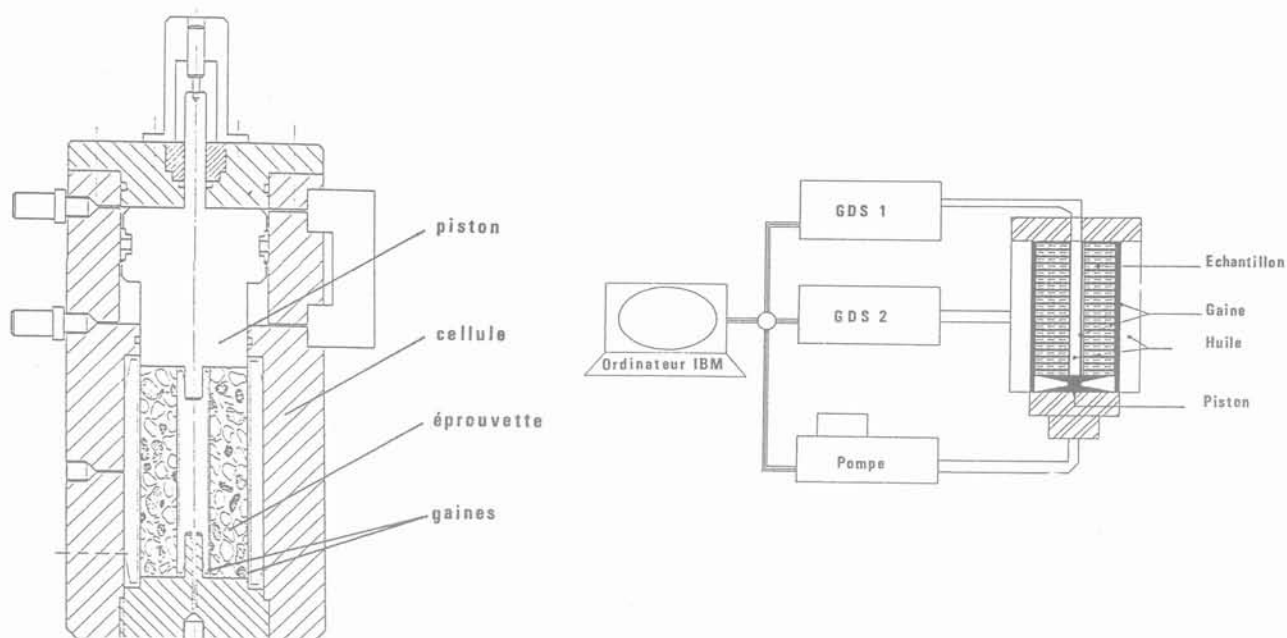
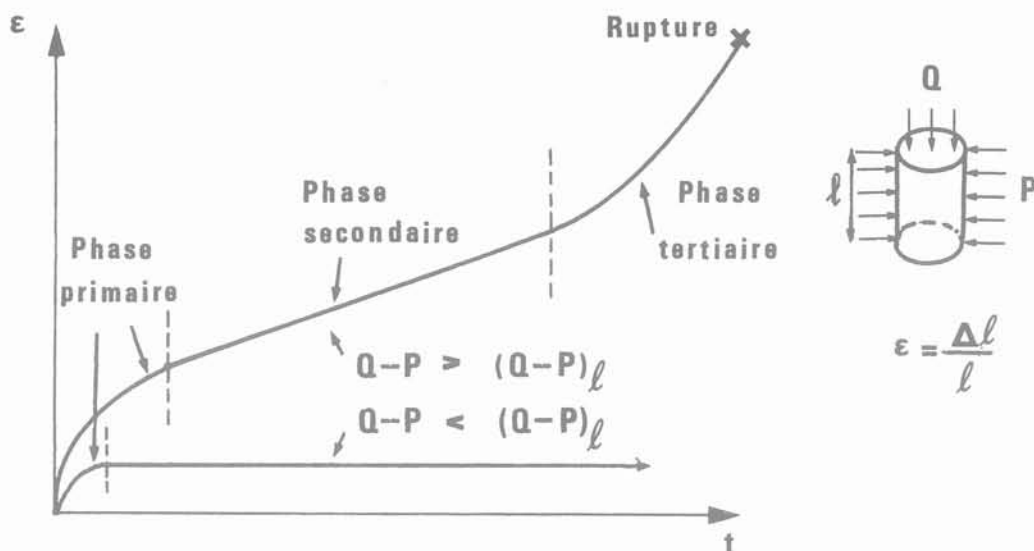
- les caractéristiques de «résistance à long terme» du matériau, c'est-à-dire le déviateur $Q - P$ (ou plus généralement l'ensemble des couples, P, Q) en deçà duquel les effets différés s'estompent au bout d'un certain temps;
- les vitesses d'évolution des déformations.

Les essais sur *tube épais*, bien que la plupart du temps utilisés pour déterminer les caractéristiques de rupture à court terme, présentent l'avantage supplémentaire d'avoir une géométrie comparable à celle des tunnels et donc particulièrement bien adaptée à la théorie convergence confinement (Fig. 6). L'extrapolation des résultats de laboratoire au cas d'un ouvrage réel est facilitée, à condition bien sûr que l'effet d'échelle soit modéré.

Le laboratoire de Mécanique des Solides (ROUSSET, BAZARGAN, LENAIN, 1989, [14]) a développé récemment un appareillage et une procédure spécialement adaptés à l'obtention de la courbe de convergence à long terme pour les roches à effets différés.

Dans cet essai, la pression extérieure P_e rend compte de la pression lithostatique et la pression intérieure P_i de la pression de confinement.

L'essai de *fluage par palier*, par exemple, consiste, après avoir placé l'échantillon sous conditions de con-



traintes isotropes (pression lithostatique), à créer un déviateur $P_e - P_i$, par diminution de P_i .

La convergence (variation du volume du trou) évolue et conduit :

- soit à la stabilisation, ce qui fournit un point sur la courbe de convergence à *long terme* et une indication sur la constante de temps des phénomènes ; le processus est ensuite répété (changement de palier) ;
- soit à la rupture, ce qui donne une indication sur la valeur minimale du confinement que l'on peut espérer atteindre ainsi que sur le mode de rupture.

Quelques résultats expérimentaux sont détaillés plus loin (Fig. 14 et 15).

3.2. Modèles rhéologiques

L'étape suivante de la démarche consiste à proposer, à partir des résultats des essais, un modèle rhéologique qui rende compte des principaux aspects du comportement mécanique ainsi mis en évidence. La figure 7 illustre quelques représentations de ces modèles dans le cas unidimensionnel.

Un modèle complet consiste à associer divers éléments entre eux, le ressort (élasticité), le patin (plasticité) et l'amortisseur (viscosité). Lors du passage au cas tridimensionnel, des raffinements multiples sont proposés par de nombreux auteurs pour caler les modèles aux comportements expérimentaux.

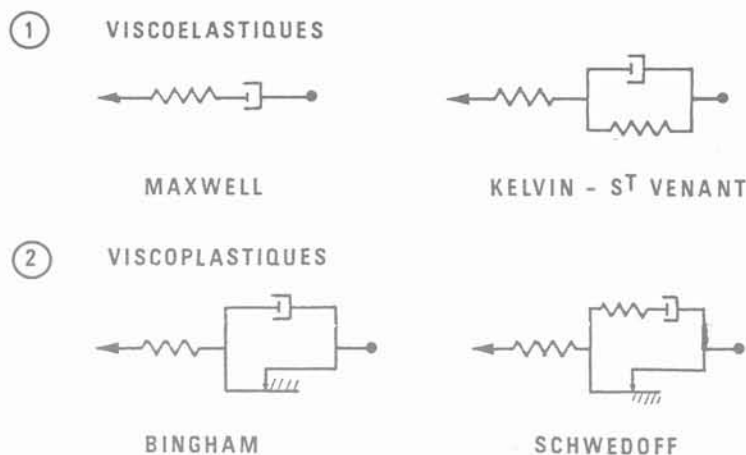


Fig. 7. — Représentation unidimensionnelle des modèles de comportement.

Fig. 7. — Unidimensional representation of constitutive laws.

Dans le cas qui nous occupe on citera les trois raffinements les plus importants:

- la *dilatance* de la roche dès que la déformation dépasse un certain seuil;
- l'existence d'un *angle de frottement*, qui signifie que la «résistance» de la roche est d'autant plus élevée que la contrainte moyenne est grande;
- le *radoucissement* qui traduit la perte progressive de résistance mécanique de la roche dès que les déformations dépassent un certain seuil.

Pour le problème du tunnel, dès que la convergence de la paroi dépasse quelques pour cent, il est clair que les *comportements irréversibles* (plasticité) de la roche doivent être pris en compte.

Les modèles de type *viscoplastiques* semblent donc être les mieux adaptés (NGUYEN MINH DUC, 1986, [8]). La figure 8 illustre deux de ces modèles:

- le modèle de *Bingham*, qui est le plus simple, consiste à mettre en série un ressort (élasticité) et un ensemble patin-amortisseur montés en parallèle (viscoplasticité).

Si l'on choisit un seuil viscoplastique avec radoucissement on rend bien compte de l'effet des vitesses

de chargement sur la «réponse» du matériau ainsi que sa rupture différée.

- le modèle *viscoplastique avec rupture*, (NGUYEN MINH D., ROUSSET G., 1987, [6]) consiste à rajouter au modèle précédent un élément plastique sans viscosité pour rendre compte de la rupture à court terme de la roche.

Il est utile pour déterminer l'influence des phases initiales (creusement et pose) sur le comportement à long terme du tunnel.

4. CALCUL DU TUNNEL-APPLICATION AU DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES

4.1. Démarche

La dernière étape concerne le calcul qui doit servir au dimensionnement de l'ouvrage et à l'optimisation des paramètres de creusement.

La difficulté de cette étape ne réside pas dans le calcul lui-même mais plutôt dans la modélisation de la pression fictive, P_f dont on a vu l'importance sur la réponse à court et long terme de l'ouvrage dans le cas des roches viscoplastiques.

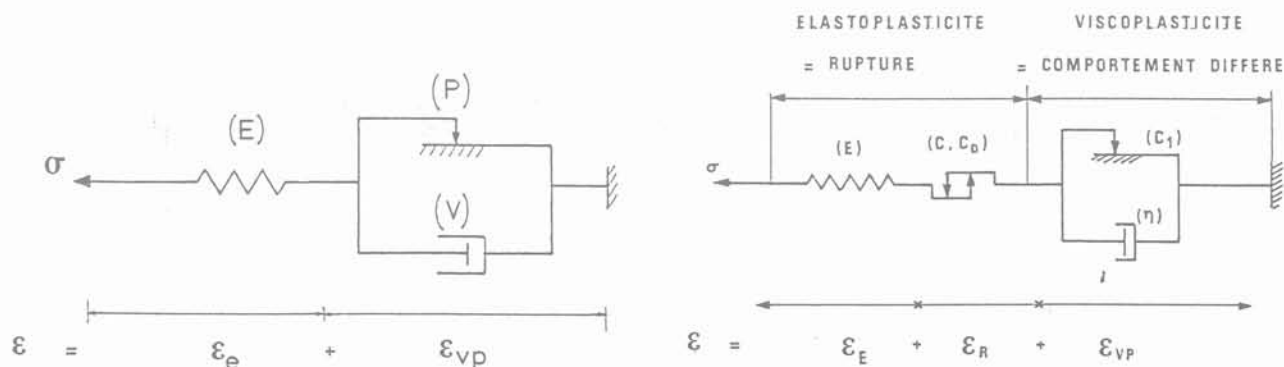


Fig. 8. — Modèles viscoplastiques.

Fig. 8. — Viscoplastic constitutive models.

- Quelle forme de P_1^f fonction de la distance au front faut-il choisir?
- Quelle est la valeur de λ (ou de U_0) qui correspond à la pose du soutènement?

Actuellement, la réponse à ces questions conserve un caractère empirique.

Du point de vue du calcul proprement dit, on montre qu'en général une zone viscoplastique de rayon y se développe à partir de la paroi (Fig. 9); dans cette zone, la vitesse de déformation viscoplastique est fonction du champ des contraintes et de la (ou des) variable d'écoulement α (radoucissement). Elle s'écrit:

$$\frac{\partial \epsilon^{vp}}{\partial t} = \frac{1}{\eta} < f_{vp}(\sigma, \alpha) >^n \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad (4)$$

où f_{vp} est le critère viscoplastique choisi. Pour le critère de Coulomb, f_{vp} prend la forme suivante:

$$f_{vp}(\sigma, \alpha) = \sigma_1 - \sigma_3 + (K_p - 1)(\sigma_1 - H(\alpha)) \quad (5)$$

formule dans laquelle $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ sont les contraintes principales ordonnées, K_p le coefficient de poussée et H est relié à la cohésion.

$$K_p = \tan^2 \left[\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right] \quad H = C \cot \phi \quad (6)$$

4.2. Cas du comportement viscoplastique avec radoucissement

La façon la plus simple de tenir compte du radoucissement est de considérer que la cohésion C du matériau diminue au fur et à mesure que la déformation viscoplastique augmente (Fig. 10). (BEREST P. et NGUYEN MINH D., 1979, [2]).

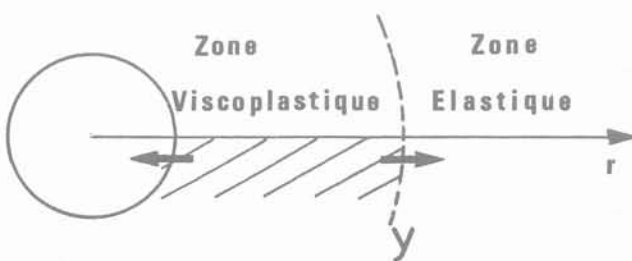


Fig. 9. — Développement de la viscoplasticité.
Fig. 9. — Extension of viscoplastic zone.

La forme de P_1^f et l'instant de pose du soutènement étant choisis, le calcul donne l'évolution de la convergence de la pression de soutènement et des zones viscoplastique ou de rupture. Un exemple numérique est présenté dans le paragraphe 5.

4.3. Cas du comportement viscoplastique avec rupture

Dans le cas où l'on tient compte de la rupture du matériau en plus de sa viscoplasticité, l'influence de la vitesse du front pendant la phase de creusement et de la raideur du soutènement est déterminante comme on l'a déjà mentionné.

Les résultats portés sur la figure 11 illustrent ce phénomène. On a tracé, dans le cas simple où les critères viscoplastiques et de rupture sont des critères de Tresca (pas d'angle de frottement) la courbe $P_\infty - P_1$ en fonction du temps.

La modélisation du chargement est simple: pour la phase de creusement, on considère que la vitesse A_0 d'évolution de la convergence est constante (A_0 est donc une mesure simplifiée de la vitesse d'avancement du front); dès que la convergence atteint une certaine valeur, un soutènement de grande raideur (infinie dans le calcul) est posé.

Le diagramme montre notamment que la pression de soutènement à l'équilibre est une fonction croissante de la vitesse initiale du front de taille: plus le creusement est rapide, plus la zone de rupture se développe et plus la pression de soutènement finale doit être élevée pour limiter la convergence à un seuil donné.

Ainsi la courbe de convergence à long terme du massif n'est plus unique comme le prévoyait la théorie classique convergence-confinement.

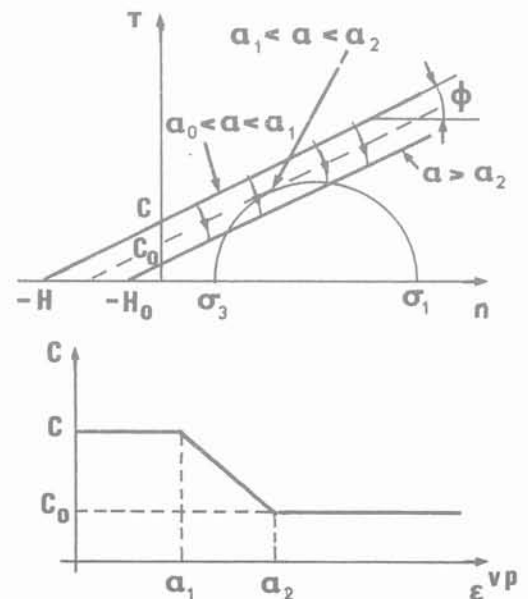


Fig. 10. — Seuil viscoplastique de Coulomb avec écoulement.
Fig. 10. — Coulomb's viscoplastic yield limit with strain softening.

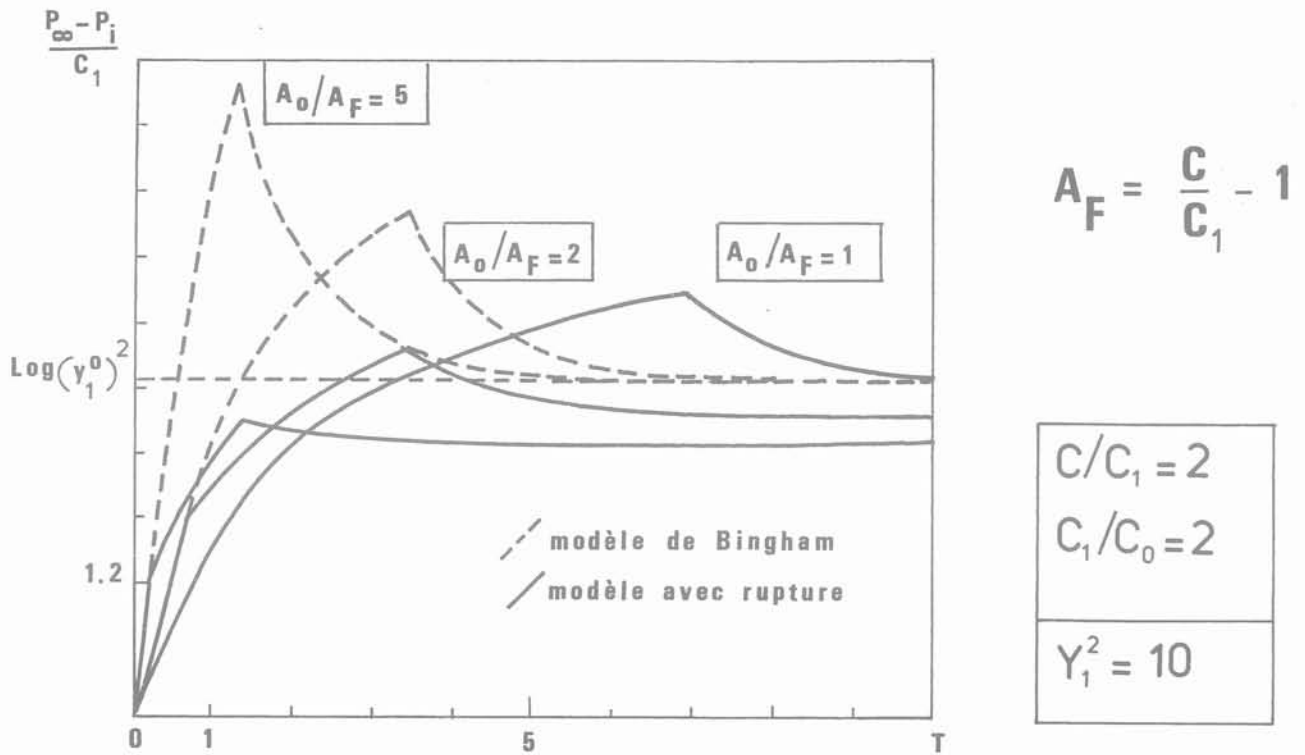


Fig. 11. — Pression de confinement en fonction du temps pour différentes vitesses de creusement.
Fig. 11. — Confinement pressure versus time for different tunnel advance rates.

La figure 12 montre les différences notables que l'on peut ainsi obtenir.

Pour une même convergence avant pose donnée (U_i^0 donné) si le creusement est lent, la rupture n'est pas atteinte et la courbe de convergence à long terme C_0 est unique. Le point d'équilibre est M_0 . A l'inverse, si la vitesse de creusement est très rapide (c'est-à-dire si la constante de temps du creusement peut être considérée comme très petite vis-à-vis de la constante de temps de la viscosité η/E), le point d'équilibre M_∞ est différent, la pression finale de soutène-

ment étant plus élevée. Ce point M_∞ dépend en plus de la raideur du soutènement.

5. APPLICATION DE LA DÉMARCHÉ À UN CAS CONCRET

Dans la suite du texte nous allons nous intéresser à un cas concret, qui est celui de l'argile de Boom à Mol (Belgique).

Le Centre d'Etudes Nucléaires belge (CEN/SCK) possède des installations souterraines dans une couche

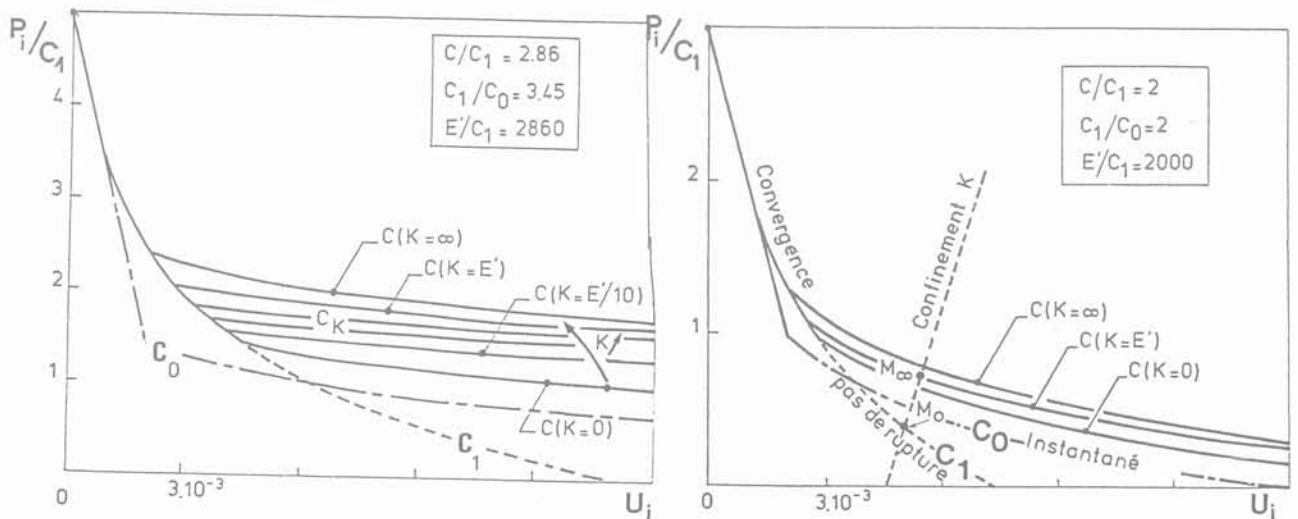


Fig. 12. — Courbes de convergence à long terme - Cas du comportement viscoplastique avec rupture.
Fig. 12. — Long term convergence curve - Case of viscoplastic-failure behavior.

d'argile homogène à 230 mètres de profondeur, qui constituent un laboratoire souterrain pour l'étude du stockage des déchets radioactifs.

L'argile de Boom est formée de 25 % de matériaux grossiers et de 75 % d'argile (dont 41 % de smectite et 17 % d'illite).

Elle est caractérisée par une teneur en eau de 23 % et une densité moyenne de 2; il s'agit d'une argile «plastique» (limite de plasticité = 25 à 27 %; indice de plasticité = 40 à 48 %).

5.1. Comportement mécanique à court terme

La figure 13 illustre les résultats obtenus lors d'un essai triaxial non drainé, sans ou avec cycles. On retiendra notamment:

- l'existence d'une phase de «plasticité parfaite» étendue (ϵ de 2 à 5 %);
- un *radoucissement* important pour des fortes déformations ($\epsilon > 5$ %);
- l'absence de partie élastique, mise en évidence par les essais cycliques;
- un *écrouissage* très important;
- l'ensemble des essais effectués avec différents confinements met en évidence l'existence d'un angle de frottement interne non drainé peu élevé, $\phi = 4^\circ$ et une valeur de la cohésion à court terme de 1,3 MPa.

5.2. Comportement mécanique à long terme

1 000 heures de fluage environ ont été nécessaires pour caractériser finement le comportement différé. Les résultats obtenus sont qualitativement indiqués dans le tableau 1.

Tableau 1. — Résultats des essais de fluage.

Table 1. — Creep tests results.

Déviateurs (Q - P) (MPa)	Rapports (Q - P) / (Q - P) _M	Commentaires
< 1,5		Peu ou pas de fluage
1,5 ou 1,75	43% ou 50%	Fluage primaire (déformation de l'ordre de 1 %) Pas de fluage secondaire
2 ou 2,25	57% ou 64%	Fluage secondaire dans la plupart des cas Déformations modérées
2,5	71 %	Fluage secondaire à vitesse élevée, suivi parfois d'un fluage tertiaire ou de la rupture
3	86 %	Fluage secondaire à vitesse très élevée ou rupture
>3		Rupture instantanée

On notera en particulier que pour le confinement P donné de 5 MPa la «résistance à long terme» de la roche n'est égale qu'à 43 % de sa résistance à court terme.

Les résultats des essais de fluage par palier sur tube épais illustrent d'une manière complémentaire ce comportement.

La figure 14 donne un exemple de résultats fournis par ce type d'essai.

Le chargement (courbe 14-a) consiste à diminuer par palier la pression intérieure à partir de la valeur de 5 MPa (pression lithostatique à 250 m de profondeur). La réponse du système (courbe 14-b) donne la convergence en fonction du temps. Dans le diagramme convergence-confinement, il suffit de joindre les points

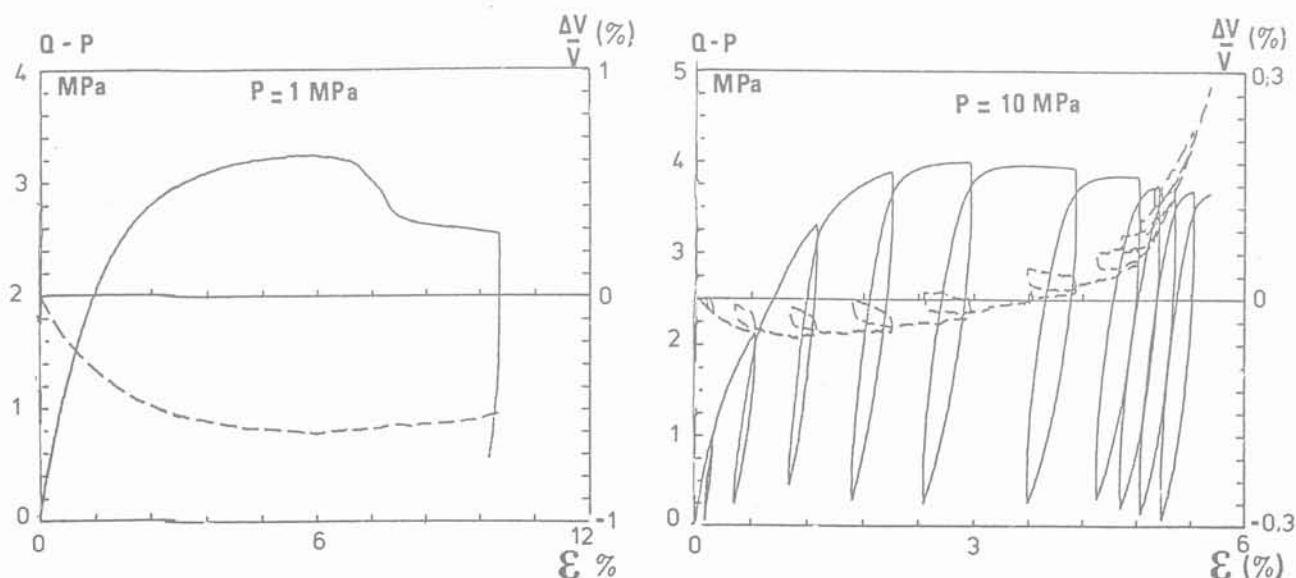


Fig. 13. — Essais triaxiaux sur l'argile de Boom.

Fig. 13. — Triaxial tests on Boom clay.

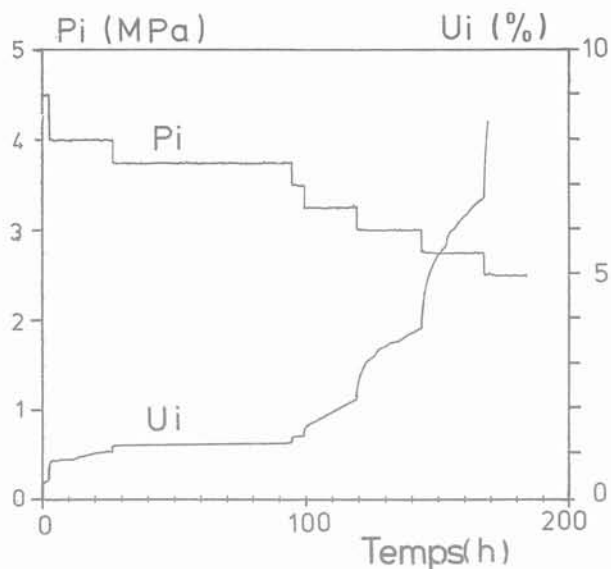


Fig. 14. — Essai de fluage par palier sur tube épais.
Fig. 14. — Creep test on hollow cylinder.

qui correspondent à la stabilisation de chaque palier pour obtenir la courbe de convergence à long terme du matériau (Fig. 15-a).

Plusieurs essais de ce type ont été réalisés; la dispersion expérimentale est faible, comme on peut le constater sur la figure 15-b. On peut noter à nouveau la différence importante entre les courbes de convergence à court et long terme.

L'ensemble de ces essais nous permet de proposer un modèle de comportement précis et de caler les paramètres du modèle. On trouvera le détail de ce calage dans (G. ROUSSET, 1988, [13]). Ce modèle est illustré sur la figure 16. Il comprend 10 paramètres:

- 5 pour décrire le seuil viscoplastique (ϵ_0 , ϵ_1 , ϵ_2 , C et C_0);
- 2 pour la viscosité (η et n);
- 2 pour l'élasticité (E et ν);
- l'angle de frottement ϕ .

Il est caractérisé par un écoulement très important et une forte non linéarité du comportement visqueux.

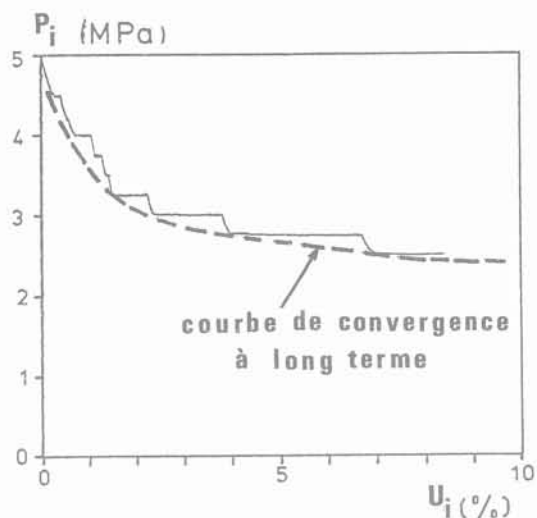


Fig. 15-a.

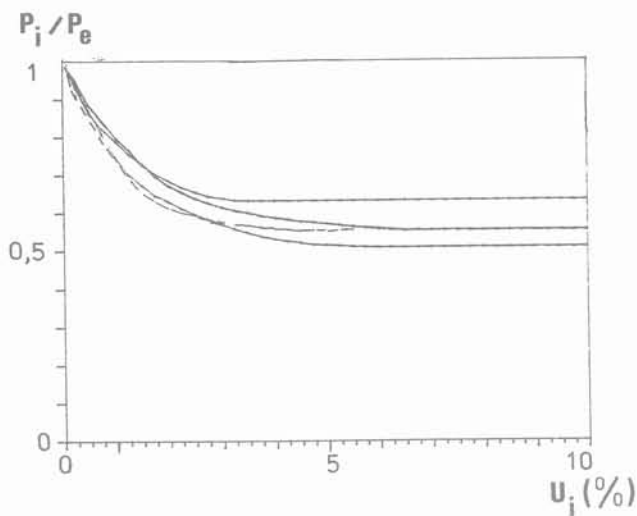


Fig. 15-b.

Fig. 15. — Courbes de convergence expérimentales.
Fig. 15. — Experimental convergence curve.

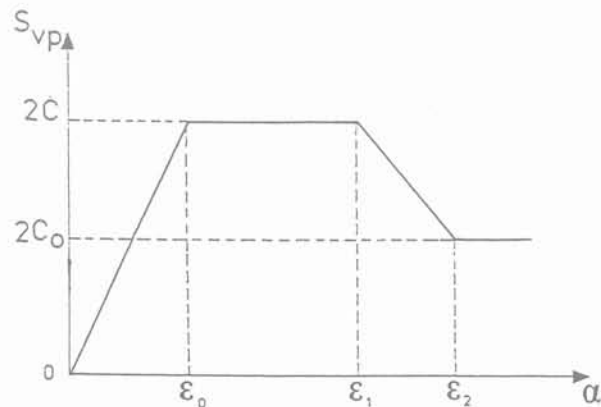
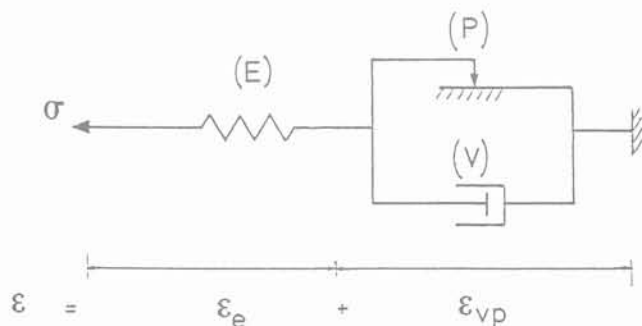


Fig. 16. — Modèle de comportement pour l'argile de Boom.
Fig. 16. — Constitutive model for Boom clay.

6. ESSAIS IN SITU - (RAMEAUX D'ESSAI ET MODÈLES RÉDUITS)

L'étude sur échantillon en laboratoire, aussi complète soit-elle, ne remplace pas la *mesure in situ*. Deux raisons essentielles peuvent conduire à des différences appréciables entre les 2 approches; l'*effet d'échelle* et la *méconnaissance du champ de contrainte lithostatique*.

Si l'importance du projet le permet, il sera très utile de réaliser un rameau d'essai ou des modèles réduits.

On présente dans ce paragraphe deux exemples de ce type d'essai réalisés à Mol.

Ces travaux font partie du programme d'étude du comportement mécanique des argiles profondes piloté par l'Agence Nationale pour la gestion des Déchets Radioactifs (CEA/ANDRA). Ils ont été financés en partie par la Commission des Communautés Européennes (CCE).

6.1. Rameau d'essai

L'ouvrage est une galerie de petites dimensions (diamètre utile 1,4 m; longueur 7 m) revêtue de claveaux de béton de 30 cm d'épaisseur (point 1 sur la figure 17).

L'ensemble de l'instrumentation mise en œuvre (cellule Grotzl, cellules de charge entre claveaux, convergence à fil d'Invar) permet de mesurer l'évolution de la pression de soutènement et de la convergence.

Le résultat le plus intéressant concerne les *déplacements* dans le massif. La configuration particulière des

installations nous a en effet permis de placer un extensomètre dans le massif *avant* le creusement de la galerie. L'appareil donne les *déplacements radiaux* de cinq points différents du massif en fonction du temps et en particulier pendant la phase de creusement, (MANFROY et al., 1985, [7]).

On a donc ainsi une estimation de la convergence du massif *avant la pose du soutènement* (valeur de U_0), c'est-à-dire à partir de l'état initial, ce qui est *exceptionnel* en géotechnique.

La figure 18 donne les déplacements en fonction du temps; on remarquera notamment que l'excellente précision de la mesure permet de déceler des mouvements quatre années après la réalisation de l'ouvrage et, au début, met en évidence de façon tout à fait claire l'influence des phases de creusement sur les déplacements.

Enfin, on notera que les déplacements dus au creusement ne représentent qu'une faible partie des déplacements totaux. Les déplacements se produisant pendant les phases d'arrêt de chantier ou après la pose du soutènement sont largement les plus importants.

Si l'on porte ces résultats dans un diagramme Logu-Logr (Fig. 19), on constate qu'à chaque instant les résultats relatifs aux cinq points de mesure sont alignés. La dépendance $u(r)$ s'écrit donc:

$$u(r) = \frac{U_1(t)}{r^{1,3}}$$

La puissance de r étant supérieure à 1, on en déduit qu'il y a dilatance du matériau. Par extrapolation, on trouve la convergence de la paroi en fonction du

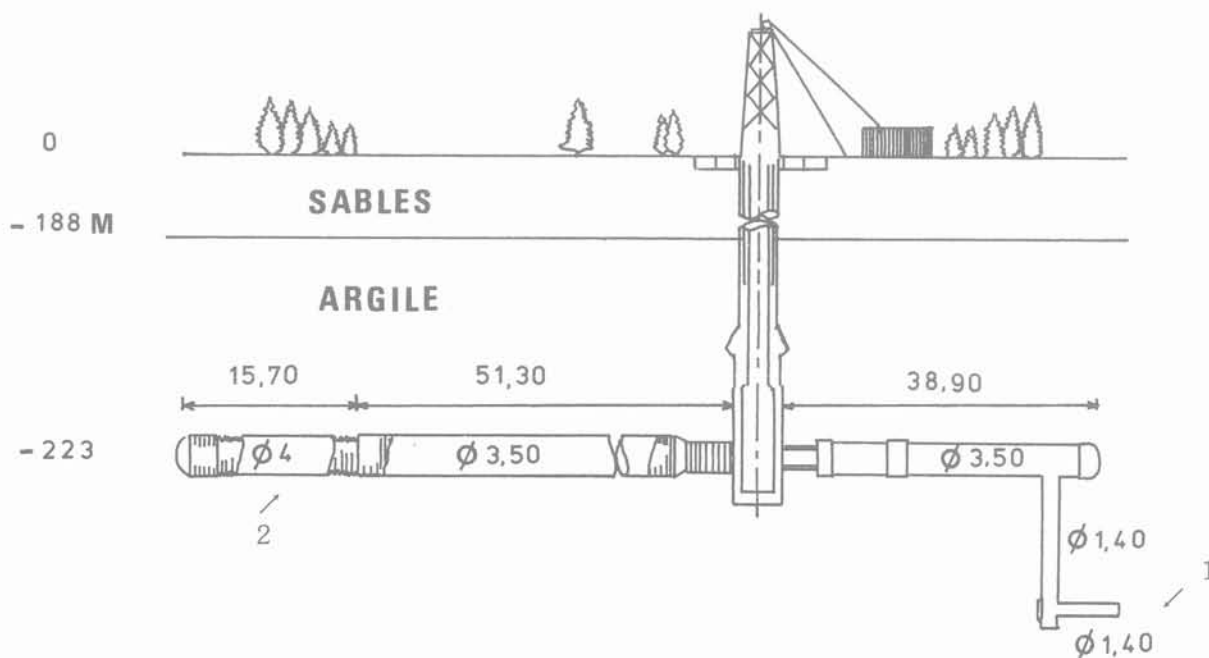


Fig. 17. — Installations souterraines de Mol.
Fig. 17. — Experimental facility at Mol.

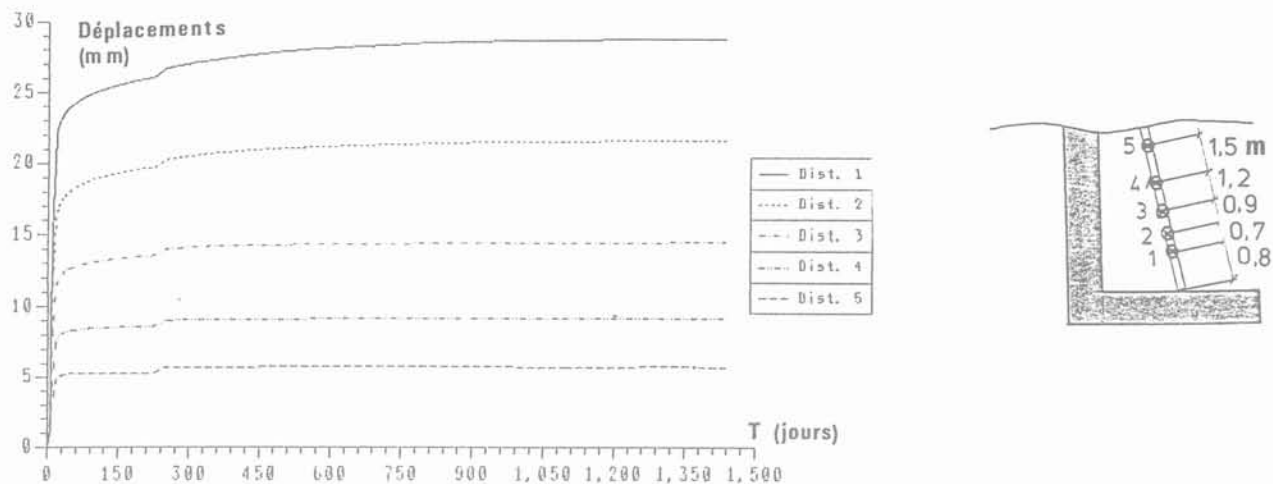


Fig. 18. — Mesures extensométriques.

Fig. 18. — Extensometric measurements.

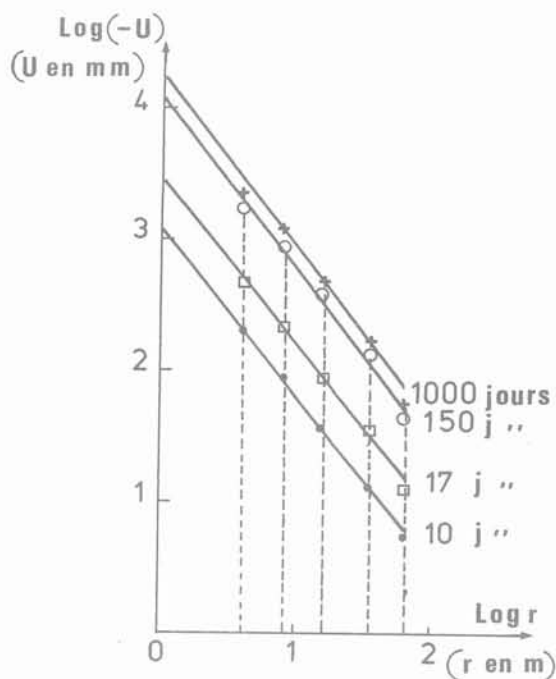
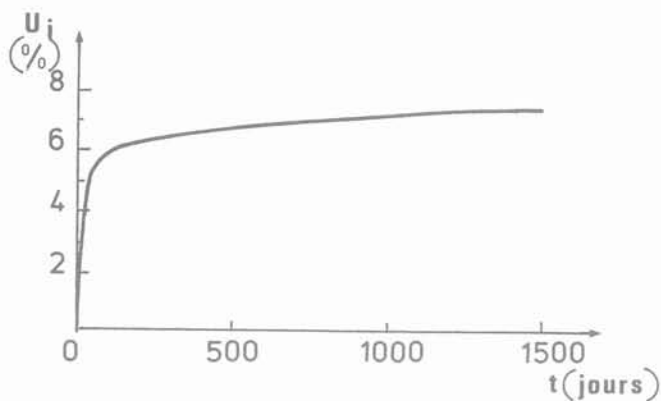


Fig. 19. — Déplacements en fonction de la distance à l'axe - Extrapolation à la convergence.

Fig. 19. — Displacements versus radius - Convergence.



temps qui atteint plus de 7 % quatre années après la fin du creusement. Comme la convergence du soutènement n'excède pas 1 %, on en déduit que 85 % de la convergence se produit avant que le soutènement ne soit réellement actif.

6.2. Essai à petite échelle*

L'exemple présenté ci-dessous est destiné à étudier in situ à partir de forages de petits diamètres (entre 10 et 15 cm), le comportement différé de la roche dans des conditions de chargement représentatives de celles du tunnel.

Il s'agit de l'essai de fluage par palier au dilatomètre dont le principe (ROUSSET, 1986, [12]) consiste à mesurer l'évolution globale de la convergence des parois du forage lorsqu'on impose une pression P_i

constante par palier (mesure du volume V de la sonde et mesures de diamètre). Il s'agit donc de la même procédure que celle utilisée lors des essais de fluage sur tube épais.

Les résultats (partiels) sont illustrés sur la figure 20 et montrent une fois encore l'importance des phénomènes différés. Dès à présent, 3 points expérimentaux d'équilibre peuvent être portés sur la courbe de convergence à long terme du massif:

$$\begin{aligned} (P_i &= 3,2 \text{ MPa } U_i = 0,9 \%), \\ (P_i &= 2,6 \text{ MPa } U_i = 1,7 \%), \\ (P_i &= 1,9 \text{ MPa } U_i = 6 \%). \end{aligned}$$

* L'essai du fluage in situ au dilatomètre est réalisé en commun avec le BRGM pour le compte de l'ANDRA. Il est financé en partie par la CCE.

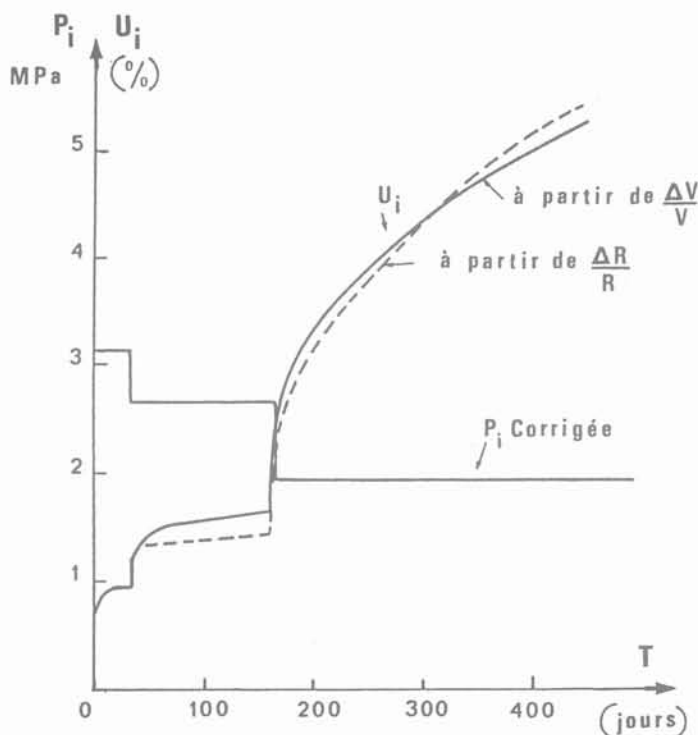


Fig. 20. — Essai de fluage par palier au dilatomètre.

Fig. 20. — In situ dilatometric creep test.

7. L'ESSAI DE SOUTÈNEMENT À CONVERGENCE CONTRÔLÉE

7.1. Principe

Afin de mettre à profit les capacités de résistance mécanique à long terme de la roche mises en évidence par l'ensemble des essais précédents, nous avons proposé à l'ANDRA et à la CCE de réaliser un ouvrage avec dimensionnement « optimisé » spécialement adapté aux roches viscoplastiques.

L'optimisation concerne le critère économique (soutènement léger et facile à mettre en œuvre) et le critère sûreté (conserver l'intégrité du massif en limitant le développement de la fracturation).

Le soutènement à joints coulissants qui a été choisi permet de concilier en effet les deux objectifs essentiels décrits plus haut :

- il favorise la convergence grâce au coulisement et permet donc de limiter la pression de confinement, c'est-à-dire d'optimiser le dimensionnement du soutènement ;

- il permet de limiter la convergence sans soutènement puisqu'il peut être posé immédiatement derrière le front de taille et que la vitesse d'avancement est élevée (U_i^0 faible). Le développement de la rupture est ainsi réduit et la convergence se produit sous confinement : elle est contrôlée.

7.2. Description de l'ouvrage

L'ouvrage est constitué d'une galerie circulaire de 4 m de diamètre intérieur, revêtue de cintres coulissants de type TH 44/58 (Fig. 21).

Chaque anneau est formé de 4 éléments assemblés au moyen d'étriers spéciaux. Il est posé immédiatement derrière le front de taille (de façon à limiter les mouvements incontrôlés) et il est rendu solidaire de la paroi grâce à un colmatage efficace de l'espace annulaire (gunitage).

Dès que la poussée du massif devient suffisante, le frottement entre chaque élément dû au serrage des étriers n'est pas suffisant et le coulisement se déclenche.

Le seuil initial de coulisement P_i est de 1 MPa environ (soit 4 ou 5 fois moins que la pression lithostatique).

Dès que le coulisement se produit la pression de confinement chute comme le prévoit la théorie convergence confinement. Elle augmente ensuite lentement, grâce au comportement différé du massif. Le processus se répète ensuite.

La courbe de confinement de ce soutènement est donc fortement non linéaire (cas n° 3 de la figure 4).

7.3. Instrumentation

L'instrumentation très variée mise en œuvre par SIMECSOL permet de remonter de façon extrêmement précise aux efforts et déformations dans le soutènement. Elle est constituée des éléments suivants (Fig. 22) :

- coulisement (mesure directe) ;
- convergence (fil d'Invar) ;
- pression totale (cellule Glotzl) ;
- extensométrie sur cintre (Kovari).

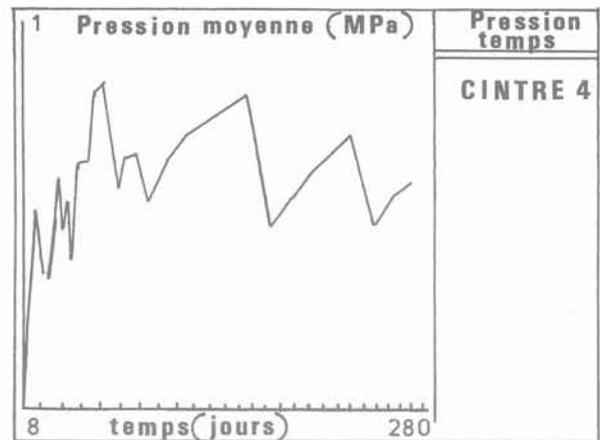
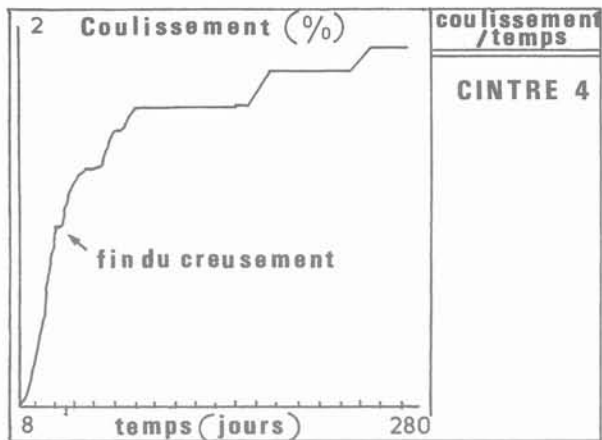


Fig. 23. — Convergence et confinement en fonction du temps.

Fig. 23. — Convergence and lining pressure versus time.

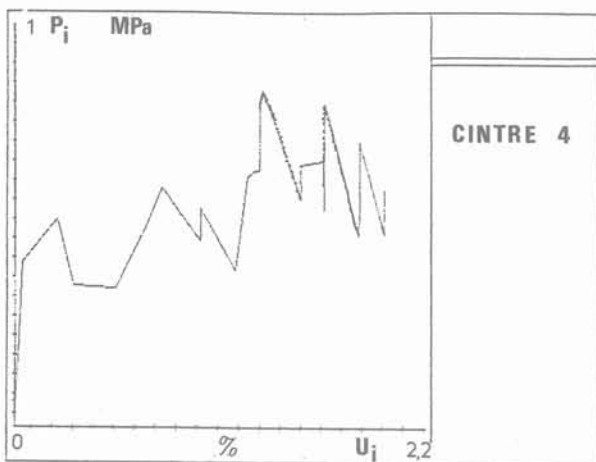

 Fig. 24. — Courbes expérimentales de confinement C_f .

 Fig. 24. — Experimental confinement curves C_f .

écrouissage moyen positif) est bien conforme à ce que l'on attendait.

La confrontation des résultats expérimentaux avec les résultats issus du calcul (avec la loi de comportement décrite ci-dessus) donne entièrement satisfaction (Fig. 25).

8. CONCLUSION

On retiendra de cette étude une démarche intéressante pour l'application de la méthode de convergence-confinement au dimensionnement des ouvrages souterrains dans des roches à comportement différé.

En particulier, on a montré comment à partir d'essais de laboratoire, il était possible d'estimer les caractéristiques du comportement différé ainsi que les capacités de résistance mécanique à long terme de ces roches.

La bibliothèque des lois de comportement permet de caler un modèle qui rende compte des principales caractéristiques du comportement mécanique.

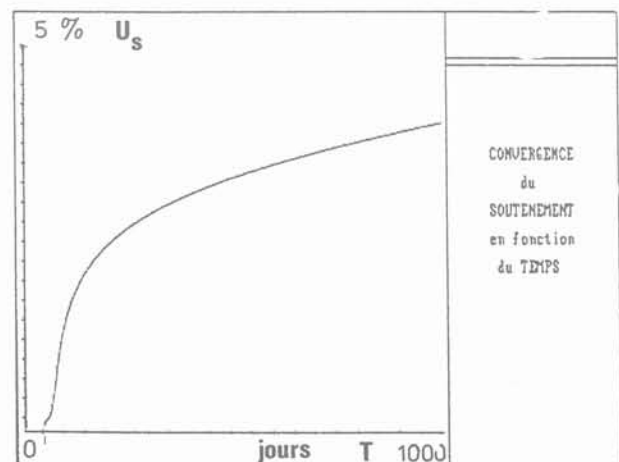
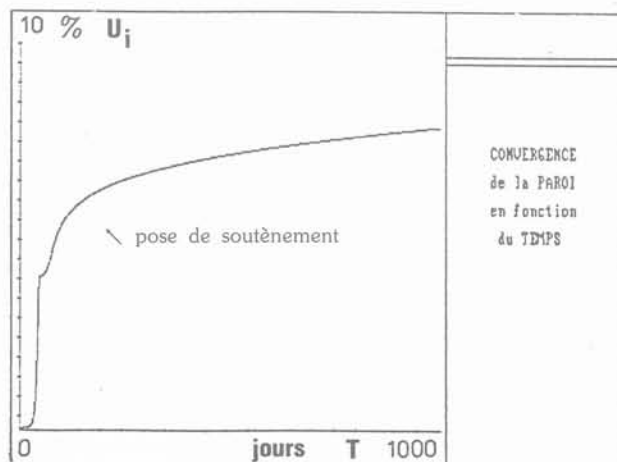


Fig. 25. — Résultats de la modélisation.

Fig. 25. — Modelling results.

L'extrapolation au comportement in situ reste évidemment le problème le plus délicat, surtout pour les roches où l'effet d'échelle est important.

Si l'importance du projet le permet, il est très utile de procéder à des expériences in situ à échelle réduite (rameau d'essai ou essais en forage). Les quelques exemples décrits dans ce texte montrent qu'il est possible d'extrapoler avec plus de certitude les résultats ainsi obtenus à des ouvrages réels.

Enfin, l'*auscultation* de l'ouvrage, très utile pour vérifier son dimensionnement est *essentielle*.

Le problème est là aussi difficile. Il vaut mieux privilégier les mesures globales dans le soutènement (contraintes, déformations, convergence) plutôt que les mesures ponctuelles de pression dont l'interprétation est en général malaisée.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] AFTES, «Stabilité des tunnels par la méthode convergence-confinement», Journées d'étude, Paris, 26 octobre 1978.
- [2] BEREST P., NGUYEN MINH D. (1979), «Etude en grande déformation de la contraction et de l'expansion de cylindres creux de révolution élastoplastiques avec radoucissement», Journal de Mécanique Appliquée, vol. 3, n°4.
- [3] BUBLITZ D. (1988), «Essai de soutènement à convergence contrôlée - Interprétation des mesures», Document interne LMS, septembre 1988.
- [4] DUFFAUT P. (1981), «Stabilité des cavités souterraines», La pratique des Sols et Fondations, Ed. du Moniteur, pp. 787-823.
- [5] LADANYI B. GILL D.E. (1983), «Tunnel design in a creeping rock», Proc. 5th Cong. ISRM «Design and Performance of Underground excavations», Cambridge, pp. 19-26.
- [6] LOMBARDI G., AMBERG W. (1979), «L'influence de la méthode de construction sur l'équilibre final d'un tunnel», Proc. 4th Cong. ISRM, Montreux, vol. 1, pp. 475-484.
- [7] MANFROY P., NEERDAEL B., SIMON J.M., ROUSSET G. (1985), «Mesures de convergence en argile profonde», Tunnels et Ouvrages souterrains, n° 68, pp. 63-71, mars-avril 1985.
- [8] NGUYEN MINH D. (1986), «Modèles rhéologiques pour l'analyse du comportement différé des galeries profondes», Comptes rendus du Cong. Int. Grands Ouvrages en Souterrain, ITA/AITES, Florence, pp. 659-665.
- [9] NGUYEN MINH D., ROUSSET G. (1987), «Rôle des effets à court terme sur le comportement différé des galeries souterraines», Proc. 6th ISRM Conf., Montréal.
- [10] PANET M., GUELLEC P. (1974), «Contribution à l'étude du soutènement d'un tunnel à l'arrière du front de taille», Proc. 3rd ISRM Conf., Denver, vol. II B.
- [11] PIGUET J.P. (1982), «Le soutènement par cintres métalliques dans les galeries - Etude bibliographique», Document interne CERCHAR 82 11-76-1555, Laboratoire de Mécanique des Terres, avril 1982.
- [12] ROUSSET G. (1986), «Essai de fluage in situ au dilatomètre - Principe de l'essai - Eléments du Cahier des Charges», Document interne LMS, mai 1986.
- [13] ROUSSET G. (1988), «Comportement mécanique des argiles profondes - Application au stockage de déchets radioactifs», Thèse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 4 juillet 1988.
- [14] ROUSSET G., BAZARGAN B., LENAIN R. (1989), «Time dependent behavior of rocks: laboratory tests on hollow cylinders», Proc. 30th US Symp. on rock Mech., West Virginia University, Morgantown, USA, June 19-22, 1989.
- [15] ROUSSET G., BUBLITZ D. (1989), «Dimensionnement des soutènements dans les roches viscoplastiques: méthode générale et expérience in situ», Proc. Int. Symp. «Rock at great depth», Pau, France, August 28th-31st.
- [16] ROUSSET G., BUBLITZ D. (1989), «Soutènement couissant dans une argile profonde», Proc. Ing. Cong. «Progress and Innovation in Tunneling», Toronto, Canada, sept. 9-14, 1989.

modélisation du comportement thermomécanique d'un massif granitique - application à la simulation de l'expérience THM de Fanay-Augères

numerical modelling of the thermomechanical behaviour
of a granitic mass - application to the simulation of Fanay-Augères
THM experiment

A. REJEB, G. VOUILLE

Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris*

S. DERLICH

Commissariat à l'Energie Atomique**

Rev. Franç. Géotech. n° 53, pp. 21-31 (octobre 1990)

Résumé

L'expérience Thermo-Hydro-Mécanique de Fanay-Augères a permis d'obtenir un ensemble de résultats précis et cohérents en ce qui concerne l'évolution de la température et de la déformation. Cette base de données constitue une référence précieuse pour juger de la validité des modélisations numériques du comportement thermomécanique d'un massif de granite fissuré.

Cet article fait le point de l'ensemble des travaux réalisés dans le cadre de cette expérience et présente les premiers résultats obtenus à l'aide de simulations numériques utilisant un modèle thermoélastique puis un modèle thermoplastique en milieu continu équivalent.

Abstract

The Fanay-Augères Thermo-Hydro-Mechanical in situ experiment has produced a whole set of accurate and consistent results regarding the evolution of temperature and deformation. This data base is a valuable reference to appraise the validity of the numerical modellings of the thermomechanical behaviour of a fractured granite mass.

This paper presents the work done within the scope of this experiment and gives the first results obtained by means of numerical simulations using at first a thermoelastic and then a thermoplastic model in an equivalent continuous medium.

* CGES/Mécanique des Roches, 35, rue Saint-Honoré 77305 Fontainebleau.

** IPSN/DPT/SEPD ; BP N° 6, 92265 Fontenay-aux-Roses Cedex.

INTRODUCTION

L'enfouissement irréversible profond des déchets radioactifs de haute activité, émetteurs de chaleur, dans des formations géologiques stables et peu perméables aux eaux souterraines, est l'option considérée actuellement comme la plus réaliste en vue d'assurer leur isolation jusqu'à des niveaux d'activité inoffensifs vis-à-vis de la biosphère et de l'homme en particulier (CCE et OCDE-AEN, 1984).

Le concept d'évacuation est du type « multi-barrières », c'est-à-dire que les conteneurs, éventuellement enveloppés d'un suremballage métallique épais, sont déposés dans des dépôts minés profonds composés de galeries d'accès et de forages, reliés à la surface par des puits. L'ensemble est soigneusement remblayé de matériaux appropriés après mise en place de tous les conteneurs.

Les milieux-hôtes les plus fréquemment étudiés actuellement sont (a) les roches dures peu fracturées telles que le granite et le schiste, (b) les matériaux argileux pouvant montrer d'intéressantes propriétés de rétention vis-à-vis des radio-éléments, et (c) les formations salines, normalement exemptes de toute circulation de fluides. Le basalte étudié aux Etats-Unis s'apparente mécaniquement à la catégorie du granite (CÔME, 1988).

Pour quantifier expérimentalement les phénomènes thermo-hydro-mécaniques, la majorité des pays impliqués dans les projets d'évacuation de déchets radioactifs ont entrepris des programmes de recherche dans plusieurs « laboratoires souterrains ». Les résultats de tels essais serviront aussi à caler les modèles numériques appropriés.

En ce qui concerne le stockage dans le granite, les plus importantes expérimentations ont été réalisées :

- dans la mine de Stripa en Suède (OCDE-AEN, 1983) ;
- sur les sites américains du Nevada (ZIMMERMAN, 1986) ;
- dans le laboratoire souterrain du Grimsel en Suisse (CÔME et al., 1985) ;
- dans la mine de Fanay-Augères en Haute-Vienne en France (CEA/IPSN-SEPD, 1986).

La présente communication s'intéresse à l'expérience de Fanay-Augères ; une modélisation du comportement thermomécanique du massif granitique considéré est proposée. Les nombreuses valeurs expérimentales obtenues in situ ont permis de tirer des conclusions sur la validité de cette modélisation.

1. DESCRIPTION DE L'EXPÉRIENCE

L'expérience Thermo-Hydro-Mécanique (THM) a été réalisée par l'Institut de Protection et de Sécurité Nucléaire du Commissariat à l'Energie Atomique à la mine d'uranium de Fanay-Augères, exploitée par la

COGEMA dans le Limousin. Les dimensions et la durée de cette expérience à échelle réduite ont été déterminées par une similitude spatio-temporelle avec un stockage géologique réel à 1 000 m de profondeur pendant un million d'années. Le laboratoire est situé à 100 m de profondeur ; sous le radier, un volume instrumenté de dimensions $10 \times 10 \times 5$ m, est chauffé dans le but de caractériser les modifications du milieu sur les plans thermique, hydraulique et mécanique lors de ce chauffage et postérieurement. L'implantation des appareils de mesure a été effectuée selon un repère local (X, Y, Z) qui délimite un maillage codé de la zone d'étude comme le montre la figure 1.

La source chauffante enfouie à 3 m sous la surface du radier est constituée de 5 radiateurs de 1,5 m de longueur et 0,15 m de diamètre. La puissance totale est de 1 kW soit 200 watts par élément chauffant. Les radiateurs ayant un entre-axe de 0,30 m, sont disposés à l'intérieur de 5 forages parallèles et horizontaux de longueur 10 m. On note que la puissance d'un élément chauffant de la source correspond à l'émission thermique d'un conteneur de déchets d'un volume de 150 l, d'un diamètre de 0,35 m et d'une hauteur de 1,50 m au bout d'une période de refroidissement de 30 ans (CCE, 1982).

Les mesures ont été poursuivies pendant environ 51 jours de chauffage, interrompus par quelques coupures de courant électrique, et 74 jours de refroidissement. Ces mesures, effectuées en particulier au niveau du radier ou dans des forages verticaux creusés à partir de celui-ci, avaient pour objectifs de contrôler :

- la répartition de la température à la surface du radier et dans le volume rocheux autour de la source de chaleur ;
- les déformations en surface et en profondeur en particulier au niveau des fractures naturelles ;
- la variation de la conductivité hydraulique de quelques fractures initialement bien identifiées.

Toutes ces mesures ont été enregistrées et mémorisées par un dispositif d'acquisition automatique des données, piloté par micro-ordinateur. Les résultats obtenus nous ont été fournis par la société SIMECSOL qui a réalisé cette installation (GATHION et PINCENT, 1988).

2. SYNTHÈSE DES RÉSULTATS DE MESURE

Au niveau thermique, on a noté une bonne cohérence des mesures enregistrées par les capteurs de température. A la fin du chauffage, la source de chaleur a atteint une température maximale de 77 °C, alors que dans le massif rocheux, elle n'était que d'environ 41 °C. Les deux premières pannes de chauffage de durée 3 heures et 22 heures ont montré une influence significative sur les températures mesurées surtout par les capteurs les plus proches de la source. La courbe que présente la figure 2 est un exemple des résultats de mesures obtenus où appa-

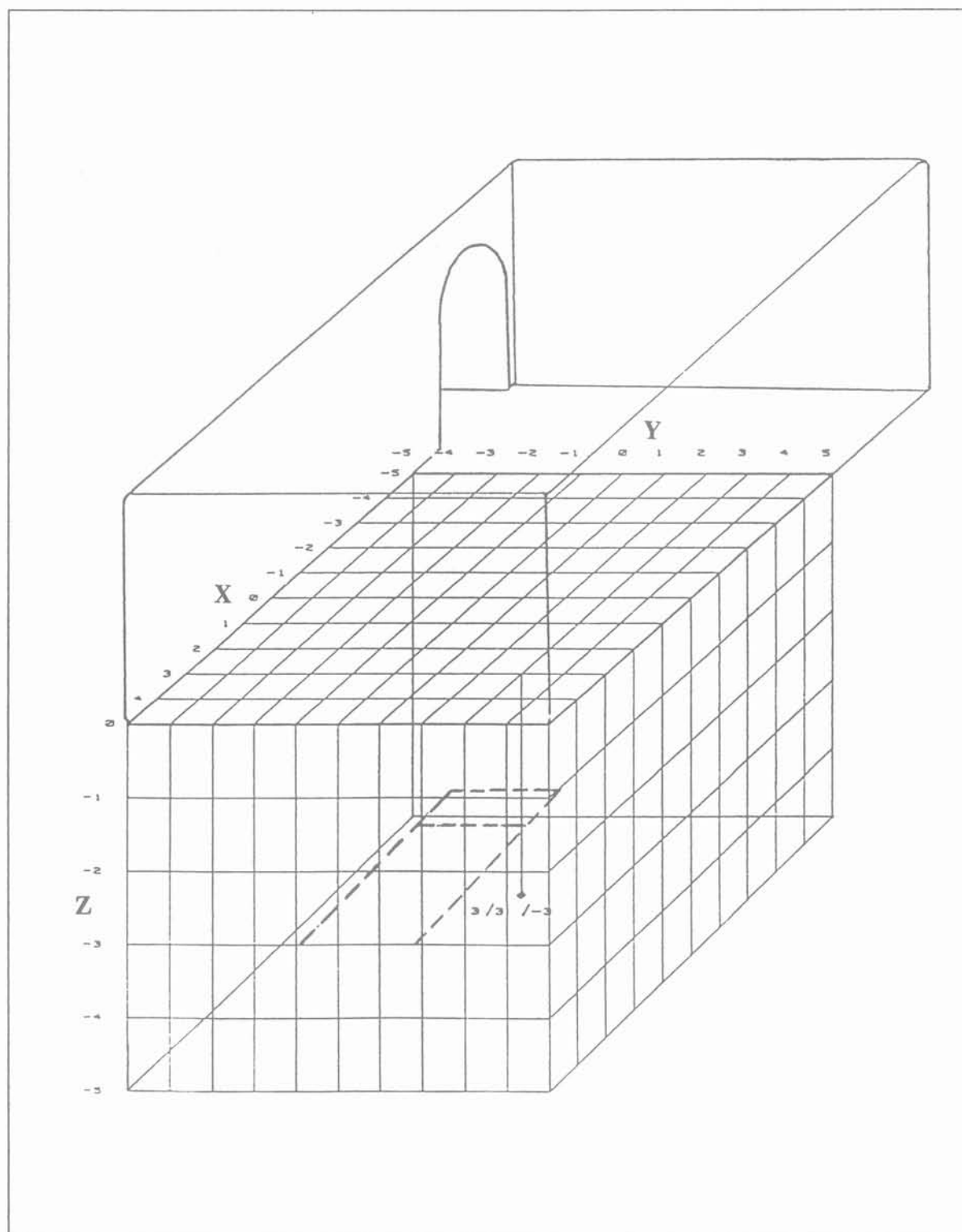


Fig. 1. — Schéma du laboratoire (d'après SIMECSOL).
 Fig. 1. — Diagram of the laboratory (according to SIMECSOL).

raît clairement la présence de deux pics d'amplitude différente correspondant aux deux interruptions de chauffage. Les mesures des températures en surface ont montré que c'est uniquement le centre du radiateur qui s'est légèrement échauffé et que partout ailleurs

les capteurs ont mesuré l'évolution de la température extérieure, décroissante de 13 à 10 °C.

Dans le but de dégager un éventuel effet de la fissuration et de l'hétérogénéité du milieu sur la réparti-

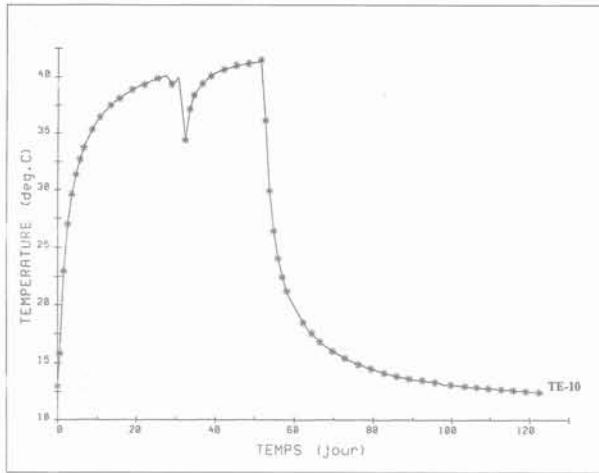


Fig. 2. — Résultats de mesures enregistrées par le capteur de température TE-10, de coordonnées locales (0, -0,2, -2,5).

Fig. 2. — Results of the measurements recorded by the temperature transducer TE-10, with local co-ordinates (0, -0.2, -2.5).

tion de la température dans le massif granitique, nous avons réalisé des isothermes dans différents plans horizontaux et dans les deux plans verticaux $X = 0$ et $Y = 0$ à diverses dates (REJEB et al., 1988). Le tracé de ces isothermes a été effectué en utilisant un programme de krigeage tridimensionnel développé au Centre de Géostatistique de l'ENSMP. La régularité des lignes isothermes obtenues permet d'écarter l'existence de singularité particulière des propriétés thermiques du massif rocheux. De plus, aux dates considérées, l'uniformité et la cohérence de la répartition du champ de température dans les deux plans $X = 0$ et $Y = 0$, ayant des traces de fissuration différentes, montrent que la présence des fissures n'a pas eu un effet important sur les mesures comme l'illustre l'exemple de la figure 3.

Les mesures de déformation en profondeur ont été effectuées à l'aide de 3 extensomètres de forage (F_1 , F_2 , et F_3) comprenant chacun 4 capteurs de déplacement. Ces capteurs mesurent l'évolution des variations de distance entre le radier et leur point d'ancrage dans le forage au cours des périodes de chauffage et de refroidissement.

L'analyse des résultats de ces mesures a montré que le granite a répondu quasi-instantanément au chauffage puisqu'on n'a observé pratiquement aucun décalage dans le temps entre l'évolution des températures et celle des déplacements dans le massif. La figure 4 confirme la bonne cohérence de ces mesures avec celles des températures (fig. 2) et montre la haute sensibilité des instruments de mesure utilisés.

L'évolution de la déformation du radier selon les axes (X , Y ,) a été suivie par les mesures des extensomètres électriques et manuels répartis de manière à couvrir presque la totalité de la surface du laboratoire.

Globalement, en fin de chauffage, la surface du radier s'est déformée tangentiellement de 0,2 mm/m et radialement de 0,04 mm/m ; les déformations tan-

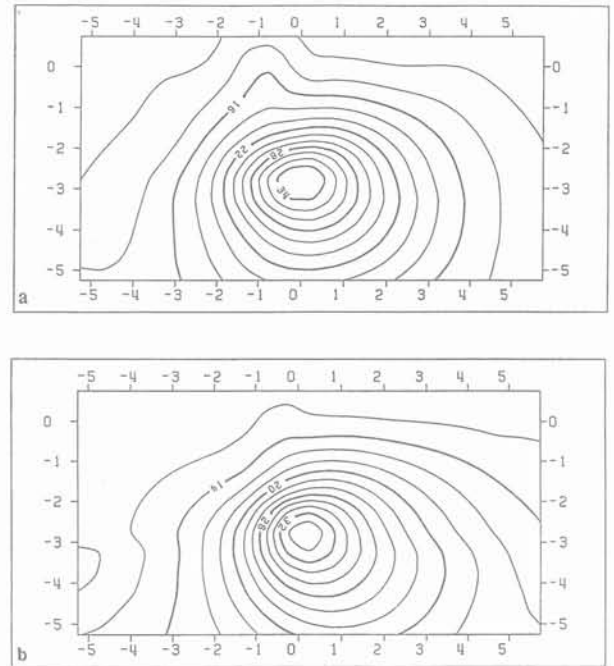


Fig. 3. — Isothermes expérimentales à la date 51 jours.

a. Dans le plan $X = 0$ b. Dans le plan $Y = 0$.

Fig. 3. — Experimental isotherms on day 51.

a. In the plane $X = 0$ b. In the plane $Y = 0$.

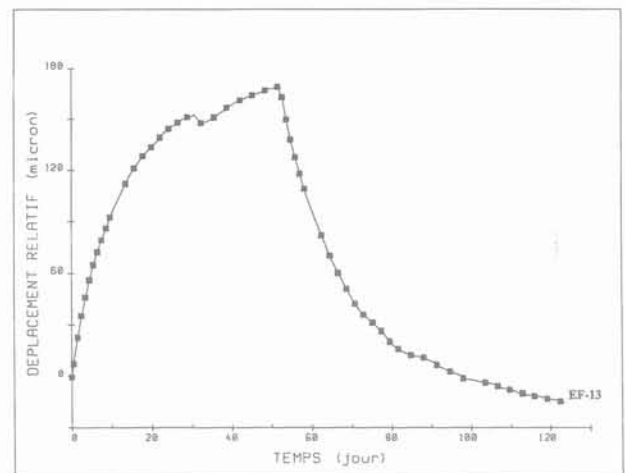


Fig. 4. — Résultats de mesures enregistrées par l'extensomètre de forage EF-13, de coordonnées locales (-1, 0, -4).

Fig. 4. — Results of the measurements recorded by the borehole extensometer EF-13, with local co-ordinates (-1, 0, -4).

gentielle et radiale sont définies par rapport à un repère polaire lié au centre du radier. Les mesures par un système de laser tournant ont mis en évidence un soulèvement du radier de quelques dixièmes de millimètre. La faible amplitude de ces déformations traduit le fait que l'échauffement du massif a été très limité, en particulier la température au voisinage de la source ne s'est élevée que d'environ 28 °C.

Les mesures extensométriques en surface, comme celles en profondeur, ont fait apparaître un comportement irréversible du granite vis-à-vis du chauffage. De

plus, l'analyse des mesures de déformation du radier a permis d'identifier une influence significative de la fissuration ; en effet, des extensomètres placés symétriquement par rapport au centre du radier n'ont pas fourni les mêmes valeurs de déformation. Les valeurs obtenues ont été trouvées largement liées à la position des extensomètres par rapport aux fissures ainsi qu'à la densité de fracturation de la zone considérée (REJEB et al., 1989). En prenant l'exemple des extensomètres électriques ET-4, ET-8, EL-13 et EL-15 placés tangentielllement à 2 m du centre de radier (fig. 5), on observe qu'en passant de EL-15, se trouvant dans une zone relativement saine, à ET-8 placé à cheval sur la faille 8 (fig. 6), les déformations tangentielles se trouvent multipliées par un facteur de l'ordre de 6.

Par ailleurs, les deux fissures principales du radier ont été aussi instrumentées (fig. 7) afin de contrôler l'évolution de leur ouverture et de leur rejet. A titre d'exemple, la figure 8 donne les mesures enregistrées sur la fissure 2 par un extensomètre électrique horizontal et un extensomètre vertical. On note que la fissure 2 avait une ouverture initiale avant chauffage de 4 mm et que la base de mesure était de 50 cm. On constate qu'à la fin de l'expérience, cette fissure s'est refermée seulement de 31 % de son ouverture maximale.

3. MODÈLES NUMÉRIQUES

Les outils numériques utilisés pour les simulations sont les logiciels CHEF (CHaleur par Éléments Finis) et VIPLEF (VIsco-PLasticité par Éléments Finis), développés au Centre de Géotechnique et d'Exploitation du Sous-sol de l'ENSMP (TIJANI, 1985) ; ils permettent le couplage thermomécanique en utilisant le même maillage.

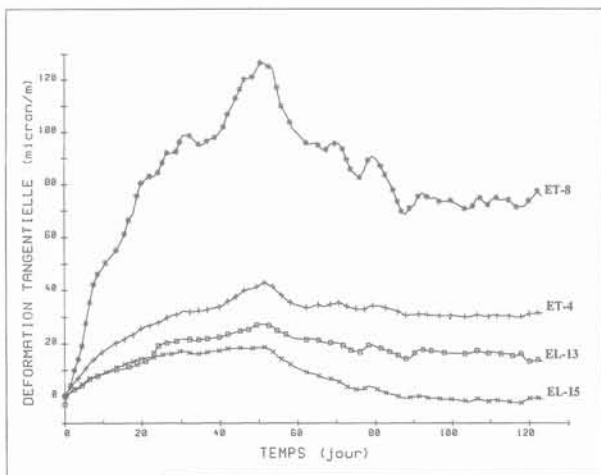


Fig. 5. — Résultats de mesures enregistrées par les extensomètres de surface ET-4, ET-8, EL-13 et EL-15.
Fig. 5. — Results of the measurements recorded by the surface extensometers ET-4, ET-8, EL-13 and EL-15.

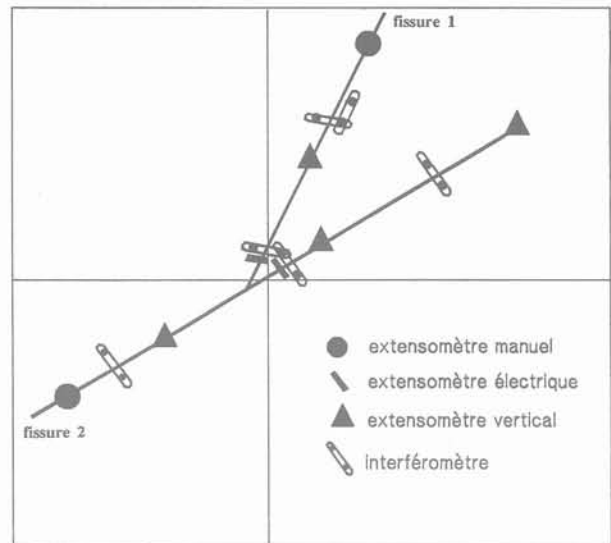


Fig. 7. — Instruments de mesure au niveau des 2 fissures principales du radier.

Fig. 7. — Measuring devices on the 2 main fractures of the footwall.

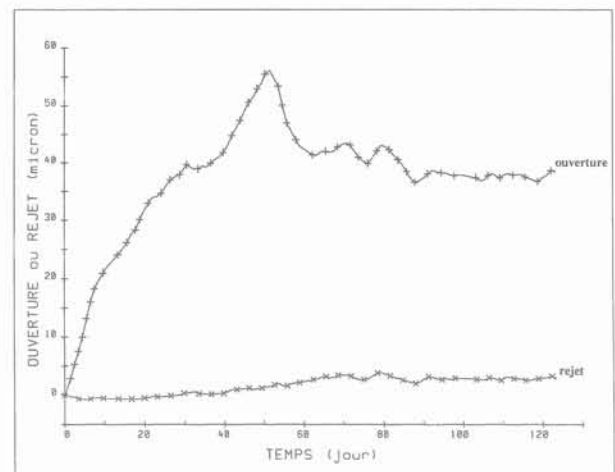


Fig. 8. — Résultats des mesures d'ouverture et de rejet de la fissure 2.

Fig. 8. — Measurement of opening and throw of fracture 2.

En ramenant à deux dimensions le problème de la simulation de l'expérience THM, un modèle en révolution avec une source de chaleur en forme de disque a été construit. La comparaison des mesures in situ aux résultats des divers modèles établis dans une étude de prédimensionnement de la source (VOUILLE, 1986) a montré que c'est le modèle bidimensionnel qui est le plus convenable pour simuler la géométrie réelle de l'essai. Les dimensions et les limites de ce modèle axisymétrique ainsi que le maillage correspondant sont donnés par la figure 9. Ce maillage, suffisamment fin à proximité de la source où le flux thermique est important, comporte 1 098 nœuds et 507 éléments triangulaires quadratiques à 6 nœuds. Il a été construit de sorte que chaque point de mesure coïncide avec un nœud du maillage, ce qui facilite la comparaison entre les valeurs numériques et expérimentales.

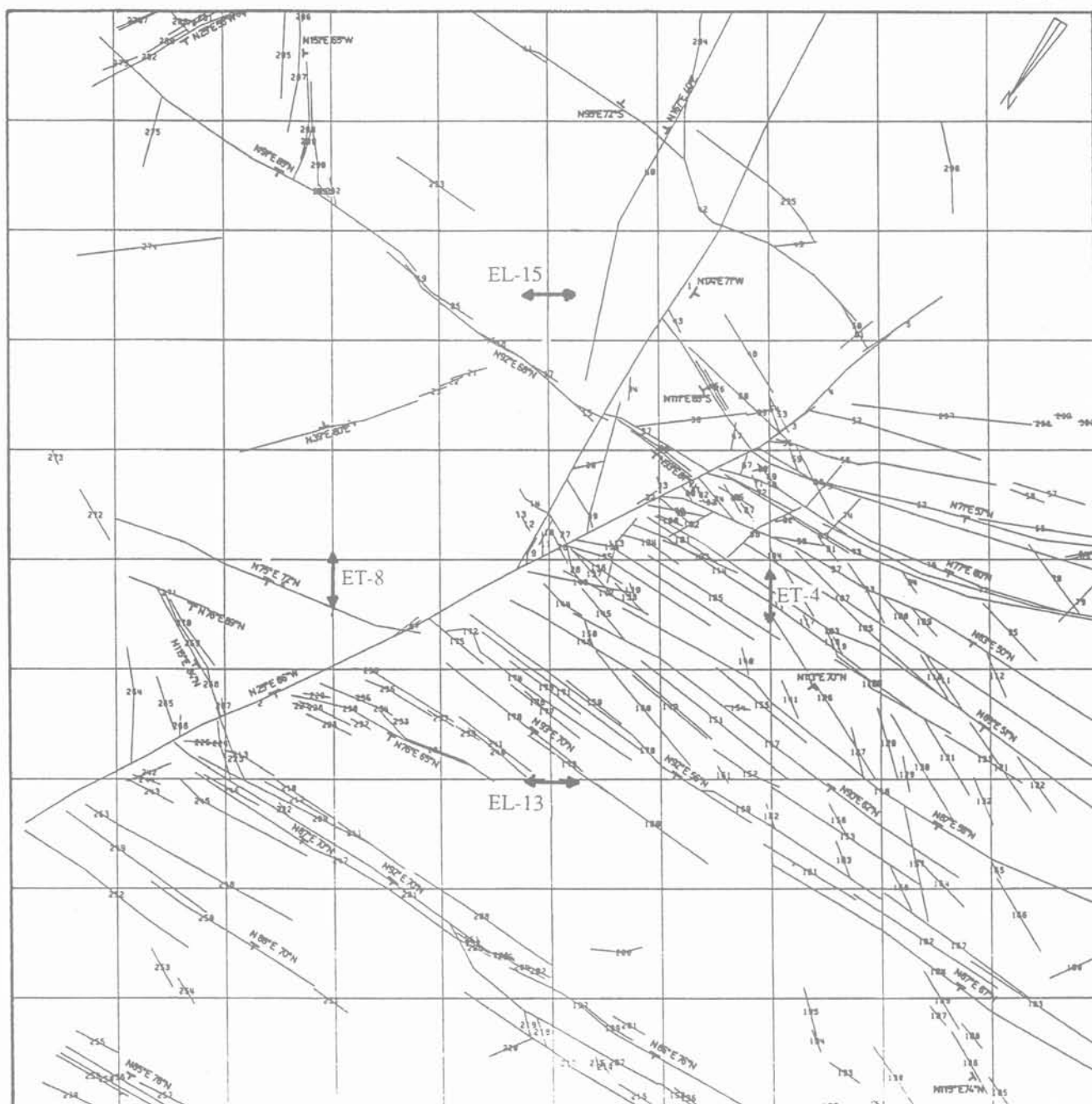


Fig. 6. — Position des extensomètres de la figure 5 par rapport aux fissures du radier.
 Fig. 6. — Location of the extensometers of figure 5 in relation to the fractures of the footwall.

Simulation thermique

L'équation de la chaleur a été résolue avec les conditions aux limites suivantes :

— la paroi de la cavité (Γ_1) simulant la source, est soumise à un flux constant correspondant à une puissance de chauffe de 1 kW s'exerçant sur une surface équivalente de 5,61 m² (surface d'un disque de 1,7 m de diamètre et de 0,2 m de hauteur), environ égale à celle de la source réelle ;

— les parois de la chambre d'essai (Γ_3) sont soumises à la température ambiante, supposée décroissante de 13 °C à 10 °C au bout de 120 jours ; cette condition est inspirée des résultats de mesures des capteurs de température à la surface du radier ;

— sur les limites Γ_2 (axe de symétrie), Γ_4 , Γ_5 et Γ_6 , nous avons imposé un flux nul.

L'état initial est défini par un champ de température uniforme et isotrope dans tout le massif égal à 13 °C, qui représente une valeur moyenne des tempéra-

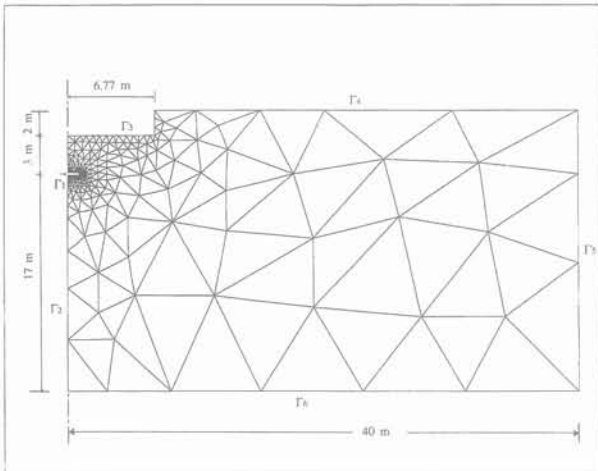


Fig. 9. — Maillage et limites du modèle.
Fig. 9. — Mesh and boundaries of the model.

res initiales mesurées in situ. Pour se rapprocher davantage des conditions réelles de l'expérience, nous avons considéré une durée de chauffage de 51 jours 21 heures 30 minutes, exactement égale à celle de l'expérience. Nous avons aussi simulé les deux premières pannes de chauffage, qui ont montré une influence significative sur les mesures, en ramenant et en maintenant à zéro le flux durant l'interruption.

La simulation a été effectuée en utilisant les caractéristiques thermiques du granite de Fanay-Augères, déterminées au laboratoire, en tenant compte de leur variation avec la température (BERGUES et HABIB, 1988), à savoir :

$$\begin{aligned}\lambda(T) &= 4,725/T + 1,9 \\ C_p(T) &= 1,45 T + 770\end{aligned}$$

où :

λ est la conductivité thermique en $W/m/^\circ C$,
 C_p est la chaleur spécifique en $J/kg/^\circ C$,
 T est la température en $^\circ C$.

Simulations thermomécaniques

Deux calculs thermomécaniques ont été effectués en vue d'interpréter l'ensemble des mesures de déformations obtenues in situ ; ces deux calculs utilisent l'historique des températures donné par la précédente simulation thermique.

Premier calcul : c'est un calcul thermoélastique de référence basé sur l'hypothèse d'un milieu continu. Dans ces conditions, les variations de contraintes sont reliées aux variations de température par un opérateur linéaire et les déformations sont proportionnelles aux contraintes thermiques. Cette hypothèse fait donc abstraction du rôle des fissures qui pourrait éventuellement modifier le comportement du massif rocheux ; c'est précisément la mise en évidence de ce rôle qui constitue l'objectif principal de ce calcul de référence.

Deuxième calcul : la référence étant connue, un calcul thermoélastoplastique est réalisé dans le but d'introduire le rôle de la fissuration moyennant l'utilisation d'un milieu continu isotrope équivalent caracté-

risé par une résistance en traction nulle (REJEB et VOUILLE, 1989).

Les deux calculs élastique et plastique diffèrent uniquement par la loi de comportement utilisée. Celle du matériau à traction nulle représente le cas extrême où les fissures s'ouvrent sans se fermer pendant la décharge.

Les conditions aux limites auxquelles a été soumis le modèle portent sur le champ de déplacement :

- déplacement horizontal nul sur Γ_2 et Γ_5 ;
- déplacement vertical nul sur Γ_4 et Γ_6 .

Les conditions initiales sont définies par les pressions verticale P et horizontale Q dues au poids des terres. Le coefficient de proportionnalité entre les contraintes in situ a été pris égal à 1 conformément aux résultats des essais réalisés sur le site considéré (FEUGA et OUVRY, 1988) ; soit alors $P = Q = \gamma h = 2,6 \text{ MPa}$, où :

γ est le poids volumique du granite de Fanay égal à 26 kN/m^3 ,
 h est la hauteur du terrain de recouvrement au-dessus de la chambre d'essai égale à 100 m .

Les paramètres thermomécaniques utilisés dans ces simulations sont ceux du granite de Fanay-Augères testé au laboratoire (VOUILLE et HUMBERT, 1988) :

Module d'Young : $E = 55\,650 \text{ MPa}$,
Coefficient de Poisson : $\nu = 0,22$,
Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 5 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ C^{-1}$.

4. DISCUSSION

Pour la validation de notre modélisation thermomécanique, les résultats numériques ont été comparés aux résultats des mesures de température et de déformation.

4.1. Répartition des températures

La comparaison entre la simulation thermique et l'expérience a été effectuée dans l'espace et dans le temps respectivement à l'aide des isothermes et des courbes représentant l'historique des températures (REJEB et al., 1988), dont trois exemples sont illustrés sur les figures 10, 11 et 12.

L'analyse de l'ensemble des résultats nous a permis de dégager les points suivants :

- les résultats du calcul sont en bon accord avec les mesures ;
- dans l'ensemble, le modèle sur-estime légèrement les températures et en particulier aux nœuds les plus proches de la source (fig. 10) ;
- l'accord entre le calcul et les mesures s'améliore au fur et à mesure qu'on s'éloigne de la source puisque l'influence de la différence de forme entre la

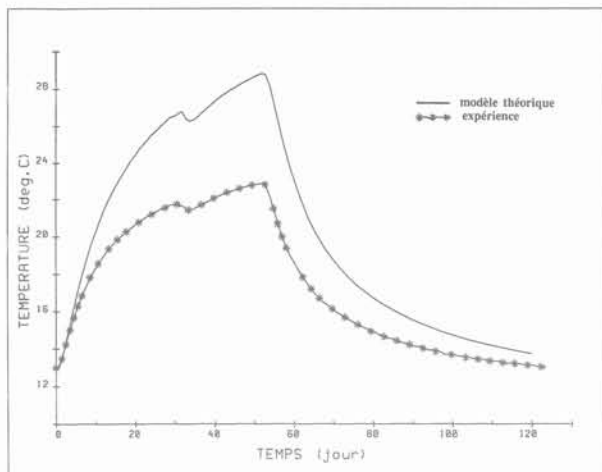


Fig. 10. — Historique des températures calculées et mesurées à 1 m de la source de chaleur.

Fig. 10. — Evolution vs time of the temperatures computed and measured at 1 m from the heat source.

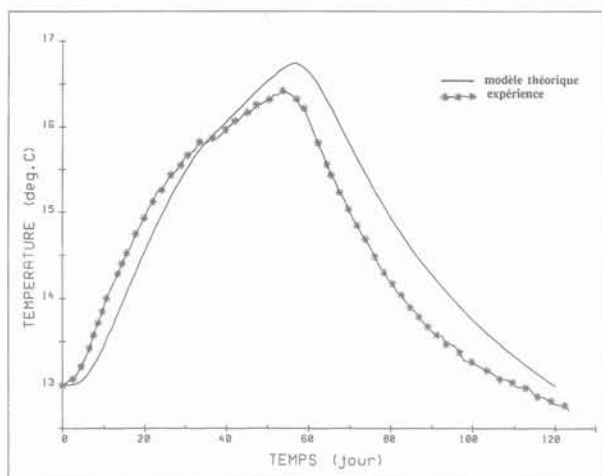


Fig. 11. — Historique des températures calculées et mesurées à 3 m de la source de chaleur.

Fig. 11. — Evolution vs time of the temperatures computed and measured at 3 m from the heat source.

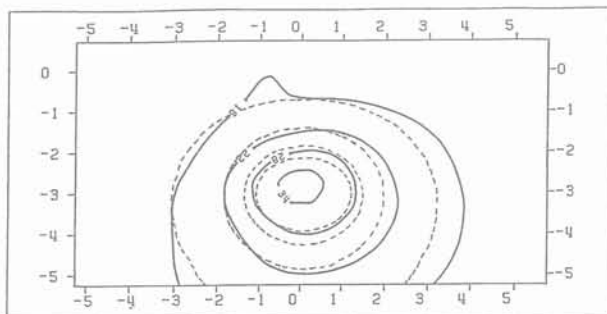


Fig. 12. — Isothermes théoriques (---) et expérimentales (—) à la date 51 jours.

Fig. 12. — Theoretical (---) and experimental (—) isothermals on day 51.

source réelle (5 éléments cylindriques) et simulée (disque) devient négligeable (fig. 11) ;

— l'écart relativement important entre les lignes isothermes (34 °C) théorique et expérimentale de la figure 12 est dû, d'une part à la raison précédemment mentionnée concernant la forme de la source et, d'autre part au fait que nous n'avons pas tenu compte des mesures des températures de la source lors de la construction des isothermes expérimentales ; en effet, la présence de ces températures élevées au centre devrait probablement dilater davantage les isothermes expérimentales au voisinage de ce point.

4.2. Déformations du massif

Les résultats des calculs élastique et élastoplastique sont confrontés successivement aux mesures en profondeur et en surface.

Déplacement vertical en profondeur

Les figures 13, 14 et 15 donnent chacune un exemple de résultats obtenus dans l'un des trois forages F_1 , F_2 , F_3 ; on y a représenté en fonction du temps le déplacement relatif par rapport à la surface de points d'ancrage respectivement situés à 4 m, 4 m et 3 m de profondeur. Pour une meilleure interprétation de ces courbes, nous considérons séparément les deux phases de chauffage et de refroidissement.

Période de chauffage

Les prévisions du calcul élastoplastique sont en meilleur accord avec les mesures des extensomètres des forages F_1 et F_2 que celles du calcul élastique (fig. 13 et 14). Dans le cas du forage F_3 , la situation s'inverse et un écart assez important est observé entre les résultats du milieu équivalent et les mesures in situ (fig. 15) ; ce qui laisse supposer soit l'absence de fissures horizontales dans la zone de ce forage, soit la présence

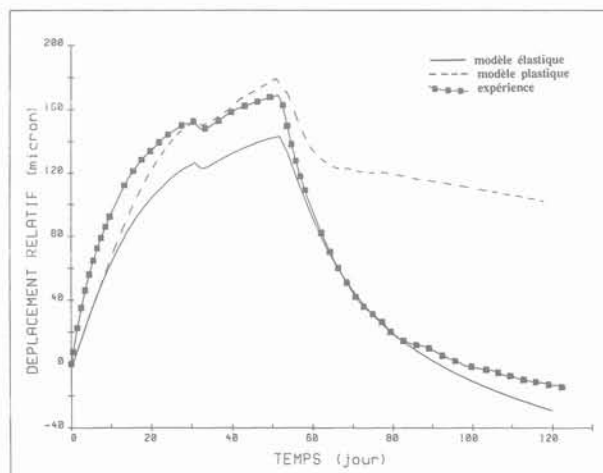


Fig. 13. — Comparaison des calculs aux mesures de l'extensomètre EF-13, dans le forage F_1 à 1 m de la source de chaleur.

Fig. 13. — Comparison between calculations and extensometer EF-13 measurements, in the borehole F_1 at 1 m from the heat source.

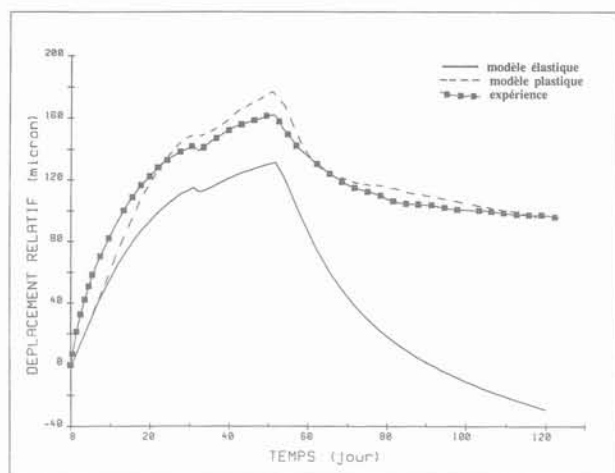


Fig. 14. — Comparaison des calculs aux mesures de l'extensomètre EF-24, dans le forage F_2 à 1,41 m de la source de chaleur.

Fig. 14. — Comparison between calculations and extensometer EF-24 measurements, in the borehole F_2 at 1.41 m from the heat source.

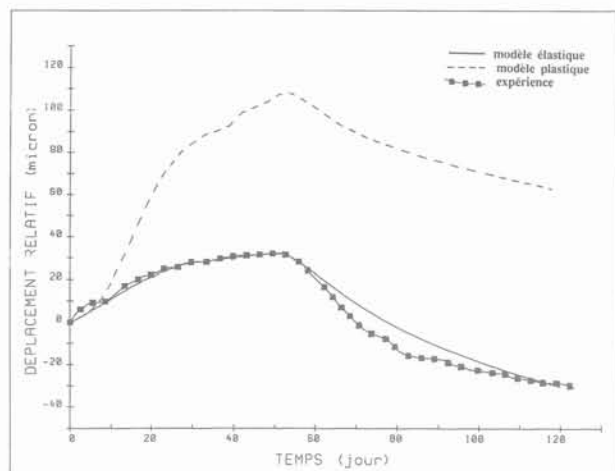


Fig. 15. — Comparaison des calculs aux mesures de l'extensomètre EF-33, dans le forage F_3 à 3 m la source de chaleur.

Fig. 15. — Comparison between calculations and extensometer EF-33 measurements, in the borehole F_3 at 3 m from the heat source.

de fissures qui ne sont pas ouvertes pendant le chauffage.

Nous interprétons le grand écart entre le premier et le deuxième calcul au niveau du forage F_3 par le fait que la position de ce forage est au centre de la zone plastique qui s'est développée pendant le chauffage (fig. 16). Ainsi lors du calcul élastoplastique, les nœuds correspondants aux points d'ancrage du forage F_3 subissent en plus des déformations élastiques et thermiques, d'importantes déformations irréversibles. Par ailleurs, le faible écart entre les deux calculs au niveau des forages F_1 et F_2 est dû au fait qu'ils sont situés pratiquement dans une zone élastique (fig. 16) où les déformations plastiques, qui auraient pu différencier les deux résultats, sont presque nulles. Cepen-

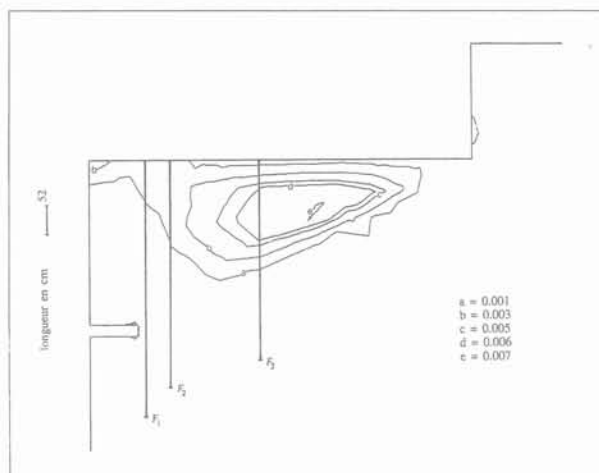


Fig. 16. — Position des forages par rapport aux lignes isovalues de la norme de la déformation plastique, à 51 jours.

Fig. 16. — Location of the boreholes in relation to the isolines of the plastic deformation norm, on day 51.

dant, ce faible écart montre que les reports de charges à distance provoqués par la fissuration sont peu importants.

Période de refroidissement

Les prévisions du calcul élastique sont en bon accord qualitatif et quantitatif avec les mesures de tous les extensomètres de forage, exception faite de l'extensomètre EF-24 du forage F_2 . En revanche, l'excellent accord obtenu entre les mesures provenant de cet extensomètre EF-24 et les résultats du calcul élastoplastique (fig. 14) confirme la possibilité d'existence d'une fissure horizontale entre les profondeurs - 3,5 m et - 4 m, qui s'est ouverte pendant le chauffage sans se refermer au cours du refroidissement.

Les déformations du matériau sans traction au niveau des trois forages sont nettement plus importantes que celles du matériau élastique et que celles mesurées in situ. Cela provient de l'irréversibilité de la déformation plastique pendant le déchargement. En revanche, les déformations thermiques et élastiques sont réversibles et c'est cette réversibilité qui explique la légère contraction que l'on peut constater sur les courbes obtenues par le calcul élastoplastique pendant les 15 premiers jours de refroidissement.

L'analyse des résultats du modèle plastique montre que le comportement irréversible observé pendant le refroidissement sur les historiques du déplacement relatif provient de l'irréversibilité du déplacement vertical des nœuds à la surface du radier (zone plastique) et non pas des nœuds en profondeur (zone élastique).

Notons que c'est à cause de la variation de la température extérieure imposée dans le calcul thermique que le massif continue à se déformer, dans le cas du calcul élastique, pendant le refroidissement au-delà de son état initial de déformation nulle.

Durant le chauffage et le refroidissement, l'écart entre l'expérience et les simulations thermomécaniques est en partie expliqué par la répercussion sur le phénomène mécanique de l'écart observé auparavant entre les températures mesurées et calculées.

Déformations en surface

Les déformations tangentielles et radiales, calculées à partir du champ de déplacements, sont comparées aux mesures des extensomètres électriques longitudinaux et transversaux. La figure 17 illustre un exemple de comparaison entre la déformation tangentielle calculée et mesurée à 2 m du centre du radier. On constate que les résultats théoriques sont globalement proches des mesures de l'extensomètre EL-15 se trouvant dans une zone du radier, relativement non fissurée (fig. 6). On remarque aussi que les deux modèles donnent des déformations tangentielles (ϵ_θ) pratiquement égales ; en effet les résultats du modèle plastique n'ont pas montré d'importantes ouvertures de fissures perpendiculairement au radier qui auraient pu différencier le déplacement horizontal (U) et par suite ϵ_θ dans les deux cas de calcul, puisque celle-ci est calculée à partir de la formule $\epsilon_\theta = U/r$, où r est l'abscisse du point considéré.

Par ailleurs, l'écart entre les deux résultats théoriques est plus important dans le cas des déformations radiales à 4 m du centre du radier comme le montrent les courbes de la figure 18. Dans ce cas, on note que le calcul élastoplastique rend parfaitement compte de l'ensemble des mesures pendant le chauffage et particulièrement des mesures en phase de refroidissement de l'extensomètre ET-12 placé à cheval sur une fissure.

D'une manière générale, la confrontation des déformations théoriques en surface aux mesures in situ a montré un accord qualitatif acceptable mais de nettes différences sur les ordres de grandeur, le calcul sous-estime nettement l'ampleur des phénomènes observés. La divergence entre le modèle élastique et

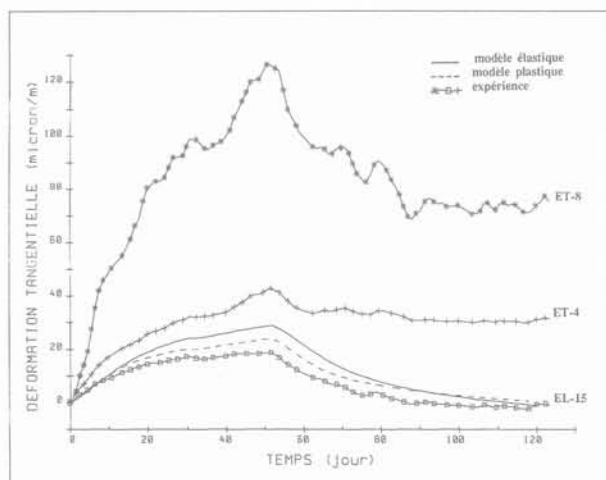


Fig. 17. — Comparaison entre les déformations tangentielles calculées et mesurées à 2 m du centre du radier.

Fig. 17. — Comparison between the tangential strains computed and measured at 2 m from the footwall center.

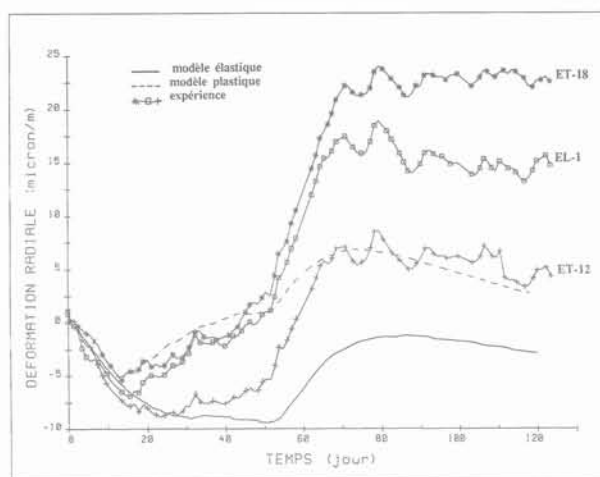


Fig. 18. — Comparaison entre les déformations radiales calculées et mesurées à 4 m du centre du radier.

Fig. 18. — Comparison between the radial strains computed and measured at 4 m from the footwall center.

l'expérience s'accroît encore davantage dès que la tendance de l'évolution des déformations s'inverse, c'est-à-dire aussitôt après l'arrêt du chauffage. Cette divergence doit être attribuée à une ouverture irréversible des fissures qui interceptent le radier de la chambre d'essai, de ce fait celui-ci apparaît plus déformable que ne le serait un milieu continu et présente un tout autre comportement au cours de la phase de refroidissement.

Le calcul de référence a donc permis de confirmer l'effet significatif de la fissuration évoqué dans le paragraphe 2. Cet effet s'est traduit dans un premier temps par une augmentation des déformations des zones fissurées, de moindre rigidité, et dans un second temps par une irréversibilité du comportement assez marquée peut être due au jeu des fissures.

CONCLUSION

Le dépouillement et le traitement des mesures thermomécaniques du laboratoire souterrain de Fanay-Augères nous ont permis de constituer une importante base expérimentale ; cette base doit être le point d'ancrage de toute modélisation.

L'interprétation thermique a montré que le transfert de chaleur dans le granite fracturé du laboratoire THM obéit à la loi de Fourier. En effet, l'uniformité et la cohérence de la répartition du champ de température montrent que la présence des fissures n'a pas eu un effet important sur les mesures. De plus, en utilisant les conditions réelles de l'expérience, la modélisation du comportement thermique du massif avec l'hypothèse d'un milieu continu isotrope a donné des résultats satisfaisants permettant de rendre compte des mesures in situ. Le faible écart observé entre la théorie et l'expérience est dû principalement au caractère bidimensionnel du modèle réalisé. Nous pensons qu'une représentation en trois dimensions de la géométrie

réelle de l'essai et de la source de chaleur pourrait améliorer les résultats numériques.

Par ailleurs, l'interprétation des mesures de déformation en surface et en profondeur a révélé un effet significatif de la fissuration qui nous paraît être lié à l'anisotropie directionnelle du système de fractures qui affecte le massif et à l'existence de fractures majeures individualisées, compartimentant le radier de la chambre d'essai.

L'utilisation d'un matériau à traction nulle en milieu continu équivalent s'est avérée parfois insuffisante à cause de l'irréversibilité totale des déformations plastiques. Cela démontre la nécessité d'introduire au niveau de cette loi « sans traction » une certaine réversibilité, observée sur les mesures d'ouverture de fissures, afin de pouvoir affiner la comparaison et « coler » à la réalité des observations expérimentales.

Compte tenu du fait que c'est parfois la loi de comportement élastique et parfois la loi « sans traction » qui simule le mieux le comportement du granite fracturé, il nous semble que la solution résiderait dans une modélisation où le domaine étudié serait divisé en plusieurs zones caractérisée chacune par un comportement mécanique spécifique (matériau intact, matériau à fracturation diffuse isotrope, matériau à fracturation diffuse anisotrope, etc.) et séparées par des joints plans dont on modéliserait le comportement mécanique (cohésion, angle de frottement, dilatance, etc.). Une telle modélisation nécessiterait évidemment une représentation tridimensionnelle du domaine étudié.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient l'Institut de Protection et de Sécurité Nucléaire du Commissariat à l'Energie Atomique pour son soutien financier.

BIBLIOGRAPHIE

- BERGUES J., HABIB P. (1988), *Etude de la fissuration du granite d'Auriat ; Mesure de la conductivité thermique du granite de Fanay*. Rapport n° 5, Ecole Polytechnique, LMS, France, Oct. 1988.
- CCE (1982), *Sciences et techniques nucléaires ; La charge thermique admissible en formations géologiques ; Conséquences sur les méthodes d'évacuation des déchets radioactifs*. Rapport EUR 8179 EN/FR, Volume 1.
- CCE et OCDE-AEN (1984), *Evacuation des déchets radioactifs en formations géologiques : panorama de l'état actuel des connaissances*. Rapport d'experts préparé par la CCE et l'OCDE-AEN.
- CEA, IPSN-SEPD (1986), *Etude des possibilités de stockage dans les formations géologiques*. Rapport CEA/IPSN/SEPD n° 86/01, Février 1986.
- CÔME B., JOHNSTON P., MÜLLER A. (1985), *La conception et l'instrumentation d'expériences in situ en laboratoires souterrains pour l'évacuation des déchets radioactifs*. Comptes rendus d'une séance de travail CCE-AEN, Mai 1984.
- CÔME B. (1988), *Aspects thermomécaniques liés à l'évacuation géologique des déchets radioactifs*. La Thermomécanique des Roches, Manuel et Méthodes n° 16, pp. 158-191, Editions BRGM, Orléans, France.
- FEUGA B., OUVRY J.F. (1988), *Laboratoire souterrain dans le granite de Tenelles-mine de Fanay ; Expérience thermo-hydro-mécanique ; Détermination des contraintes in situ par sollicitation hydraulique dans les sondages S2, S3 et S4*. Rapport du BRGM, 88 SGN 405 STO, Mai 1988.
- GATHION E., PINCENT P. (1988), *Etude des possibilités de stockage dans les formations géologiques*. Rapport CEA/IPSN/SEPD n° 88/24, Annexes 2 et 3, Décembre 1988.
- OCDE-AEN (1983), *L'évacuation des déchets radioactifs dans des formations granitiques : expérience in situ dans du granite*. Comptes rendus d'une réunion de travail de l'AEN, Stockholm, Oct. 1982.
- REJEB A., CHARLET B., VOUILLE G. (1988), *Laboratoire Thermo-Hydro-Mécanique ; Mine de Fanay-Augères ; Dépouillement et interprétation des mesures thermiques*. Rapport R 88/21, ENSMP/CGES/MR, Fontainebleau, Sept. 1988.
- REJEB A., CHARLET B., VOUILLE G. (1989), *Laboratoire Thermo-Hydro-Mécanique ; Mine de Fanay-Augères ; Traitement et interprétation des mesures thermomécaniques*. Rapport R 89/1, ENSMP/CGES/MR, Fontainebleau, Janv. 1989.
- REJEB A., VOUILLE G. (1989), *Résultats préliminaires des simulations thermoélastoplastiques : Recherche d'un milieu continu équivalent*. Rapport R 89/21, ENSMP/CGES/MR, Fontainebleau, Sept. 1989.
- TIJANI S.M. (1985), *Les logiciels CHEF et VIPLEF ; Notices d'utilisation*. ENSMP/CGES/MR, Fontainebleau.
- VOUILLE G. (1986), *Etude des possibilités de stockage dans les formations géologiques*. Rapport CEA/IPSN/SEPD n° 86/01, Annexes III et IV. « Etude de dimensionnement de la source chauffante », Février 1986.
- VOUILLE G., HUMBERT B. (1988), *Fanay-Augères, Caractéristiques thermomécaniques du granite*. Rapport SE 88/3, ENSMP/CGES/MR, Fontainebleau, Avril 1988.
- ZIMMERMAN R.M. (1986), *NNWSI Project : G-Tunnel heated block experiment*. Rapport Sandia n° SAND 84-2620, Mai 1986.

fondations superficielles sur sol amélioré par inclusions rigides verticales

amelioration of soils by vertical rigid piles,
for shallow foundation

O. COMBARIEU

Laboratoire régional des ponts et chaussées de Rouen*

Rev. Franç. Géotech. n° 53, pp. 33-44 (octobre 1990)

Résumé

Cette étude complète celle qui a été réalisée en 1986 sur l'amélioration, par des inclusions rigides, de sols supportant des remblais. Elle propose des méthodes relativement simples de dimensionnement de tels réseaux destinés à recevoir, par l'intermédiaire d'un matelas intercalaire, soit un radier souple, soit une semelle superficielle rigide.

Une comparaison avec les quelques cas publiés d'application sur ouvrage ou expérimentaux montre que ces méthodes sont applicables.

Abstract

This study complete the one carried out in 1986 on the amelioration of soft soils under embankments by vertical rigid piles. This paper set up relatively simple methods for design such rigid piles network, which is loaded through intermediate fill material, by flexible raft foundation or rigid footing.

* Chemin de la Poudrière, 76120 Grand-Quevilly.

Cette étude est la poursuite logique de celle engagée en 1986, concernant la construction de remblais sur sol médiocre amélioré par des inclusions rigides verticales, qui s'est traduite par un article publié dans la Revue Française de Géotechnique (1988), et qui a donné lieu à une communication au Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondation de 1989 à Rio de Janeiro.

Le présent article a pour objet l'étude des possibilités de fondations superficielles sur des sols médiocres améliorés par le même procédé. On y propose des méthodes de dimensionnement d'un tel réseau que l'on confronte aux quelques rares cas concrets d'application réelle ou de recherche, publiés dans la littérature technique.

1. PRINCIPES DE CONSTRUCTION

Si, pour fonder un ouvrage à la surface du sol, que ce soit par l'intermédiaire d'une fondation de grande dimension (radier), ou d'une semelle rigide (de faible largeur), on choisit d'améliorer le sol par des inclusions rigides, on est tout logiquement conduit à prévoir et ménager, entre la base de la fondation et la tête des inclusions, une couche intercalaire de maté-

riau. Cette obligation résulte souvent de plusieurs préoccupations simultanées ou non :

- la première réside dans le principe même de la technique qui est l'amélioration d'un sol lui conférant de nouvelles propriétés d'ensemble. Ainsi traité, ce sol est destiné à recevoir des ouvrages fondés « superficiellement », sans liaison mécanique particulière autre que le simple contact traditionnel semelle-sol ;
- la deuxième est liée au simple souci, dans le cas de sols franchement médiocres, de pouvoir évoluer et construire sur une plateforme qui soit circulaire, et qui mette les têtes d'inclusions à l'abri des détériorations possibles ;
- enfin, la troisième peut être dictée par le simple encastrement minimal que nécessite la condition de mise hors gel du sol sous la fondation.

Ces différentes considérations conduisent aux schémas de principe suivants (fig. 1), en remarquant que le sol intercalaire est en règle générale un sol rapporté de bien meilleure qualité que le sol en place naturel ; il en sera d'ailleurs obligatoirement ainsi dans le cas des radiers où ce « matelas » reconstitué remplit une fonction très importante de transmission de la charge vers les têtes d'inclusions. On peut imaginer cependant pour les semelles que ce soit le sol natu-

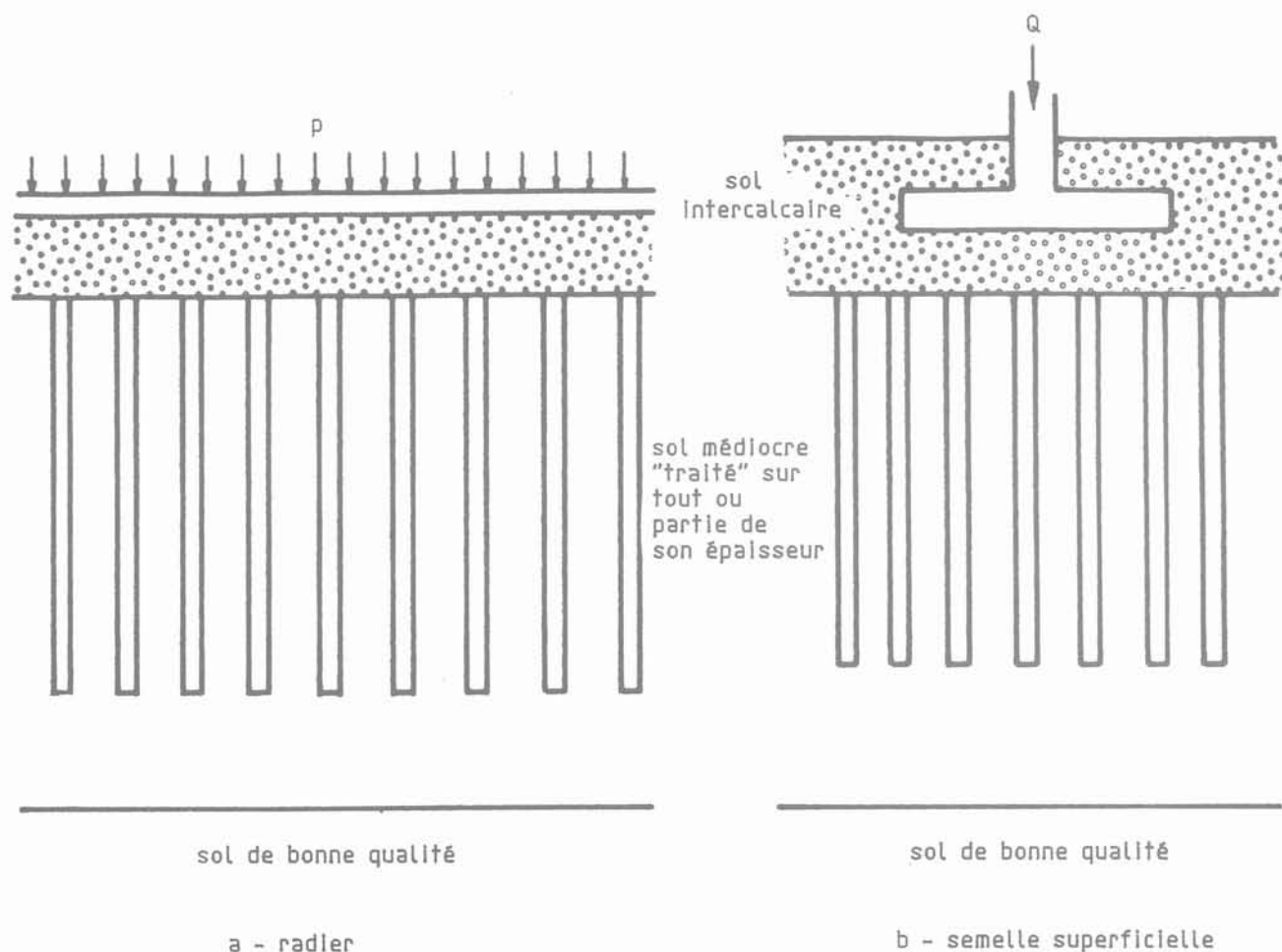


Fig. 1. — Principe de conception.
Fig. 1. — Framing conception.

rel lui-même qui fasse office de matelas intercalaire, le niveau de la tête des inclusions étant alors adapté à cet effet lors des travaux d'exécution.

Les caractéristiques mécaniques du sol intercalaire doivent, dans tous les cas, et cela est essentiel, être permanentes.

Pour les deux cas de figure ci-dessus, même si les mécanismes généraux de fonctionnement sont, a priori, les mêmes, deux approches différentes sont proposées quant au dimensionnement du réseau.

La première s'applique à la configuration -a- et tient compte de la très grande dimension de l'ouvrage, qui met en jeu vis-à-vis du tassement du sol le phénomène de consolidation.

La seconde s'applique à la configuration -b- où la dimension restreinte de la fondation, alliée à sa rigidité, fait que sa justification peut relever des méthodes pressiométriques, auxquelles on fera effectivement appel.

2. RADIER INFINIMENT SOUPLE

Pour le cas idéal où la fondation est de très grande dimension et infiniment souple, on peut dimensionner le réseau de renforcement en appliquant, tout en les adaptant, les principes utilisés dans le cas du remblai construit suivant ce procédé ; le lecteur se reportera aux travaux antérieurs déjà cités en introduction, pour les développements théoriques. Le but recherché est bien sûr le même que pour le remblai, c'est-à-dire une diminution des déformations, conduisant en surface du sol à une réduction importante des tas-

sements verticaux de la structure ; on fait volontairement abstraction des effets de bord.

La figure 2 récapitule l'ensemble des paramètres intervenant dans le calcul, avec le sol médiocre supposé homogène par souci de simplification.

En faisant l'hypothèse que l'effort en tête d'une inclusion est transmis par cisaillement le long d'une colonne fictive, prolongeant l'inclusion dans l'épaisseur h_r de la couche intercalaire, caractérisée par son angle de frottement φ_r , on démontre que la contrainte résiduelle sur le sol à la base du matelas vaut :

$$q'(h_r) = pe^{-m_r h_r} + \frac{\gamma_r}{m_r} (1 - e^{-m_r h_r}) \quad (1)$$

dans laquelle, le coefficient m_r a pour expression (K traduisant le « serrage » du matériau), avec un sol très très frottant :

$$m_r = \frac{2 K \operatorname{tg} \varphi_r}{R \left(\frac{b^2}{R_2} - 1 \right)}$$

On peut d'ailleurs améliorer de manière importante l'efficacité du matelas de répartition en conférant à celui-ci une cohésion C_r qui favorise le transfert des efforts vers la tête des inclusions. On montre, en effet, que la contrainte résiduelle est alors donnée par :

$$q'(h_r) = pe^{-m_r h_r} + \left(\frac{\gamma_r}{m_r} - \frac{C_r}{K \operatorname{tg} \varphi_r} \right) (1 - e^{-m_r h_r}) \quad (1')$$

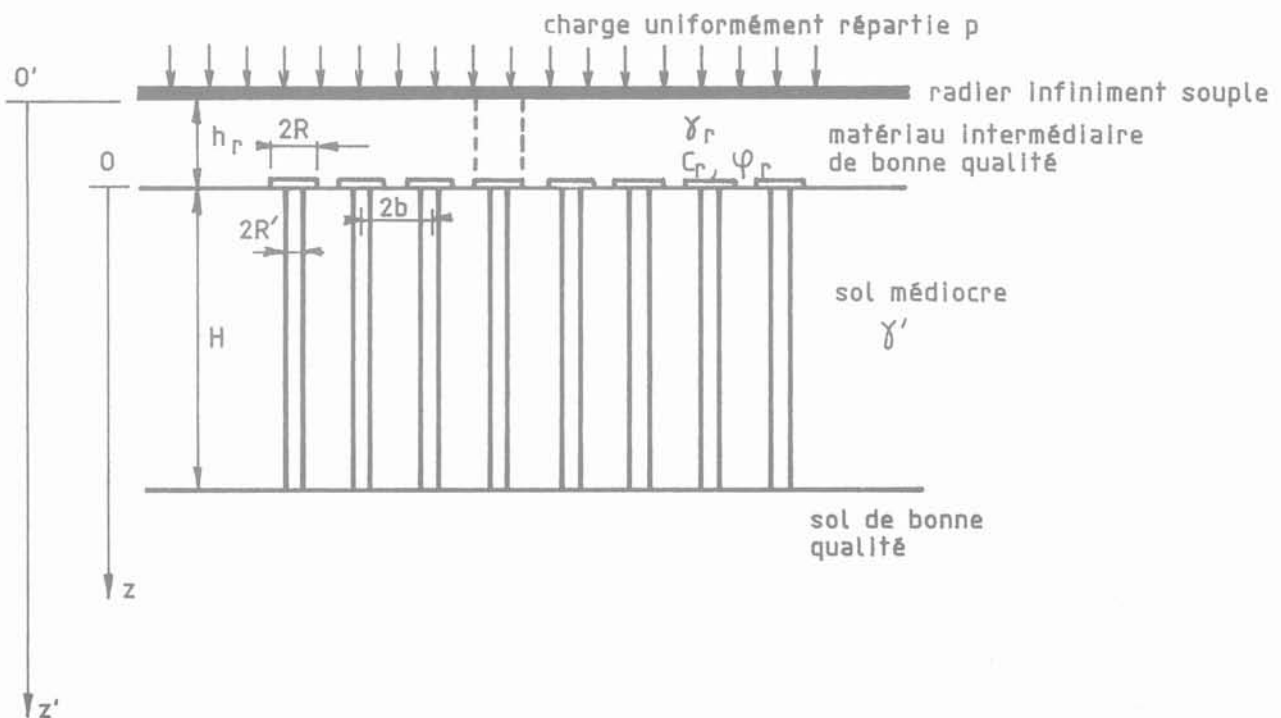


Fig. 2. — Principe de construction d'un radier.
Fig. 2. — Working principle of flexible raft foundation.

Ainsi l'utilisation d'un matériau tel que le Texsol, mélange intime de sable et de fil continu, doué d'une cohésion verticale C_r , ou bien l'incorporation de nappes de géotextiles conférant au matériau l'équivalent d'une cohésion, s'avèrent-elles, a priori, très intéressantes.

On retrouve bien dans ces formules, pour $p = 0$, l'expression applicable au remblai seul reposant sur le réseau, et pour $h_r = 0$, la charge p , uniforme par définition, chargeant directement la surface du sol et les inclusions.

La validité de l'expression (1) repose sur les mêmes hypothèses que dans le cas de la construction d'un remblai, à savoir une déformation relative verticale suffisante entre la surface du sol et les têtes d'inclusions, indispensable à la mobilisation de l'effet de voûte au sein du matelas intercalaire ; ce sera toujours le cas dans les situations où le projeteur concevra une telle solution de fondations.

La connaissance de $q'(h_r)$ et du maillage défini par b/R permet le calcul de l'effort transmis en tête d'inclusion ; s'ajoute à cet effort, celui produit par frottement négatif le long du fût, au sein des sols médiocres, sous la contrainte $q'(h_r)$, dont la connaissance permet de dimensionner le fût de l'inclusion à laquelle on pourra donner un rayon R' inférieur au rayon R de la tête ; le calcul des contraintes verticales dans le sol induites par $q'(h_r)$ et réduites en profondeur par suite du frottement négatif permet d'estimer le tassement final de la structure.

Comme le montrent les exemples numériques qui suivent, il apparaît à l'évidence, étant donné l'épaisseur de h_r généralement modérée qui sera donnée au matelas, que pour réduire les tassements différentiels et distorsions qui ne manqueraient pas de se produire entre la surface du sol médiocre et les têtes d'inclusions si celles-ci étaient fixes, il est indispensable que l'effort supporté par chacune d'elle soit proche de sa capacité portante ultime ; cette condition permet un tassement suffisant, mais qui reste néanmoins toujours inférieur à celui du sol environnant sous la contrainte $q'(h_r)$; on devra donc favoriser un tassement d'ensemble avec, par inclusion, une charge transmise supérieure à sa charge critique de fluage.

Exemple numérique

Il concerne un réservoir de très grand diamètre, reposant sur 10 m de sol compressible par l'intermédiaire d'un matelas sablo-graveleux compact. Les principales données sont les suivantes :

- p : (stockage liquide) = 100 kN/m² ;
- matelas : $h_r = 1,00$ m ; $\gamma_r = 20$ kN/m³ ;
 $K \tan \varphi_r = 1,00$;
- sol compressible :
 $H = 10$ m ; γ' déjaugé = 10 kN/m³ ;

$$K \tan \delta = 0,15 ; \frac{C_c}{1 + e_o} = 0,15$$

— réseau d'inclusion, à maille carrée :

$$R = 0,30 \text{ m} ; \frac{b^2}{R_2} = 7$$

Remblai et cuve apportent au sol non traité la contrainte $q = p + \gamma_r h_r = 120$ kPa d'où un tassement, sans amélioration du sol, qui atteindrait :

$$W = 0,435 H \frac{C_c}{1 + e_o}$$

$$\left[\frac{q}{\gamma' H} \ln \left(1 + \frac{\gamma' H}{q} \right) + \ln \left(1 + \frac{q}{\gamma' H} \right) \right] = 1 \text{ m}^*$$

Le sol traité par les inclusions, telles que définies ci-dessus, avec :

$$m_r = \frac{2 K \tan \varphi_r}{R \left(\frac{b^2}{R_2} - 1 \right)} = 1,111$$

conduit en surface du sol naturel à :

$$q'(h_r) = 100 e^{-1,111} + \frac{20}{1,111} (1 - e^{-1,111}) = 50 \text{ kPa}$$

Sous cette contrainte résiduelle de 50 kPa à la surface du sol mou, la prise en compte du frottement négatif le long des inclusions au sein du sol compressible décharge ce dernier. Le calcul des contraintes verticales dans le sol montre que le frottement négatif agit sur 4,20 m. Le calcul du tassement conduit à 42 cm ; le tassement de 1 m, sans traitement, est donc ainsi divisé par 2,38. L'effort calculé dans l'inclusion atteint 222 kN, ce qui intrinsèquement faible et nécessiterait une adaptation du diamètre du fût courant de l'inclusion.

Si l'on dispose un matelas intercalaire de 2 m d'épaisseur, avec le même réseau d'inclusions, on vérifie que le tassement, de 1,06 m avec tout traitement, est ramené à 28 cm, soit un rapport de réduction de 3,78, la contrainte résiduelle étant alors de 30 kPa.

Dans ce même exemple où l'épaisseur h_r du matelas est de 1 m, si celui-ci possède une cohésion de 50 kPa, la contrainte $q'(h_r)$ est alors réduite à 17 kPa et le tassement final atteint 20 cm.

Dans les trois cas, la charge par inclusion atteignant donc environ 230 kN, le dimensionnement de celle-ci sera tel que cette valeur soit comprise entre la charge critique et la charge limite de l'inclusion. On assurera de la sorte à la fois une réduction et une certaine homogénéité du tassement d'ensemble de la structure.

Si au cours de la vie de l'ouvrage, on est amené à augmenter très substantiellement la charge qu'il supporte, de telle sorte que la charge limite des inclusions soit totalement mobilisée voire dépassée, c'est le sol seul en surface qui absorbera toutes les con-

* Cette formule, peu usitée, est l'expression exacte du tassement qui diffère très sensiblement de la formule simplifiée usuelle.

traintes supplémentaires en résultant, entraînant bien sûr du tassement supplémentaire.

A tassement final égal souhaité, il existe donc diverses possibilités de dimensionnement en jouant sur le maillage du réseau, l'épaisseur du matelas intercalaire, et la capacité portante des inclusions.

Les constatations sur ouvrages, faites par des ingénieurs anglo-saxons ayant conçu la fondation de réservoirs importants par cette méthode d'inclusions, sont tout à fait conformes aux développements ci-dessus.

Tel qu'il a été décrit par THORNBURN (1983), l'exemple de la fondation de réservoirs apportant une charge p de 160 kPa, reposant sur un matelas graveleux de 2 m d'épaisseur, posé sur un réseau de pieux carrés 0,25 m $\times$ 0,25 m espacés de 2 m et couverts de semelles individuelles carrées de 1 $\times$ 1 m, est particulièrement significatif. En outre, il a été noyé, lors de la mise en œuvre, au cœur du matelas sablo-graveleux, une dalle de béton qui lui confère une cohésion équivalente améliorant la répartition des efforts transmis aux têtes des pieux constituant les inclusions. On peut calculer, partant d'une contrainte à la surface du sol de 200 kPa, que le dispositif mis en œuvre ramène celle-ci à 25 kPa, ou à 15 kPa, si l'on admet que la dalle bétonnée équivaut à donner au matelas intercalaire une cohésion de 10 kPa.

La réduction de contrainte a été effectivement très forte comme l'indiquent les faibles tassements mesurés sur site compris entre 30 et 50 mm, le sol naturel possédant des caractéristiques de compressibilité élevée ; de même, la charge calculée transmise aux inclusions représente 90 % de la charge totale, en très bon accord avec les constatations relevées et les prévisions des auteurs.

Toutes les applications de fondations par cette méthode d'amélioration des sols médiocres avec des inclusions rigides, prouvent l'efficacité du procédé, avec des résultats remarquables quant à la réduction des tassements (ABBS, 1984 ; RANDOLPH, 1983).

3. SEMELLE RIGIDE DE FAIBLE DIMENSION

Ce second cas concerne les semelles rigides de dimension transversale faible, d'usage courant, et dont le dimensionnement et le comportement peuvent être abordés par les méthodes pressiométriques.

Le mécanisme de fonctionnement est le même que précédemment. Par l'intermédiaire du sol intercalaire, la semelle transmet une fraction de la charge appliquée, aux têtes d'inclusions ; la charge résiduelle est directement transmise au sol environnant lequel, tassant plus que la partie haute des inclusions, soumet celles-ci à des efforts de frottement négatif sur une hauteur h_c . A cette profondeur h_c , variable suivant la position transversale de l'inclusion sous la semelle, par suite des effets de bord, l'effort dans l'inclusion $Q_i + F_n$ est maximal. Cet effort est partiellement retransmis par frottement positif F_p au-delà de h_c , et par Q_p en pointe (fig. 3).

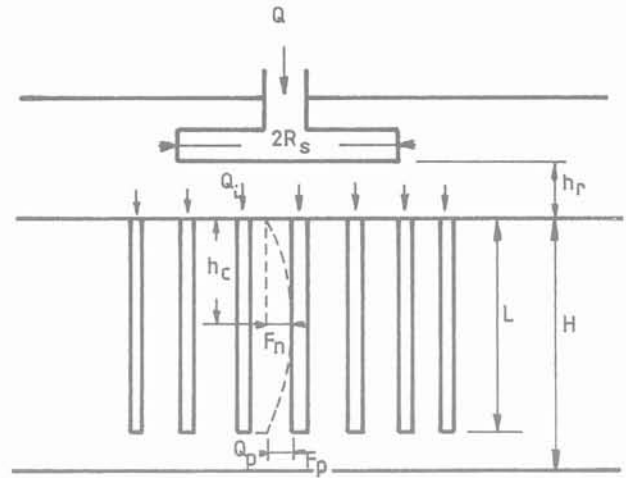


Fig. 3. — Mécanisme de fonctionnement sous une semelle rigide.

Fig. 3. — Working principle of rigid footing.

A cette répartition des efforts résultant de la seule action Q sur la semelle, se superpose une répartition de contraintes due au poids propre du sol intercalaire, qui est généralement un remblai d'apport. Son épaisseur, volontairement modérée entre base de la semelle et têtes d'inclusions, fait que cette sollicitation complémentaire reste faible, sans commune mesure avec celle résultant de la charge Q .

Le traitement du sol par les inclusions rigides a deux conséquences sur le comportement de la semelle :

- pour une charge appliquée Q donnée, le tassement est moindre que si le sol n'était pas renforcé. C'est le principal objectif du renforcement ;

- la capacité portante (ou charge limite) de la fondation est améliorée, puisque l'effort appliqué est partiellement transmis par les inclusions à des couches profondes du sol hors de la zone d'influence de la semelle.

Cette capacité d'amélioration dépend de la possibilité et de la capacité de transfert des efforts par chacune des inclusions. Les deux facteurs prépondérants dans celles-ci sont la capacité portante en pointe de l'inclusion, qui limite l'effort qu'elle peut supporter en tête, et la distance h_r entre cette tête et la base de la semelle, qui influence la dissipation des contraintes sous celle-ci. Si h_r devient supérieur à une dimension dont on peut fixer la limite de 1 à 1,5 fois la largeur $2R_s$ de la semelle, on peut dire que, vis-à-vis de la capacité portante, l'efficacité du réseau devient pratiquement nulle.

Etant donné les difficultés, liées à la faible dimension de la largeur de la semelle, il est proposé un modèle de dimensionnement relativement simple qui respecte des solutions connues pour certains cas de figures particuliers.

1. Principe de justification

La figure 4 rassemble 6 schémas de principe correspondant à autant de cas de figure de fondations susceptibles d'être mis en œuvre, dont certains correspondent à des dispositions extrêmes d'inclusions de longueur nulle, ou en contact avec la semelle.

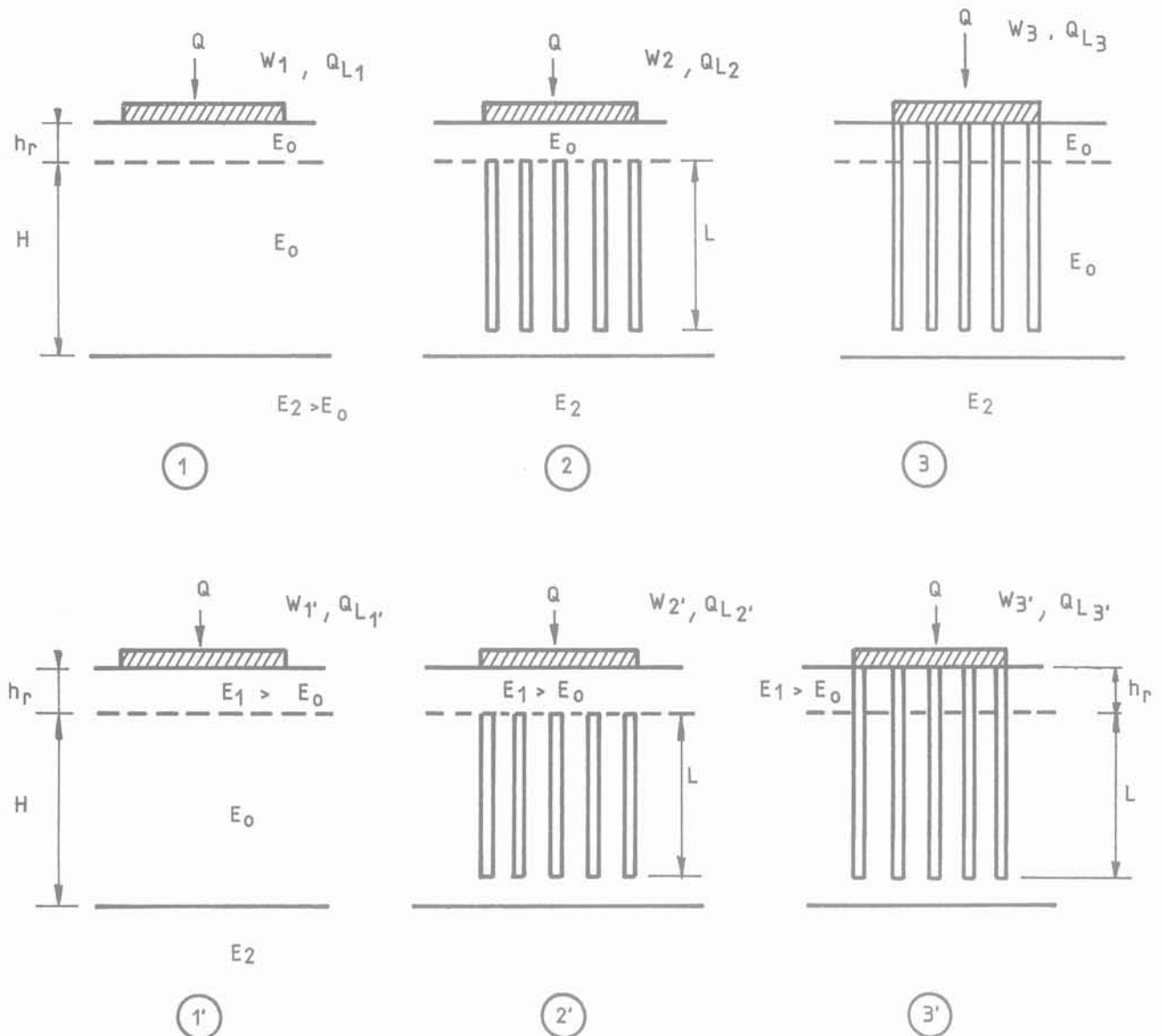


Fig. 4. — Configuration de fondations.
Fig. 4. — Foundations types.

Les géométries sont identiques, la seule variable étant la déformabilité du matelas intercalaire d'épaisseur h_r , constitué soit de sol naturel, de module de déformation pressiométrique E_0 , soit d'un sol de meilleure qualité, de module $E_1 > E_0$. Les paramètres H , L , E_2 , E_0 sont fixés. On aura, en outre, le plus souvent $H > L \gg h_r$.

On peut, pour ces six schémas de principe, hiérarchiser les valeurs du tassement W obtenu sous charge imposée Q , et les valeurs des charges limites Q_L , ce que traduisent les diagrammes de la page suivante.

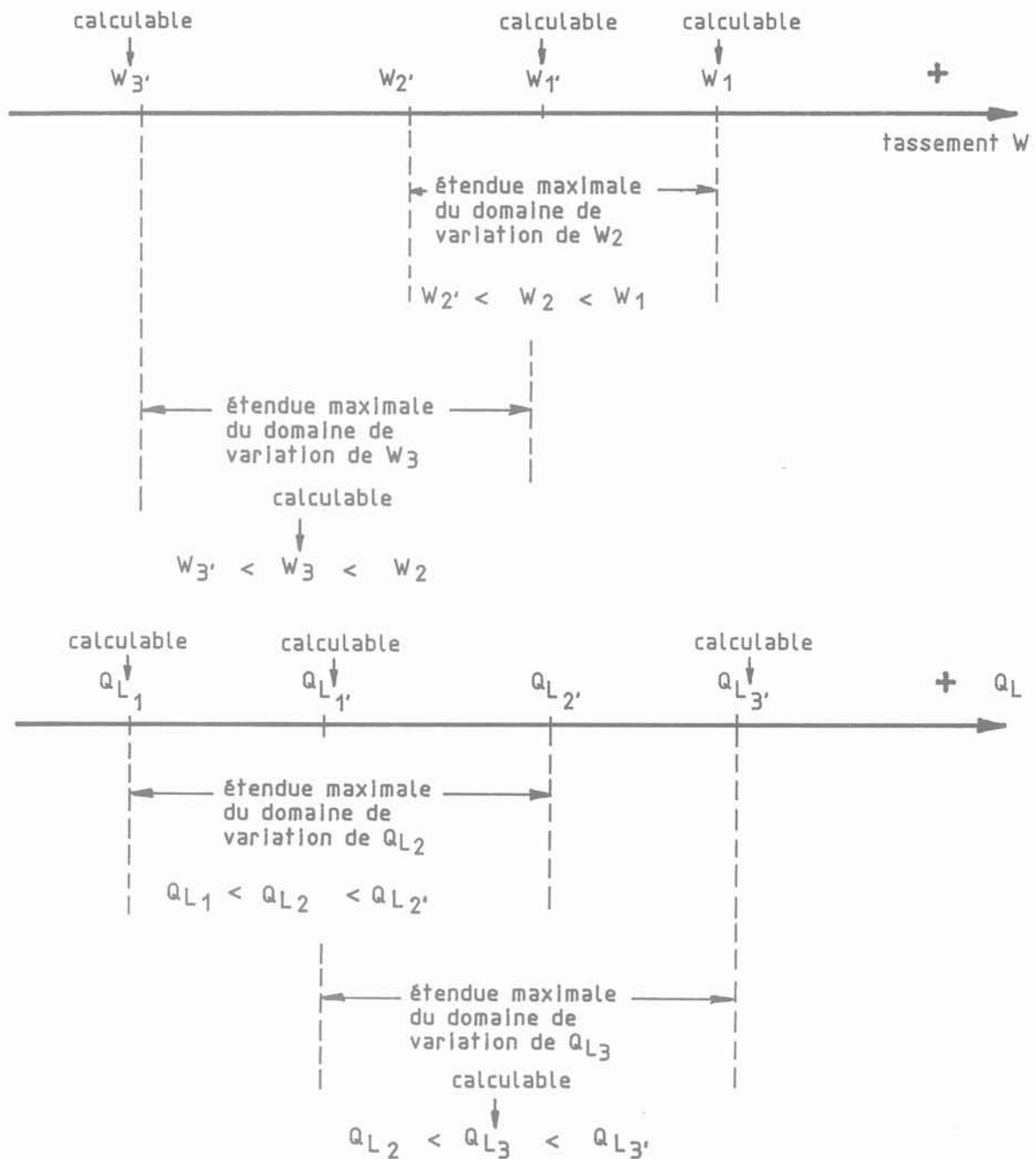
On peut considérer, qu'en l'état actuel des connaissances, les tassements et charges limites sont calculables pour les situations 1, 3, 1', 3', en s'aidant des méthodes pressiométriques, à partir des caractéristiques de déformabilité et de résistance du sol (module E , pression limite P_l). Pour 1 et 1', il s'agit de fon-

dations superficielles, pour 3 et 3' de fondations mixtes semelle-pieux.

Pour les situations 2 et 2', le paramètre important, influant sur la valeur du tassement W ou de la charge Q_L , est le rapport h_r/R_s de l'épaisseur du matelas intercalaire à la demi-largeur de la semelle.

Pour la capacité portante, en se référant à la théorie pressiométrique, si h_r excède 2 à 3 R_s , le sol sous-jacent au matelas, qu'il soit amélioré ou non, n'a plus d'influence sur la charge limite. Seule la qualité du matelas joue un rôle. Les théories plus classiques des bicouches le montrent également.

Pour les tassements, selon la même théorie, l'influence des inclusions se fait sentir tant que h_r reste inférieur à 16 R_s .



Les figures 5 (page suivante) donnent l'allure des variations de Q_L et W (cas d'une configuration ou $H \gg R_s$).

On convient d'adopter les expressions suivantes donnant les charges limites :

$$Q_{L2} = Q_{L1} \quad \text{si } h_r > 2 R_s$$

$$Q_{L2} = Q_{L1} + \frac{1}{4} \left(2 - \frac{h_r}{R_s} \right)^2 (Q_{L3} - Q_{L1}) \quad \text{si } h_r < 2 R_s$$

$$Q_{L2'} = Q_{L1'} \quad \text{si } h_r > 2 R_s$$

$$Q_{L2'} = Q_{L1'} + \frac{1}{4} \left(2 - \frac{h_r}{R_s} \right)^2 (Q_{L3'} - Q_{L1'})$$

ou bien :

$$Q_{L2'} = Q_{L2} + Q_{L1'} - Q_{L1} \quad \text{si } h_r < 2 R_s$$

ces deux dernières égalités étant équivalentes, puisque l'on peut supposer que l'on aura toujours pratiquement $Q_{L3'} - Q_{L1'} = Q_{L3} - Q_{L1}$, étant donné les dimensions relatives pratiques des différents grandeurs R_s , h_r , L , H .

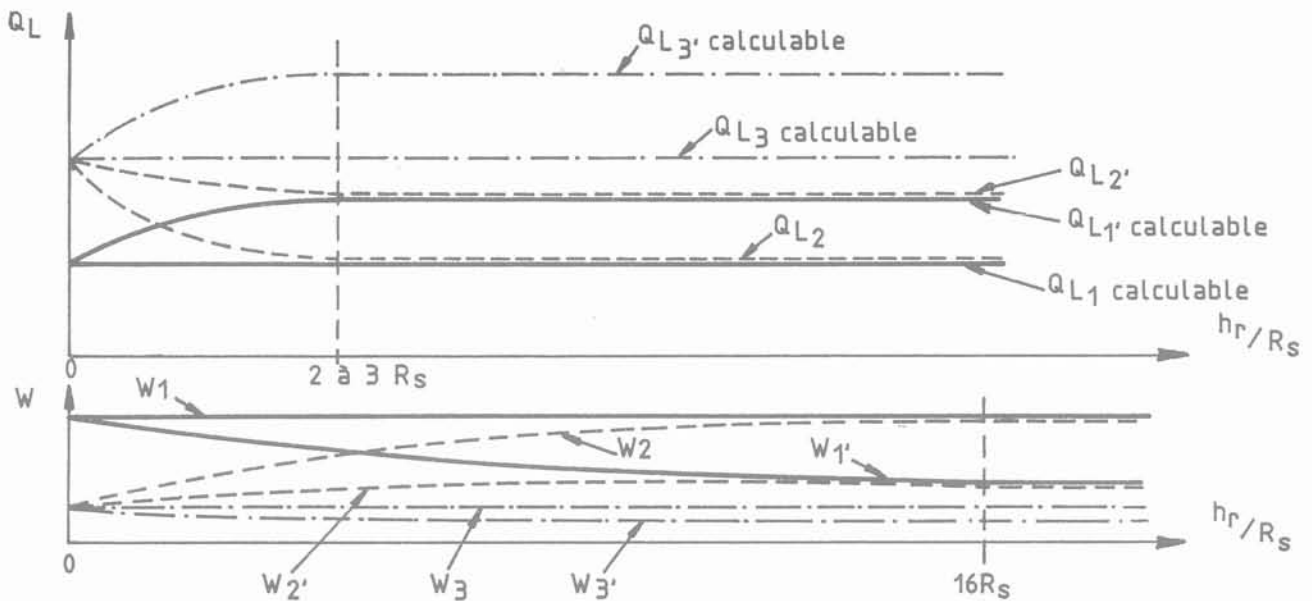


Fig. 5. — Variation des charges limites et tassement avec h_r .
Fig. 5. — Relation between ultimate loads, settlements and depth h_r of fill material.

Dans ces expressions, on a volontairement choisi une valeur limite basse, de 2, pour h_r/R_s , qui constitue ainsi une sécurité pour le calcul de Q_{L2} ou Q_{L2}' , et une représentation de type parabolique, assurant une continuité, a priori, logique de la dérivée dQ_L/dh_r , pour $h_r = 2 R_s$.

Le calcul de Q_{L2} ou Q_{L2}' , nécessite donc le calcul préalable des charges limites Q_{L3} , Q_{L3}' , Q_{L1} , Q_{L1}' .

Ces expressions admettent implicitement l'hypothèse qu'il n'y a pas d'influence réciproque entre les différentes composantes de la charge limite. Il faut noter que la réalité en diffère légèrement, puisque les inclusions interceptent les lignes de moindre résistance au cisaillement se développant sous la semelle, ce qui est donc négligé, de même que l'on peut évoquer l'augmentation du « confinement » du sol autour des inclusions (du fait des pressions transmises par la semelle), qui peut tendre à accroître légèrement la capacité portante de celles-ci. Le terme supplémentaire de « mutuelle influence » qui en résulterait est donc négligé ; il est néanmoins probablement petit.

Les formules (1) et (1'), outre le rôle important des termes $(Q_{L3} - Q_{L1})$, capacité portante propre au réseau, et $(Q_{L1}' - Q_{L1})$, capacité portante additive due au matelas h_r , montrent que cette épaisseur h_r devra être faible, une bonne valeur pouvant raisonnablement être fixée au quart ou au tiers de R_s . Trop épais, c'est uniquement la qualité propre du matelas qui confère un gain de capacité portante.

D'un point de vue pratique, il sera conseillé de prévoir, en fonction des dimensions respectives des éléments géométriques, la réalisation d'inclusions en dehors de la stricte emprise géométrique de la semelle ; cette disposition, intuitive, sera adoptée, conformément au schéma ci-après, dès que $h_r \geq e$, espacement entre inclusions (fig. 6).

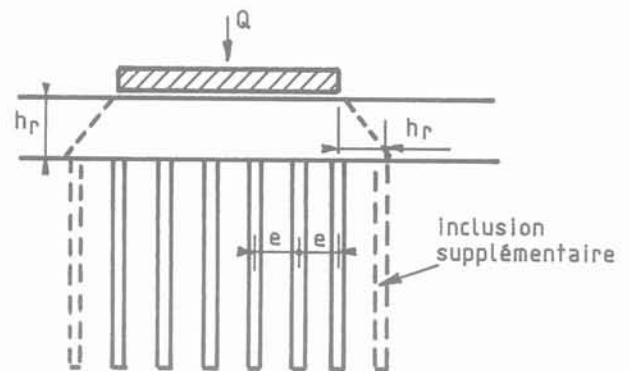


Fig. 6. — Disposition pratique d'un réseau d'inclusion.
Fig. 6. — Practical arrangement of a rigid piles network.

On procèdera au calcul du tassement, en faisant appel à la notion de module pressiométrique équivalent. On détermine, dans le schéma 7a suivant représentant une fondation mixte sur le sol homogène E_o , la courbe complète effort-déformation par la méthode développée à cet effet (COMBARIEU, 1988).

On considère que cette courbe (7b) traduit le comportement d'une fondation superficielle, de charge limite Q_{L3} , de surface identique à la semelle réelle, et reposant sur un sol stratifié, dont les caractéristiques de déformabilité de la couche d'épaisseur L sont celles d'un sol homogène possédant un module équivalent $E_{o,e}$ (7c).

On recherchera donc la valeur $E_{o,e}$ qui rende le mieux compte, dans le cas de la fondation superficielle équivalente, de la courbe charge-tassement de la fondation mixte.

Le calcul final de la semelle sur sol amélioré (cas 2') peut ensuite s'effectuer, suivant le schéma équivalent ci-dessous (fig. 8).

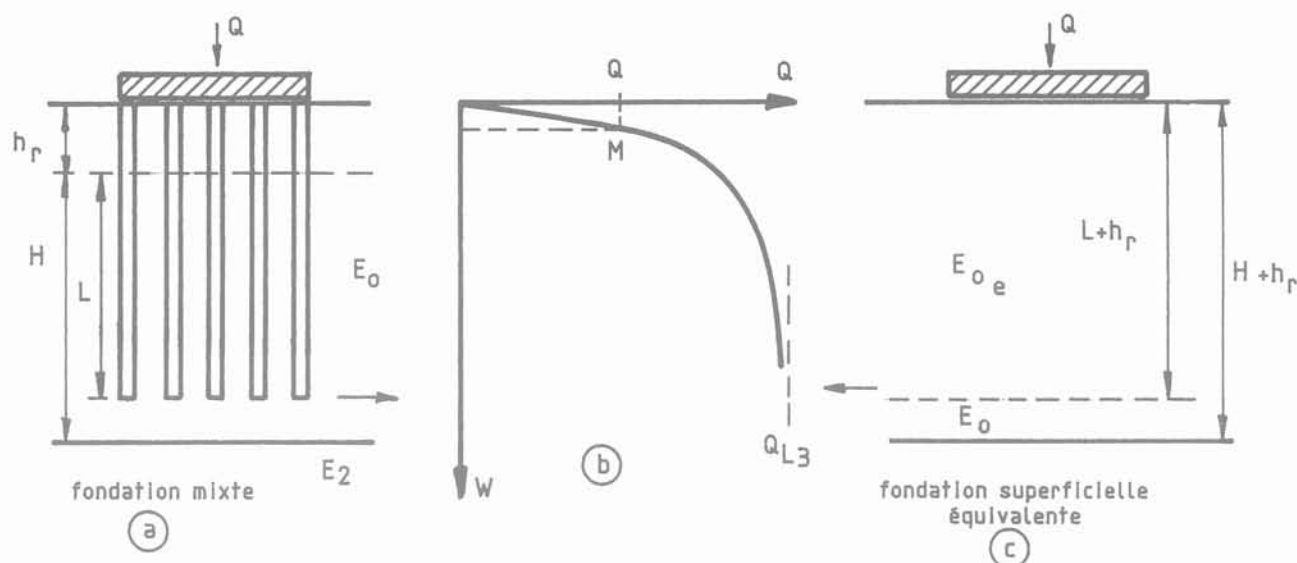


Fig. 7. — Principe du module équivalent.

Fig. 7. — Equivalent modulus principle.

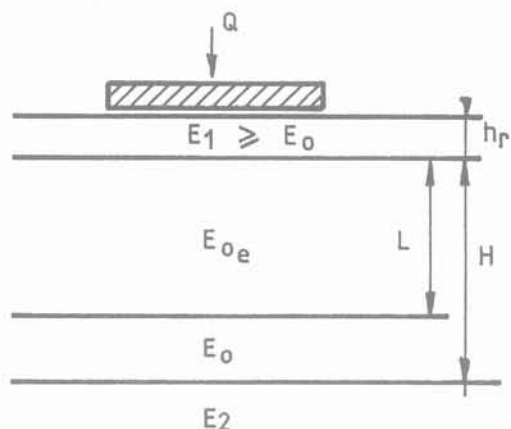


Fig. 8. — Calcul de la semelle avec module équivalent.

Fig. 8. — Design of footing with equivalent modulus.

2. Essais en station du CEBTP

Ces essais, dont les résultats détaillés ont été publiés par PLUMELLE (1985), ont consisté dans le chargement d'une semelle reposant par l'intermédiaire d'un matelas de matériau, sur un massif de sable peu compact, amélioré par des micropieux $\varnothing$ 84 mm.

Le matelas a été successivement du sable, analogue à celui du massif, puis de la grave beaucoup plus compacte.

L'ensemble des essais, auxquels on se reportera, permet une analyse intéressante au regard du modèle de dimensionnement proposé.

Essai direct de la semelle sur massif de sable seul (semelle 1 m $\times$ 1 m)

Si on se place au taux d'enfoncement de 5 % du diamètre, la charge limite mesurée Q_{L1} vaut 270 kN.

Essai de semelle, avec matelas intercalaire de 50 cm de sable, et sable amélioré par inclusions

La géométrie des inclusions fait que 4 inclusions intéressent directement la semelle ; ces 4 inclusions ont une charge limite, en groupe (un essai de chargement direct du groupe le prouve) de 200 kN, essentiellement due au frottement. La fondation mixte composée de la semelle et de quatre pieux de longueur 6 m qui est la longueur des inclusions, a donc une charge portante limite Q_{L3} de $270 + 11/12 \times 200$ (on élimine le frottement sur une hauteur du fût des pieux de 50 cm = R_s , demi-largeur de la semelle, conformément à la méthode de dimensionnement des fondations mixtes ce qui représente les 11/12 de la longueur du fût), soit $Q_{L3} = 453$ kN. La charge portante limite de la semelle sur sol renforcé, avec $h_r/R_s = 1$, vaut donc :

$$Q_{L2} = Q_{L1} + \frac{1}{4} \left(2 - \frac{h_r}{R_s} \right)^2 (Q_{L3} - Q_{L1})$$

$$= 270 + \frac{1}{4} \cdot 183 = 316 \text{ kN}$$

Cette valeur est à comparer à la valeur de 310 kN enregistrée lors de l'essai de chargement, pour une déformation de 50 mm.

Si l'on examine les résultats en admettant que la semelle intéresse 9 micropieux, (disposition possible puisque ceux-ci sont distants de 0,50 m, pour une semelle de 1 m $\times$ 1 m), cette charge limite Q_{L3} serait de :

$$270 + \frac{11}{12} \times 450 = 682 \text{ kN}$$

$$\text{donnant : } Q_{L2} = 270 + \frac{1}{4} \times 412 = 373 \text{ kN.}$$

Essai de semelle, avec tout-venant intercalaire de 50 cm, et sable amélioré par inclusions

Une inconnue subsiste pour cet essai, puisque l'on ne connaît pas la qualité mécanique du tout-venant. On choisira donc une gamme de valeurs (paraissant correctes au devant de sa compacité), de la pression limite du tout-venant de 3, 4 ou 5 fois la pression limite du sable, laquelle est de 380 kPa.

Dans ces conditions, suivant la méthode pressiométrique, la pression limite équivalente P_{le} vaut successivement 550, 660 et 650 kPa, donnant avec un facteur de portance k de 0,8, la gamme de charges limites $Q_{L1'}$ de 440, 480 et 520 kN.

La charge limite $Q_{L2'}$, de la semelle, vaut donc :

$Q_{L2'} = Q_{L2} + Q_{L1'} - Q_{L1}$, soit 486 à 566 kN, suivant la qualité de tout-venant pour 4 inclusions intéressant directement la semelle.

Si 9 inclusions sont concernées, la valeur de $Q_{L2'}$ varie de 543 à 623 kN.

On rapprochera ces valeurs du nombre de 530 kN, valeur mesurée pour 50 mm de tassement, la charge maximale ayant dépassé 650 kN pour plus de 80 mm d'enfoncement.

PLUMELLE, dans son expérimentation, a équipé de jauges de déformation l'un des micropieux, pour lequel la répartition des efforts a été suivie en cours de chargement (fig. 9). On note, conformément aux prévisions que se développe en haut du fût, du frottement négatif, auquel succède le frottement positif. Mais ce frottement négatif se mobilise plus fortement, ce qui est normal, lorsque le matelas intercalaire est constitué de tout-venant. En effet, si pour les deux cas de figure, on impose une même déformation verticale de la semelle, la charge correspondante au cas du tout-venant est supérieure à celle relative au sable. Le tassement vertical à la surface du sol initial en place est également supérieur dans le cas du tout-venant (fig. 10).

On en conclut, à tassement imposé, que la tête d'une inclusion est plus rapidement chargée, quand la couche intercalaire est meilleure, le frottement négatif étant également plus élevé ; ceci est tout à fait conforme aux valeurs enregistrées lors de ces essais.

3. Essais en centrifugeuse LPC

BIGOT et CANEPA (1988) ont testé, à titre de faisabilité, des semelles de $1,5 \times 1,5$ m ; $4,5$ m $\times$ 9 m et 9 m $\times$ 18 m, reposant par l'intermédiaire d'un matelas sableux sur du sable de Labenne de poids volumique 16 kN/m^3 , amélioré par des inclusions ; le maillage est très large, l'espacement e entre inclusions atteignant suivant les essais, la demi-largeur ou la largeur de la semelle (fig. 11).

En accord avec les simulations de calcul que l'on peut faire sur les essais réalisés, il a été mis en évidence

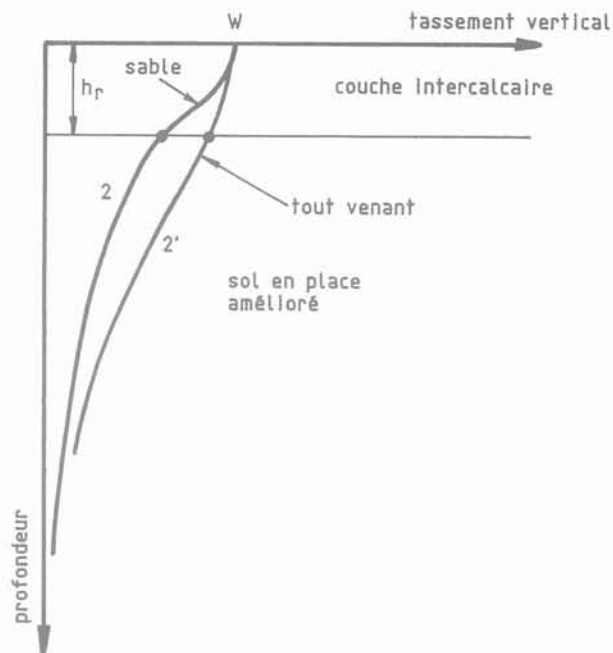


Fig. 10. — Tassement du sol en profondeur, suivant la qualité de la couche intercalaire.

Fig. 10. — Settlement of soil with depth, according to stiffness of fill material.

une efficacité quasi-nulle des réseaux d'inclusions étant donné : 1^{er} leur maillage très faible, 2^e leur charge intrinsèque faible.

4. CONCLUSION

L'amélioration de sols médiocres par inclusions rigides verticales s'avère efficace pour les radiers ; la réduction de tassement peut être spectaculaire et l'efficacité du matelas intercalaire entre ouvrage et sol amélioré est d'autant plus grande que le matériau, qui doit posséder un bon angle de frottement interne, possède en outre une cohésion effective. Ces caractéristiques de frottement et cohésion doivent être permanentes.

On dimensionnera, en outre, les inclusions, de sorte qu'elles soient chargées au-delà de leur charge critique, voire près de leur charge limite.

Pour les semelles rigides, l'efficacité du procédé demande une charge portante intrinsèque des inclusions appréciables et une épaisseur de matelas intercalaire faible vis-à-vis de la largeur de la semelle. On cherchera d'ailleurs plus à réduire les tassements de la semelle, qu'à tenter d'augmenter la capacité portante, donc le taux de travail admissible. Dans ce dispositif, la qualité du matelas intercalaire lui-même a un rôle non négligeable dans cette réduction, qu'il est nécessaire, dans la justification du procédé, de bien dissocier du rôle propre joué par les inclusions.

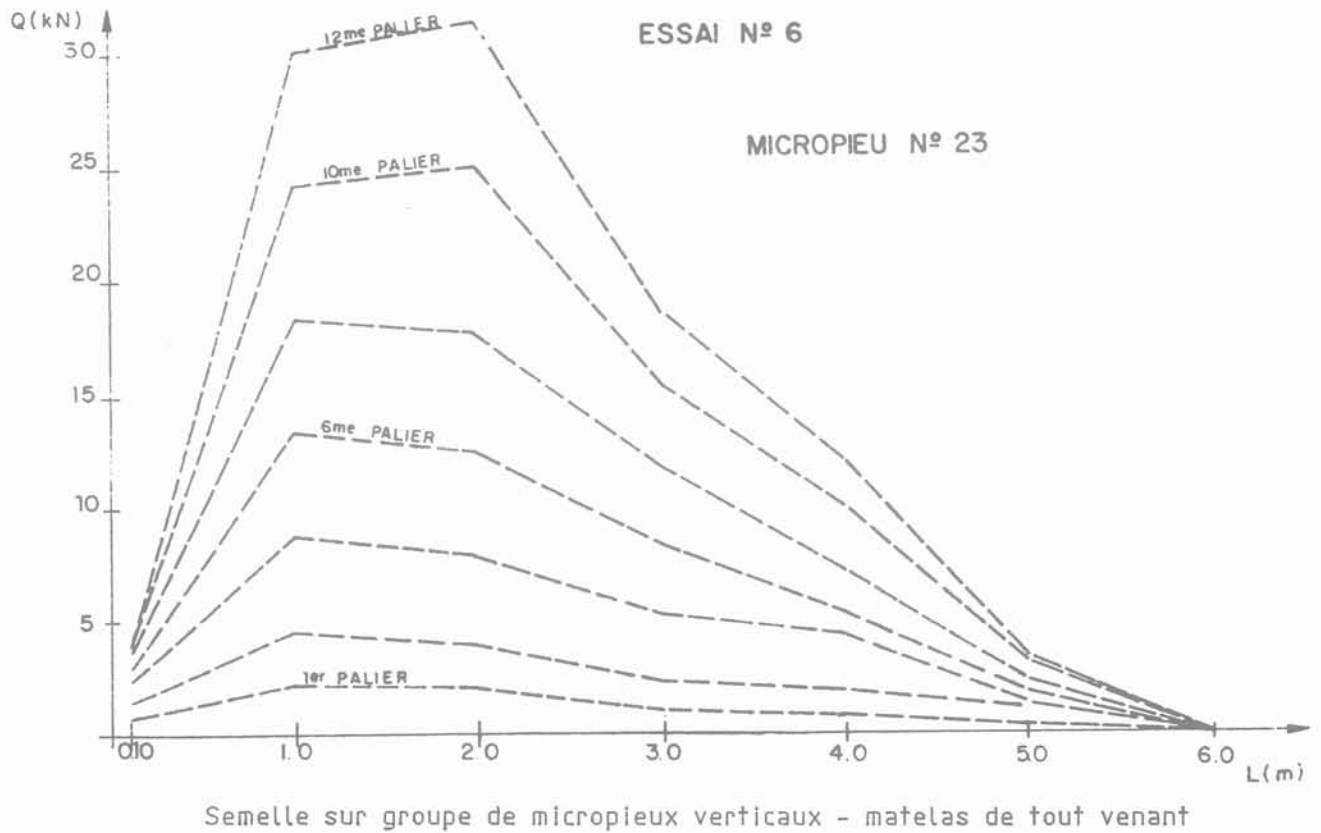
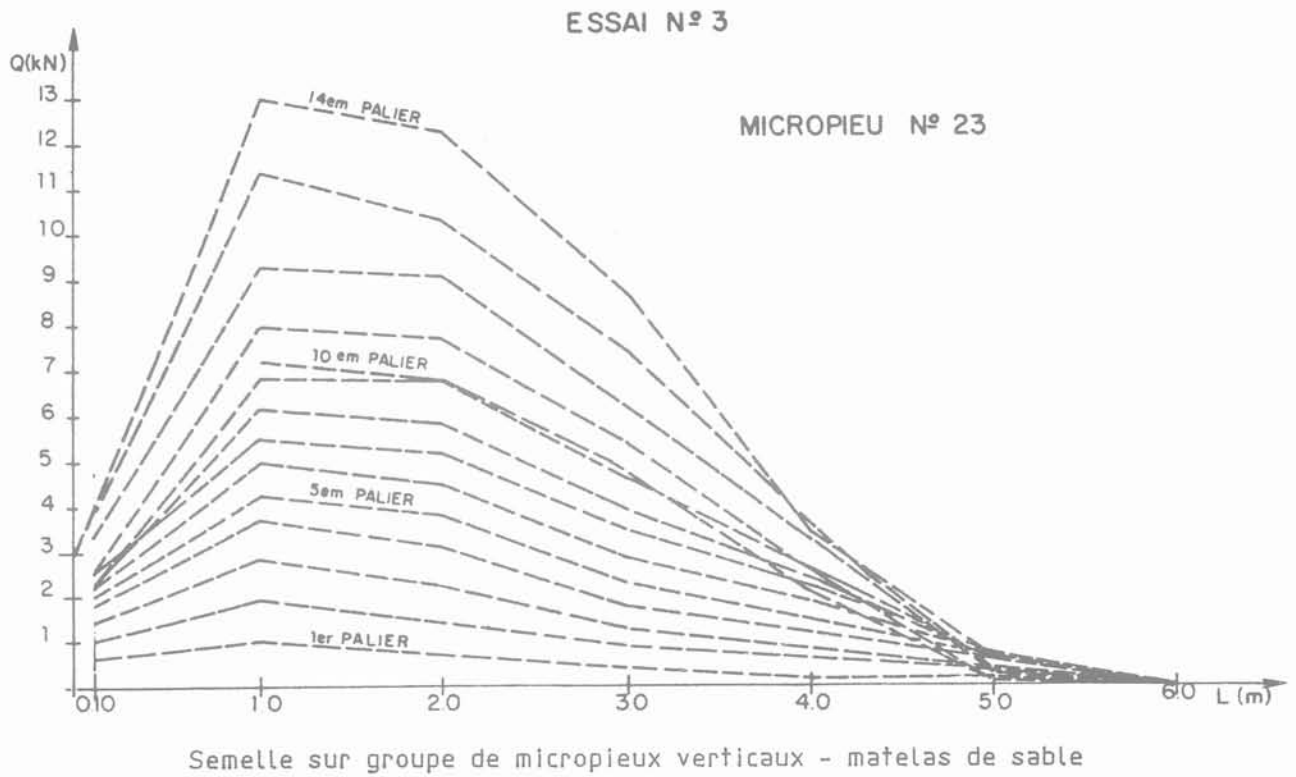


Fig. 9. — Répartition des efforts le long du fût. Essais de Plumelle.
 Fig. 9. — Distribution of forces along the pile shaft. Load tests by Plumelle.

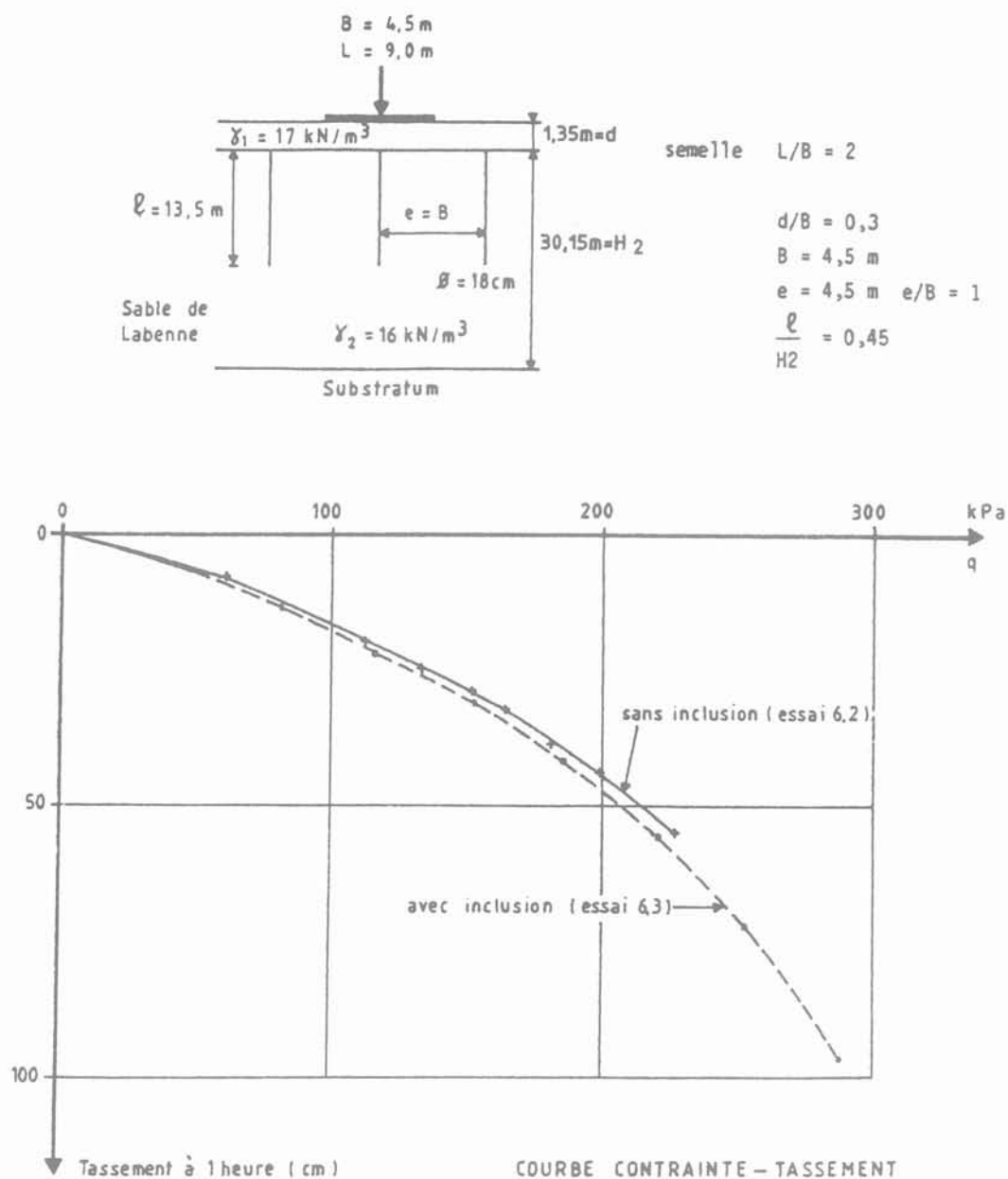


Fig. 11. — Essais (et notations) BIGOT-CANEPA sur semelle de $4,50 \times 9,00 \text{ m}$.

Fig. 11. — Load test by BIGOT and CANEPA on $4.5 \times 9.00 \text{ m}$ footing.

BIBLIOGRAPHIE

- ABBS A.F. (1983), *Le renforcement par pieux des sols de fondation d'un réservoir de pétrole*. Colloque international sur le renforcement en place des sols et des roches, Paris, 1983, pp. 13 à 18.
- BIGOT G., CANEPA Y. (1988), *Fondation de bâtiments. Utilisation des techniques de traitement et d'amélioration des sols*. Rapport interne LPC, pp. 37 à 41.
- COMBARIU O. (1987), *Amélioration des sols par inclusions rigides verticales. Application à l'édification des remblais sur sols médiocres*. Rapport des Laboratoires LPC - GT 26. Revue Française de Géotechnique n° 44, 1988, pp. 57 à 79.
- COMBARIU O. (1988), *Calcul d'une fondation mixte semelle pieux sous charge verticale centrée*. Note d'information technique LCPC, 1988, 15 p.
- PLUMELLE C. (1985), *Renforcement d'un sol lâche par inclusion de micropieux*. Revue Française de Géotechnique n° 30, 1985, pp. 47 à 57.
- RANDOLPH M.F. (1983), *Design of piled raft foundations. Recent developments in laboratory and field tests and analyses of geotechnical problems*. Bangkok, 1983, pp. 525 à 537.
- THORBURN S., LAIRD C.L., RANDOLPH M.F. (1983), *International conference on advances in piling and ground treatment*. Institution of civil engineers. London, march 1983, pp. 157 à 164.

analyse de la fiabilité des barrages en terre

reliability analysis for earth dams

J.-L. FAVRE

Professeur, Laboratoire de Mécanique des Sols, Structures et Matériaux, CNRS URA 850*

A. BEKKOUCHE

Maître Assistant, Institut National d'Enseignement Supérieur de Génie Civil, Tlemcen**

Rev. Franç. Géotech. n° 53, pp. 45-54 (octobre 1990)

Résumé

L'article examine le développement des recherches sur la prise en compte des incertitudes dans l'analyse de la fiabilité des barrages en terre.

Après avoir souligné l'importance des ruptures, les auteurs montrent le poids particulier des incertitudes sur les terres pour les deux principaux états critiques (érosion et stabilité) et donnent une illustration détaillée pour l'érosion interne.

Ensuite, plusieurs techniques sont mises en œuvre pour mesurer, modéliser et contrôler les aléas sur les terres : l'analyse factorielle pour contrôler les zones d'emprunt, l'analyse de variance-covariance pour réduire les aléas sur les paramètres de projet et les modéliser, la géostatistique pour contrôler le compactage des terres et tenir compte de la position géographique des aléas. Toutes ces techniques contribuent à mieux connaître et prendre en compte la succession des incertitudes et des erreurs.

Enfin, les auteurs indiquent l'absence, malheureusement encore, de méthodes opérationnelles pour calculer le rôle de ces incertitudes et erreurs sur le résultat final. C'est dans ce sens que les efforts doivent aller.

Abstract

This paper examines the current research developments on uncertainty factors which play a crucial role in the analysis of earth dams reliability.

In emphasizing the importance of failure, the authors underline the particular role played by uncertainty on earth properties for 2 principal critical states (erosion and stability). A detailed illustration of internal erosion is also presented.

In order to measure, modelise and control the hazards of earth, the following techniques are used : factorial analysis in order to control the borrow areas and the significance of the test samples, variance-covariance analysis in order to reduce hazards and modelize design parameters, geostatistics in order to control earth compaction and to take into account the geographic position of hazards. All of these techniques will contribute to a better understanding and manipulation of successive uncertainties and errors.

Finally, the authors suggest some possibilities of where future research should be oriented in order to develop operational methods for calculation the role of uncertainties and errors.

* Ecole Centrale de Paris, Grande voie des vignes, 92295 Chatenay-Malabry Cedex.

** RN 22, BP 230, Tlemcen, Algérie.

1. INTRODUCTION

La fiabilité des barrages en terre tient à la grande expérience acquise par les projeteurs qui ont à tenir compte de l'ensemble des aléas liés au site et à l'ouvrage lui-même. Ces facteurs déterminent les mécanismes de ruine que le projeteur voudra rendre les plus improbables possibles. On peut apprécier l'importance relative de ceux-ci grâce à l'exploitation des statistiques sur les accidents et incidents de barrages.

On estime qu'il existe près de 40 000 grands barrages (en 1982 : 16 200, en dehors de la Chine). Le nombre des ruptures reste important puisqu'il correspond à 1,5 rupture par an et le pourcentage des incidents est 2 à 7 fois plus grand, suivant le type d'ouvrage. Le nombre des ruptures, différent aussi d'un ouvrage à l'autre décroît fortement avec l'âge de celui-ci et avec sa hauteur comme le montre des statistiques de SERAFIM. Enfin, les causes de rupture varient suivant l'âge de l'ouvrage comme l'indique cette étude due à LEBRETON (tableau 1) sur les barrages en remblai qui représentent 70 % du total des ouvrages.

Si de telles analyses ont été largement approfondies pour comprendre la pathologie des barrages, on conçoit qu'elles ne puissent donner que des ordres de grandeur de la fiabilité d'un ouvrage, d'autant plus que chacun et son site sont un cas particulier. On devra utiliser une démarche déductive.

2. MÉTHODE GÉNÉRALE D'ANALYSE

2.1. Les arbres de causes-conséquences

L'étude de la pathologie des barrages en remblai permet de distinguer trois grands types de ruine ou états critiques :

- la submersion du barrage, pendant ou après la construction ;
- l'instabilité des talus amont et aval ;
- l'érosion interne du corps du barrage.

Pour chaque état critique, on analyse les actions ou les événements qui peuvent y conduire, ainsi que les diverses conséquences, avec leurs scénarios, qui peuvent en découler. On construit ainsi des arbres de

causes-conséquences (fig. 1) dont on probabilise les diverses branches.

La somme des coûts des conséquences possibles, pondérés par les probabilités d'occurrence de celles-ci, représente le risque total que l'on cherche à minimiser, pour un coût initial et un bénéfice donnés. Cette minimisation se fait par rapport à des paramètres de projet appelés alors paramètres de décision.

La submersion des barrages est avant tout un problème d'hydrologues et d'hydrauliciens et nous ne l'évoquerons pas ici bien que ses conséquences fassent intervenir les matériaux de remblai lors de l'érosion de surface des talus. Par contre les deux autres états critiques font intervenir la qualité des matériaux au niveau de l'arbre des causes.

Parmi celles-ci, il y a lieu de distinguer les causes premières qui, en première approximation, sont invariantes au cours du temps, et les événements initiateurs liés au temps et qui déclenchent les états critiques :

- pour l'instabilité des talus, les causes premières sont les pentes (conception du barrage) et les propriétés mécaniques des matériaux de remblai, liées à leur nature et leur mise en œuvre. Les événements initiateurs sont les sollicitations extérieures (séismes, chocs, etc.), les changements ou évolutions de régime hydraulique, l'évolution des propriétés mécaniques ou les déformations induisant de nouveaux champs de contraintes, etc. ;

- pour l'érosion interne, qui est un phénomène essentiellement évolutif, les causes premières sont les propriétés mécaniques et hydrauliques des matériaux compactés (érodabilité, perméabilité), et la conception et l'état des filtres et des étanchéités. Les événements initiateurs peuvent être les mouvements différentiels du corps du barrage, la modification du régime hydraulique, les actions extérieures ou l'évolution du matériau lui-même.

La figure 2 montre une telle analyse, qui pose en pratique des problèmes importants :

- détaillée, cette analyse apparaît comme un processus très complexe s'apparentant à la constitution de la base de connaissances d'un système-expert général pour les projets de barrages, mais trop simplifiée, elle perd beaucoup de son utilité ;

Tableau 1. — Ruptures de barrages de plus de 15 m pendant leur construction et leurs premières années (1964-1983) (d'après LEBRETON, 1985).

Table 1. — Failures of dams higher than 15 m during construction and after few years (1964-1983) (from LEBRETON, 1985).

Etat ou âge	Nombre de ruptures			Fréquence des ruptures			
	Digues	Autres	Ruptures de vannes	Total	Digues	Autre en 1/1 000	Total
En construction	11 ⁽¹⁾	—	1	12	1,9	—	1,7
Au 1 ^{er} remplissage et pendant les 5 premières années	7 ⁽²⁾	—	1	8	1,2	—	1,1
A 1 ^{er} remplissage et pendant les 10 premières années	9 ⁽³⁾	1 ⁽⁴⁾	2	12	1,6	0,8	1,7

(1) 9 ruptures par submersion lors de crues et brèche, une par renard.

(2) 6 ruptures par renard et une par submersion de crue.

(3) de 6 à 10 ans : 1 rupture par submersion de crue et une par glissement de talus de la digue.

(4) Renversement d'un barrage-poids.

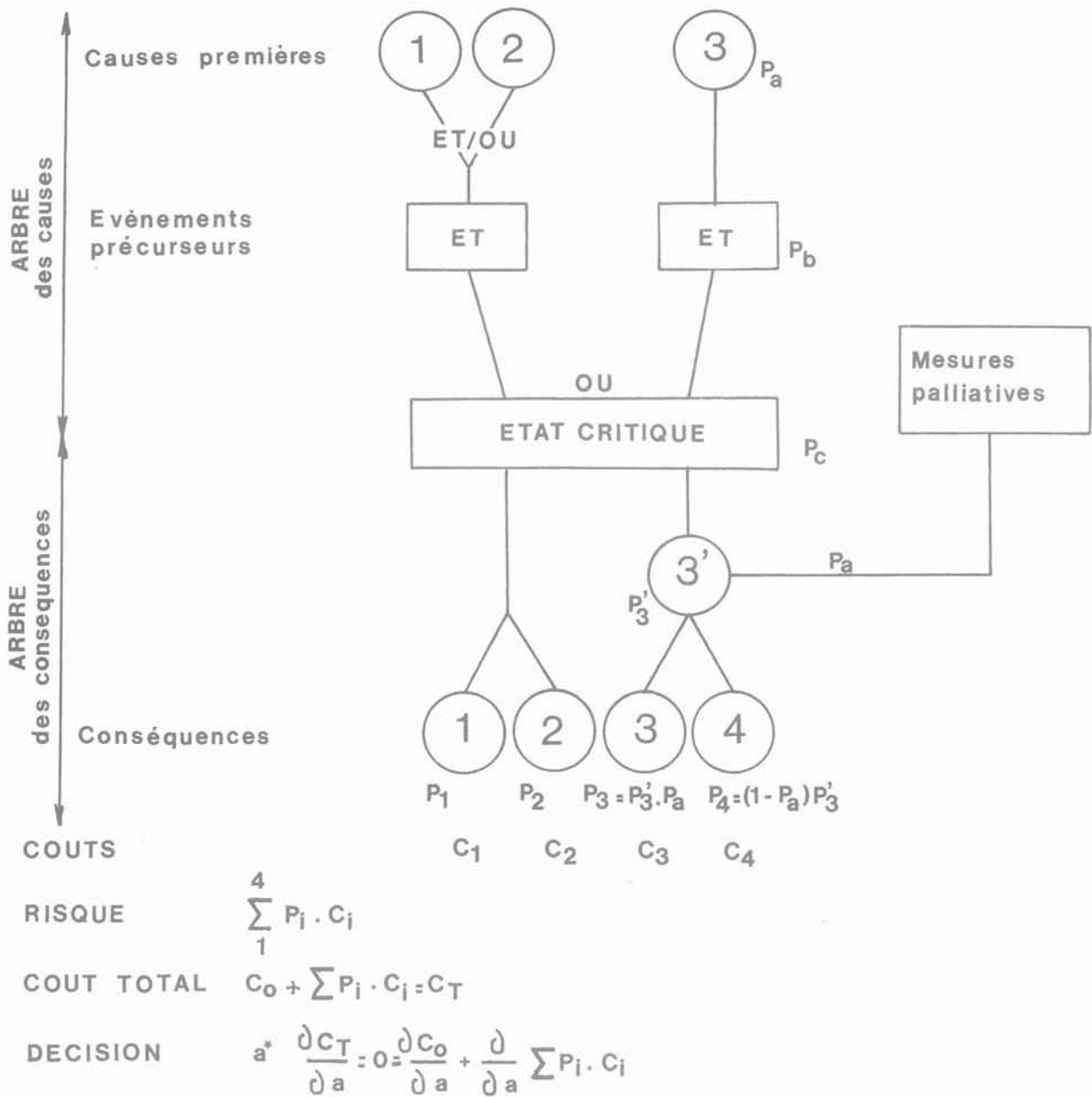


Fig. 1. — Arbre de causes-conséquences.
Fig. 1. — Fault consequence tree.

— les probabilités de certains événements peuvent être difficiles, voire impossibles, à évaluer.

Le projeteur utilisera donc la méthodologie des arbres de causes-conséquences pour apprécier l'ensemble des événements qui peuvent provoquer un état critique. Il dégagera ceux dont les combinaisons sont les plus probables et calculera le poids de celles-ci sur l'état critique, grâce à la théorie de la fiabilité.

2.2. Eléments de la théorie de la fiabilité

Soit M_A , le moment agissant et M_R , le moment résistant maximum mobilisable. M_A et M_R sont des variables aléatoires, fonctions des différents événements,

causes et incertitudes X_i précédemment définis et de loi de densité de probabilité jointe $f_X(x_1, \dots, x_n)$. La probabilité de ruine peut s'écrire alors :

$$p_r = \text{Prob} \{g(X) \leq 0\}$$

$$= \int_D f_X(x_1, \dots, x_n) dx_1 \dots dx_n, \quad (1)$$

où : $g(X) = M_R - M_A$ est la fonction d'état critique ou fonction de performance, X est le vecteur des variables X_i , dites de base, et $D = \{x_i | g(x_i) \leq 0\}$ le domaine de ruine dans l'espace des variables de base.

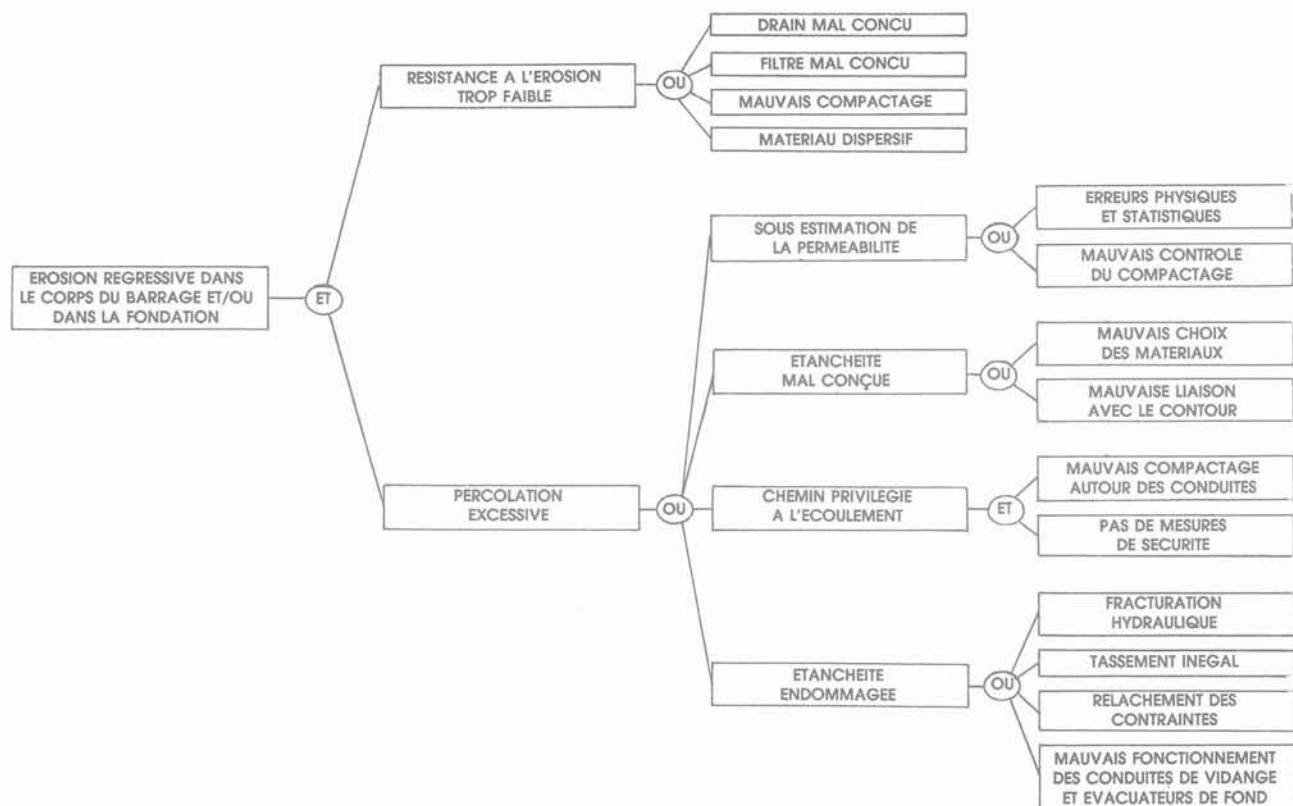


Fig. 2. — Arbre détaillé des causes pour l'érosion interne.

Fig. 2. — Detailed fault tree for internal erosion.

On définit l'indice de sécurité de Cornell par :

$$\beta = E[g(X)]/\sigma_{g(X)}, \quad (2)$$

où : $E[g(X)]$ est l'espérance mathématique de $g(X)$ et $\sigma_{g(X)}$ son écart-type.

Sous certaines conditions (normalité et indépendance des X_i et linéarité de la fonction de performance), la probabilité de ruine est exactement :

$$P_r = \Phi(-\beta), \quad (3)$$

où : Φ est la fonction de répartition de la variable normale centrée réduite.

Ainsi, avec m_R et m_A , les espérances mathématiques de M_R et M_A , et σ_R et σ_A , leurs écarts-types,

$$\beta = (m_R - m_A)/(\sigma_R^2 + \sigma_A^2)^{1/2}. \quad (4)$$

En géotechnique, où les volumes concernés par les états critiques sont grands, le calcul des écarts-types des résistances et des sollicitations posent des problèmes particuliers : les variances des variables de base n'interviennent pas directement, mais diminuées par un facteur de réduction qui tient compte du fait que ces variables de bases sont, en vérité, des fonctions aléatoires de l'espace dont 2 valeurs proches sont corrélées. Il est donc de la première importance de connaître ces corrélations appelées fonctions d'autocorrélation, dont une des caractéristiques essentielles est la portée ou échelle de fluctuation, c'est-à-dire la distance

à partir de laquelle 2 valeurs peuvent être considérées comme indépendantes.

Parmi ces variables, fonctions aléatoires de l'espace, il y a, au premier chef, les propriétés mécaniques et hydrauliques des matériaux de remblai. En effet, que ce soit parmi les causes premières ou parmi les événements initiateurs, celles-ci jouent un rôle essentiel. Ce sont donc en premier lieu les aléas sur ces propriétés qu'il faudra chercher à connaître (statistiques), réduire et contrôler. Et il faudra le faire en tenant compte de leur influence sur le comportement du barrage en construction puis en service, c'est-à-dire en modélisant l'effet des erreurs, des incertitudes et de la variabilité naturelle des matériaux sur le comportement de l'ouvrage (probabilités).

3. RÉDUCTION DES ALÉAS SUR LES TERRES DE REMBLAI

Dans un projet de barrage, chaque matériau utilisé a des propriétés bien définies que l'on choisit en tenant compte des matériaux effectivement disponibles dans les zones d'emprunt, et de leurs propriétés physiques et mécaniques à l'état naturel et après compactage. La reconnaissance des zones d'emprunt permet d'estimer les quantités de matériaux disponibles et leur homogénéité. Des contrôles de densité au fur

et à mesure de l'édification du barrage permettent de vérifier la qualité du compactage. La statistique et la géostatistique offrent des méthodes d'analyse intéressantes, comme l'a montré BEKKOUCHE (1987) sur le cas du barrage de Grand'Maison.

3.1. Contrôle des zones d'emprunt

La reconnaissance de ces zones comporte des analyses granulométriques systématiques sur des forages verticaux implantés régulièrement sur tout le site. Puis, au vu de ces résultats, on choisit des échantillons représentatifs sur lesquels seront réalisés des essais de compactage, de perméabilité, de cisaillement et de déformabilité en laboratoire ou sur remblais d'essai. Les techniques d'analyse factorielle sont bien adaptées au traitement de ces résultats en grand nombre (FAVRE, 1980). Lorsqu'on veut condenser l'information contenue dans un tableau de données X (n analyses granulométriques suivant p passants), on reconstitue ce tableau avec un nombre plus petit de données ($n \times q$, $q = 2$ à 3). On cherche dans l'espace $\mathbb{R}^p$ des variables (ou $\mathbb{R}^n$ des individus) les axes successifs orthogonaux qui minimisent l'inertie du nuage des individus (ou des variables) : ils portent les vecteurs propres u_a de $X'X$ (ou v_a de XX'). On sait alors calculer les coordonnées Xu_a des points du

nuage dans ces axes, et on obtient la formule de reconstitution approchée du tableau X :

$$X^* = \sum_{a=1}^q \sqrt{\mu_a} v_a u_a, \quad (5)$$

où : μ_a est la valeur propre associée au vecteur propre u_a . Le taux d'information concentré sur l'axe factoriel :

$$F_a \equiv u_a \text{ est égal à } \mu_a / \sum_{a=1}^q \mu_a.$$

Ainsi, on peut connaître le pourcentage d'information que l'on perd quand on projette le nuage dans le plan des deux premiers axes factoriels pour juger de l'homogénéité des échantillons.

On peut aussi agréger les points du nuage en classes successives avec une règle de distance et représenter ces partitions successives par un arbre dont les niveaux des branches sont les distances entre classes ou niveaux de ressemblance.

Ainsi, pour le contrôle des terres à noyau du barrage de Grand'Maison, en utilisant comme variables les classes granulométriques de 20 à 63 mm, de 5 à 20 mm, de 0,1 à 5 mm et de moins de 0,1 mm, sur 122 échantillons identifiés par 1 ou 2 lettres pour indiquer le puits ou la tranchée de prélèvement dans la zone d'emprunt et 2 chiffres pour indiquer sa profondeur en mètres, on obtient le résultat des figures 3 et 4 :

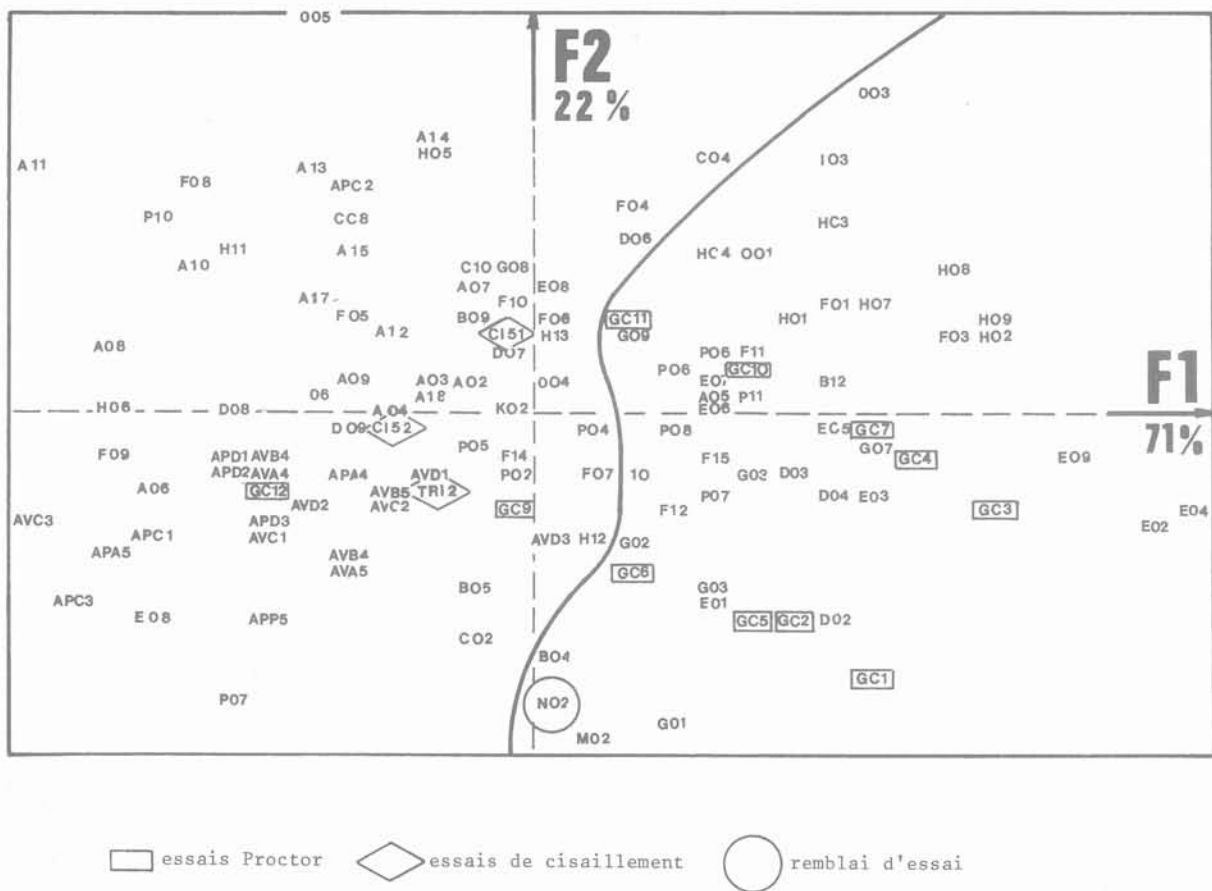


Fig. 3. — Terre à noyau de Grand'Maison. Analyse de la zone d'emprunt en composantes principales.
Fig. 3. — Soil for the core of Grand'Maison dam. Principal component analysis of the borrow area.

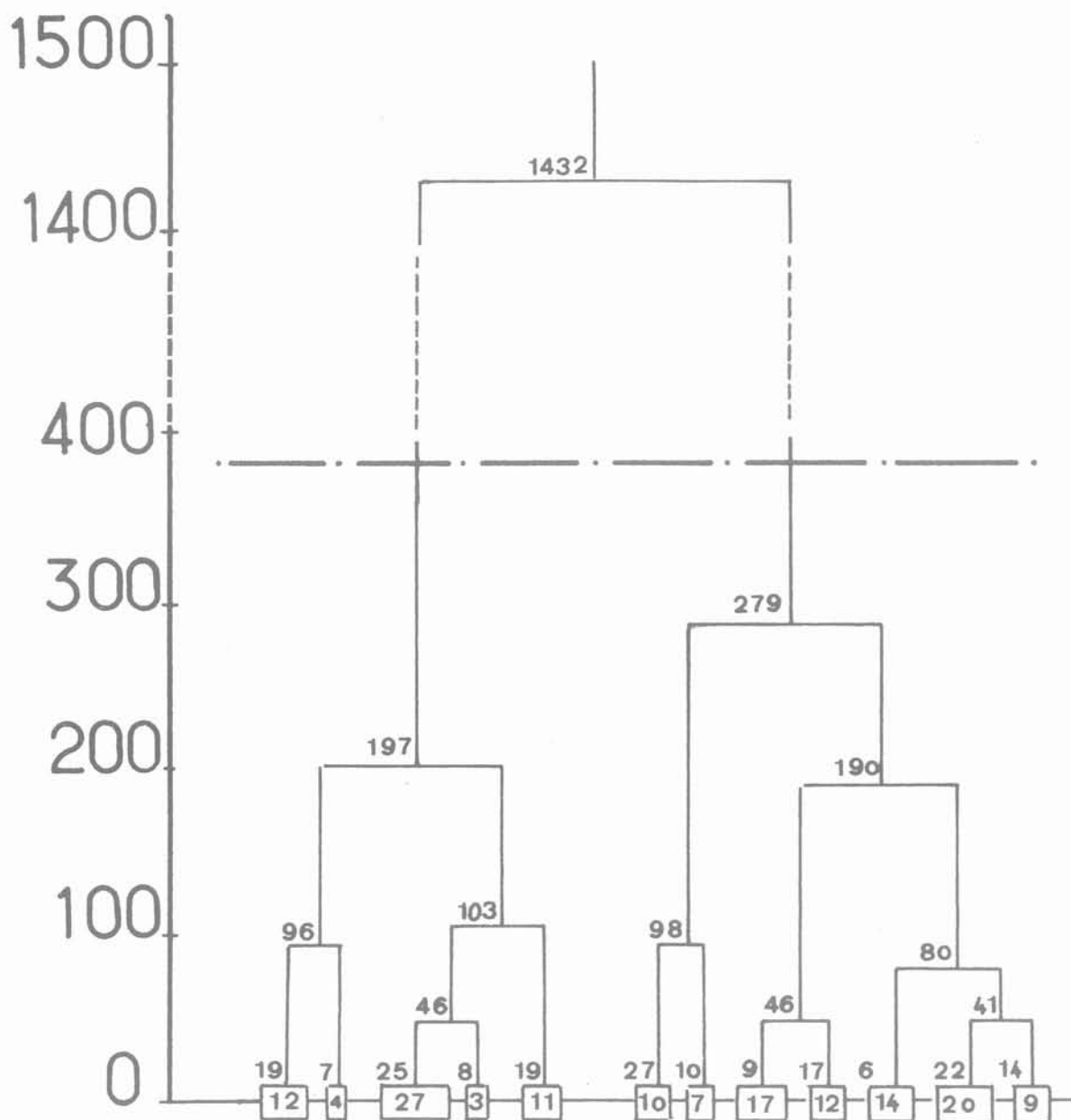


Fig. 4. — Terre à noyau de Grand'Maison. Analyse de la zone d'emprunt par classification hiérarchique ascendante.
Fig. 4. — Soil for the core of Grand'Maison dam. Upward hierarchical classification of the borrow area.

— 2 classes de matériaux se différencient bien entre les niveaux 300 et 1 500 (fig. 4), alors que l'EDF avait considéré une seule classe sur ce gîte. Par contre, dans le premier plan factoriel (fig. 3) qui concentre 93 % de l'information, cette partition ne semble se faire ni suivant la profondeur ni suivant la position géographique (code des puits) dans le gîte. L'hypothèse d'une zone homogène se justifie (nuage compact) ;

— les échantillons retenus pour les essais en laboratoire apparaissent comme bien représentatifs du matériau car se situant au centre du nuage. Ceci est surtout vrai pour les essais de cisaillement (TRI et CI) et les essais Proctor (GC).

Cet exemple de contrôle de zones d'emprunt et du choix des échantillons montre qu'on pourrait conserver, pour la recherche des aléas suivants, les hypothèses suivantes : le matériau est homogène, les échantillons sont représentatifs ; il n'y aura pas de biais et de dispersion sur les variables du problème autres que ceux liés à la variabilité naturelle et à la mesure des propriétés des matériaux.

3.2. Essais de laboratoire

En général, on ne sait pas séparer ce qui tient de la variabilité de la valeur naturelle X_N d'un paramètre, de ce qui tient des erreurs de mesure e_m . Ainsi, la valeur mesurée s'écrit :

$$X_m = X_N + e_m \quad (6)$$

C'est la valeur naturelle, « vraie », qui intéresse le projecteur. Il la modélise par une variable aléatoire en écrivant :

$$E[X_N] = E[X_m] - E[e_m] \quad (7)$$

$$\text{Var}[X_N] = \text{Var}[X_m] - \text{Var}[e_m] \quad (8)$$

L'espérance et la variance des erreurs peuvent être avantageusement réduites lorsqu'on sait en séparer les causes (facteurs d'influence intervenant par 2 modalités ou plus). Ainsi, pour le barrage de Grand'Maison, l'angle de frottement interne ϕ des terres à noyau été estimé à partir de 10 mesures, soit à la boîte soit au triaxial (facteur A), en condition soit drainée soit non drainée (facteur B), sur un matériau écrété soit à 63 mm soit à 20 mm (facteur C) et pour des compacités initiales variables (facteur D) (fig. 5 et tableau 2).

L'analyse de variance-covariance permet de tester l'influence des différents facteurs, de faire apparaître les biais que chacun introduit (espérance d'erreur) et de réduire la variance d'erreur. Ainsi, il a été trouvé que seul le facteur A (type d'essai) avait une influence significative. Le projeteur pourra alors passer du modèle « brutal » :

$$\phi = 40,2^\circ + \epsilon, \quad \sigma_\epsilon = 3,99^\circ, \quad (9)$$

au modèle :

$$\phi = 37,5^\circ + \epsilon, \quad \sigma_\epsilon = 3,09^\circ, \quad (10)$$

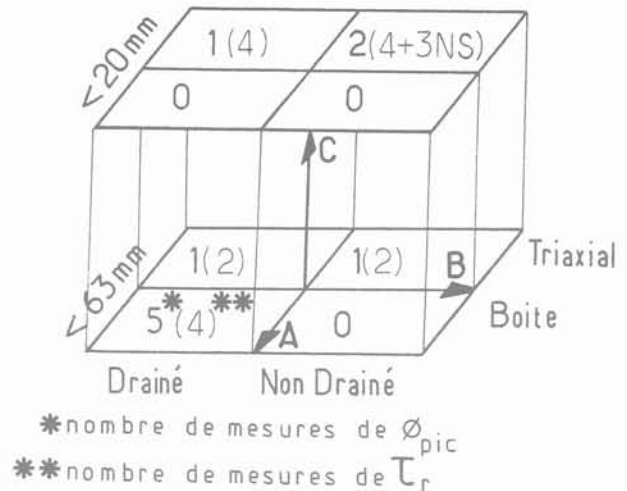


Fig. 5. — Répartition des essais suivant les modalités des différents facteurs d'influence.

Fig. 5. — Test distribution according to the modes of the various influence factors.

si l'on considère que seule la boîte, à l'encontre du triaxial, introduit un biais de représentativité.

Les caractéristiques du modèle ($\bar{\phi} = 37,5^\circ$, $\sigma_\phi = 3,09^\circ$) ne sont qu'estimées à partir de 10 valeurs. Il faudra leur adjoindre des intervalles ou des seuils de confiance en utilisant la théorie de l'estimation. Ici, sous certaines hypothèses, on peut assurer que ;

$$\text{Prob} \{ \phi \leq 35,7^\circ \} = 10 \% \quad (11)$$

$$\text{Prob} \{ \sigma_{\phi} \geq 4,54^{\circ} \} = 10 \% \quad (12)$$

Tableau 2. — Essais de cisaillement sur les terres à noyau.

Table 2. — Shear tests on core soil.

	Facteurs d'influence						Paramètres continus			
	A		B		C		W	γ_{di}	ϕ	C
N	TRI	BC	CD	CND	63 mm	20 mm	%	KN/M³	degré	KPa
1		X	X		X		13,20	19,6	48	0
2		X	X		X		8,17	20,1	46	0
3		X	X		X		9,2	18,9	46	0
4		X	X		X		10,07	18,8	40	0
5		X	X		X		10,29	19,4	37,5	14
6	X		X		X		10,6	18,9	38	0
7	X			X	X		10,6	20,25	37,5	1,5
8	X		X			X	11,73	19,85	40	0
9	X			X		X	11,18	19,85	37	5
10	X			X		X	11,81	20	35	8

TRI : Triaxial BC Boîte de cisaillement.

On devra tenir compte de tels seuils dans les calculs de probabilité d'états critiques.

3.3. Contrôle de réception des terres

La définition des critères de réception est habituellement faite sans référence à la position des points de contrôle dans le remblai. C'est pourtant cette prise en compte qui permet de caractériser la variabilité naturelle des propriétés des terres compactées grâce aux fonctions d'autocorrélation.

Soit t le point de coordonnées (x, y, z) , $t + \tau$ le point de coordonnées $(x + \Delta x, y + \Delta y, z + \Delta z)$ et X_N la valeur naturelle considérée comme fonction aléatoire de l'espace. On peut souvent considérer que la fonction d'autocorrélation ne dépend que de la distance τ entre points et pas de leur position absolue t . Elle s'écrit alors :

$$BX_N(\tau) = \text{Cov} [X_N(t), X_N(t + \tau)], \quad (13)$$

ou encore :

$$\rho(\tau) = BX_N / \text{Var}[X_N], \text{ le coefficient de corrélation.} \quad (14)$$

On peut, sur la base des mesures, si elles sont faites suivant un maillage suffisamment serré, du moins localement, adopter des modèles simples comme le modèle triangulaire (a) :

$$\begin{aligned} \rho &= 1 - \tau/\theta, & \tau < \theta \\ \rho &= 0, & \tau > \theta, \end{aligned} \quad (15)$$

ou le modèle exponentiel (b) :

$$\rho = \exp(-2 \tau/\theta) \quad (16)$$

où : θ est la portée ou l'échelle de fluctuation (fig. 6).

On a ainsi analysé les paramètres granulométriques (1 000 échantillons) et de compactage (250 échantillons) du noyau du barrage de Grand'Maison (fig. 7 et 8), paramètres pouvant entrer indirectement dans un modèle d'érosion interne (calcul de la perméabilité puis des gradients hydrauliques) ou d'instabilité (calcul des caractéristiques de cisaillement) :

— les figures 7a et 8a montrent les histogrammes permettant d'estimer l'espérance et la variance des paramètres ;

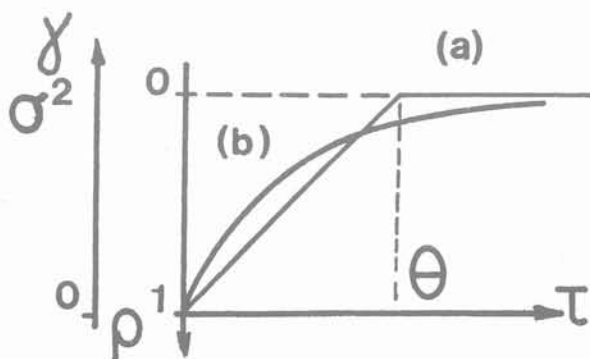


Fig. 6. — Fonctions d'autocorrélation.
Fig. 6. — Autocorrelation functions.

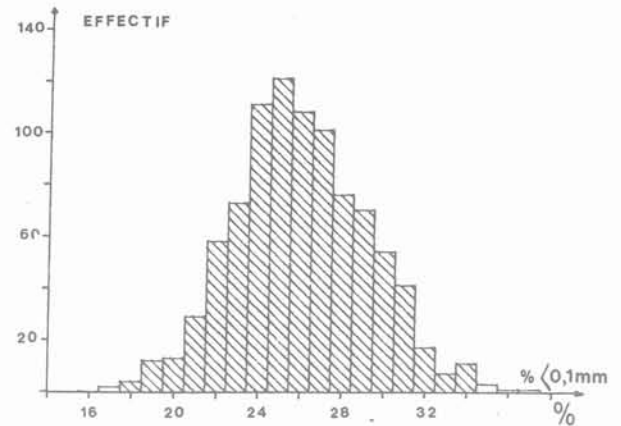


Fig. 7a. — Histogramme du % < 0,1 mm.
Fig. 7a. — Histogram of % < 0,1 mm.

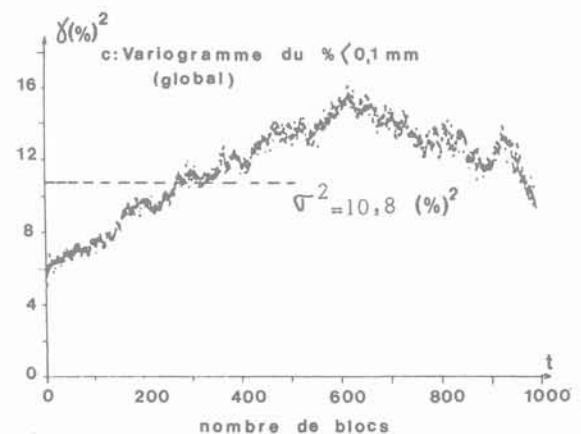
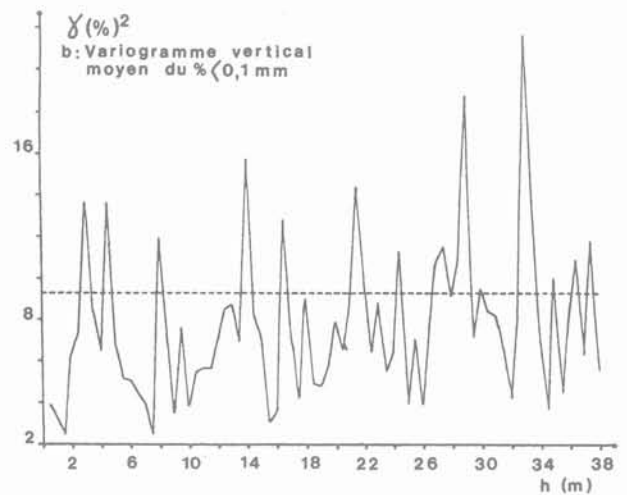


Fig. 7b et c. — Variogrammes du % < 0,1 mm.
Fig. 7b et c. — Variograms of % < 0,1 mm.

— les figures 7b et 8b montrent leurs variogrammes (coefficient d'autocorrélation à une transformation linéaire près — voir figure 6 — en fonction de l'espace. Leur forme est très erratique ; il est impossible d'en tirer un modèle ou même de faire une interprétation ;

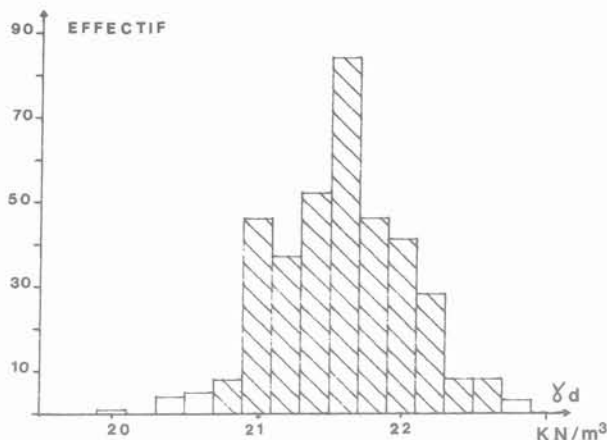


Fig. 8a. — Histogramme du poids volumique sec.
Fig. 8a. — Histogram of the dry volumetric weight.

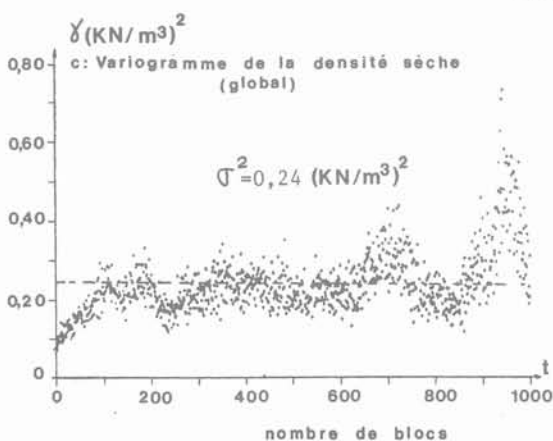
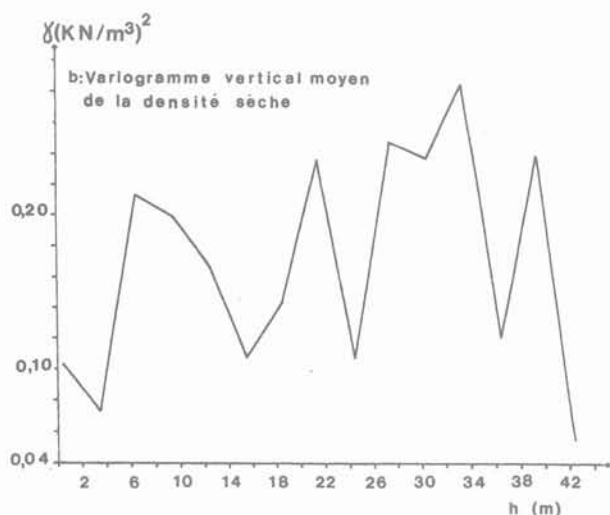


Fig. 8b. et c. — Variogrammes du poids volumique sec.
Fig. 8b. et c. — Variograms of the dry volumetric weight.

— les figures 7c et 8c montrent les variogrammes en fonction du temps, c'est-à-dire de la chronologie de mise en place des terres. Ils présentent des formes régulières et usuelles (SOULIÉ, 1983), comme la présence systématique d'un fort effort de pépité (ordonnée à l'origine) relative en grande partie à l'erreur

commise en assimilant la valeur unique mesurée à la valeur moyenne du « bloc » des terres mises en place. Le variogramme du $\% < 0,1 \text{ mm}$ présente un effet de trou significatif d'une ségrégation inhérente à l'emploi d'un matériau à granulométrie très étalée. Cette ségrégation a été localisée dans les 20 derniers mètres de la dernière campagne de mise en place ;

— l'étude a montré que les points de contrôle étaient sinon en nombre insuffisant tout au moins à implantation géographique mal adaptée pour une véritable recherche des échelles de fluctuation.

4. INFLUENCE DE LA VARIABILITÉ DES MATÉRIAUX SUR LE COMPORTEMENT DU BARRAGE

Pour pousser à son terme l'analyse des probabilités des états critiques d'un barrage, il faut pouvoir calculer l'influence de la variabilité naturelle des propriétés des matériaux de remblai, des incertitudes associées et des erreurs de mesure. Cette analyse est d'ailleurs également indispensable pour les analyses décisionnelles relatives aux reconnaissances et aux contrôles, puisque l'on peut tolérer plus d'incertitudes quand le risque est faible.

Les modèles de calcul des états critiques ne sont pas, à l'heure actuelle, encore bien établis. Les études réalisées jusqu'à présent montrent qu'il est indispensable de tenir compte de la variabilité naturelle spatiale des propriétés des matériaux. On peut l'admettre aisément si l'on pense que chaque état critique met en jeu un certain volume de matériau et que les propriétés moyennes sur ce volume ont une dispersion moindre que les propriétés du matériau en chaque point du massif (c'est ce qu'on appelle une moyenne locale et un effet de réduction de variance d'autant plus grand que le volume est grand devant l'échelle de fluctuation). Le souci d'en tenir compte dans les calculs probabilistes est encore récent et peu de travaux lui ont encore été consacrés. Pour certains aspects, la méthodologie de l'approche probabiliste a été dégrossie : travaux de VANMARCKE (1977), de GENEVOIS (1984), et MADHAVI (1985) pour les calculs de stabilité ; travaux de BOULEFKHAD (1986) pour les calculs de déformations. Pour d'autres (écoulements), les travaux sont en cours, et leurs chances de succès sont bonnes. Pour d'autres enfin (érosion interne), on ne dispose pas de modèle d'analyse déterministe utilisable pour guider l'analyse probabiliste et le succès est moins assuré.

L'absence de méthodes de calcul opérationnelles pour l'analyse probabiliste du comportement des corps de barrages en terre constitue actuellement l'un des principaux obstacles au développement de méthodes d'optimisation des projets de barrages sur la base de la théorie de la décision. C'est pour permettre de tels calculs, qui peuvent s'appliquer également à d'autres types d'ouvrages, que des travaux ont été engagés, au cours des dernières années, tant à l'Ecole Centrale de Paris qu'au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

5. CONCLUSION

Les méthodes d'analyse des données peuvent dès à présent être utilisées pour l'analyse des sites d'emprunts et le contrôle du compactage et de l'homogénéité des corps de barrages en terre. Par contre, les analyses de risques nécessitent des outils probabilistes dont le développement est seulement en train de se faire.

On peut penser que l'analyse des risques sera un jour un outil opérationnel dans les mains des projeteurs et gestionnaires de projets. Mais l'expérience des ingénieurs, l'auscultation de l'ouvrage en construction puis en service et le jugement des experts resteront toujours essentiels pour garantir la fiabilité des ouvrages. L'analyse statistique et probabiliste n'est qu'un outil, qui ne vaut que par la qualité des données analysées et des modèles utilisés. De grands progrès restent à faire, mais ils ne peuvent remplacer la formation et le perfectionnement des spécialistes des barrages en terre.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient l'EDF qui leur a permis de travailler sur les données de Grand'Maison et plus spécialement M. DOUILLET qui a suivi ce travail dans le cadre du Gréco Géomatériaux, ainsi que M. MAGNAN du LCPC qui s'y est aussi intéressé.

BIBLIOGRAPHIE

- BEKKOUCHE A. (1987), *Sécurité des grands barrages en terre. Approche probabiliste des problèmes d'écoulement liés aux reconnaissances et contrôles*. Thèse de Doctorat, Ecole Centrale Paris, 380 p.
- BOULEFKHAD T. (1986), *Influence de la variabilité des sols sur le calcul des tassements des fondations superficielles*. Thèse de Docteur-Ingénieur, Univ. de Clermont II, 153 p. + annexes.
- DORE M. (1986), *Introduction et enseignements tirés des accidents*. Electricité de France, Journées d'étude sur les barrages en argile. Chambéry, 14-15 mai 1986, 19 p.
- FAVRE J.L. (1980), *Milieu continu et milieu discontinu. Mesure statistique indirecte des paramètres rhéologiques et approches probabiliste de la sécurité*. Thèse de Docteur ès Sciences, Univ. P. et M. Curie (Paris VI), 500 p. + volume de figures.
- FAVRE J.L., MAGNAN J.P., DOUILLET G. (1988), *Analyses statistiques et modèles probabilistes pour les barrages en terre. Etat actuel et perspectives*. Colloque technique « Réflexions sur l'économie de réalisation des barrages : leçons d'expérience ». Comité Français des Grands Barrages. Paris, 19 avril 1988, 12 p.
- GENEVOIS B. (1984), *Approche probabiliste de la force portante d'une fondation*. Thèse de Docteur-Ingénieur, Ecole Centrale Paris, 150 p.
- LEBRETON A. (1985), *Les ruptures et accidents graves de barrages de 1964 à 1983*. La Houille Blanche, Paris, n° 6/7, pp. 529-544.
- MAGNAN J.P. (1982), *Les méthodes statistiques et probabilistes en mécanique des sols*. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 203 p.
- MADHAVI C. (1985), *Analyse probabiliste du comportement des sols et des ouvrages : évaluation des risques dans les études géotechniques de remblais sur sols mous*. Thèse de Docteur-Ingénieur, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 180 p.
- POST G., LONDE P. (1954), *Les barrages en terre compactée. Pratiques américaines*. Gauthier-Villars, Paris, 185 p. + annexes.
- SERAFIM J.L. (1981), *Safety of dams judged from failures*. Water Power and Dam Construction, Dec. 1981, pp. 32-35. Rectificatif : May 1982, p. 49.
- SOUlié M., FAVRE M., KONRAD J.M. (1983), *Analyse géostatistique d'un noyau de barrage tel que construit*. Revue Canadienne de Géotechnique, vol. 20, n° 3, pp. 453-467.
- VANMARCKE E.H. (1978), *Reliability of earth slopes*. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, vol. 103, n° GT11, pp. 1247-1265.

actions de l'environnement polaire sur la digue en enrochements, support de la piste d'aviation en Terre Adélie (Antarctique)

polar environment actions on the rubble mound breakwater,
support of the Terre Adélie airfield (Antarctica)

J.-F. REGRETTIER

Ingénieur

Centre de Recherche et Développement du Bureau Veritas*
Laboratoire de Tectonophysique**

Rev. Franç. Géotech. n° 53, pp. 55-65 (octobre 1990)

Résumé

Une digue en enrochements de 1 100 m de long sur laquelle doit reposer une chaussée permettant l'atterrissage et le décollage d'avions de type Transall ou Hercules LC 130 est en cours de construction dans l'archipel de Pointe Géologie en bordure du continent antarctique.

Le projet et sa réalisation sont décrits. On étudie l'action de la houle et de l'environnement spécifique aux régions polaires (basses températures, glace) sur l'ouvrage, en particulier le dimensionnement de la carapace, la congélation de l'eau de mer entre les blocs rocheux et la gélifraction des enrochements.

Abstract

Construction of a rubble mound breakwater, 1 100 m large, which will support the runway for Hercules LC 130 or Transall aircrafts is in progress in Terre Adélie.

The project is described. Action of waves, swell and specific aspects of polar engineering (low temperatures, ice) are studied, particularly the armour design, freezing of seawater within the structure and frost shattering of rock blocks.

* 58 bis, rue Paul Vaillant-Couturier 92309 Levallois-Perret Cedex.

** Université Pierre et Marie Curie, 4, place Jussieu, 75252 Paris Cedex 05.

1. PRÉAMBULE

Le développement de la recherche scientifique en Antarctique nécessite une logistique de plus en plus puissante. Depuis le débarquement de Dumont d'Urville sur la côte de Terre Adélie en janvier 1840 (fig. 1), à proximité de la base française qui porte son nom, le transport de vivres, de matériel et de personnel se fait par voie maritime. En raison des conditions climatiques hivernales extrêmement sévères, les travaux, en particulier la construction de nouveaux bâtiments et laboratoires, ne peuvent se faire qu'en été.

L'extension de la banquise qui ne disparaît qu'en décembre limite l'accès par la mer à une courte période de deux mois et demi (mi-décembre, janvier, février). De plus, la France a un projet ambitieux : la réalisation d'une base sur le plateau antarctique englacé à plus de 1 000 km de la station actuelle (Dôme C). Pour ces raisons, une desserte aérienne est devenue indispensable. Le premier avion pourrait atterrir à la fin du mois d'octobre et le dernier repartir au mois de mars. La durée des campagnes d'été serait ainsi doublée et le temps de transport entre l'Australie, terre civilisée la plus proche, (Hobart (Tas-

manie), à plus de 2 500 km), et Dumont d'Urville passerait de 5 jours (par bateau dans le meilleur des cas) à 5 heures ! La piste pourra également être utilisée par un avion léger mixte skis-roues de type Twin Otter pour accéder à la future base continentale.

Certains pays bénéficient déjà de ce moyen de transport. Les américains utilisent au printemps des pistes sur la glace de mer pour avions sur roues et en été des pistes sur neige sur l'Ice Shelf à Mac Murdo (fig. 1). Sur la côte, l'augmentation de température en été perturbe le trafic. Des avions sur ski peuvent également aller à Amundsen-Scott (pôle sud).

Les Soviétiques entretiennent avec de gros moyens une piste de neige compactée à Molodezhnaya. Les argentins et les chiliens possèdent des pistes en terre dans la péninsule antarctique à Arturo Prat Base et Marsh Martin Station.

Pour utiliser l'avion pendant toute la saison estivale, le territoire des Terres Australes et Antarctiques Françaises (TAAF) a choisi de construire une piste en dur qui ne nécessite pas d'avions spéciaux. (Le prix des skis pour un C 130 représente une part importante du coût total de l'appareil). Elle reposera sur une digue maritime en enrochements.



Fig. 1. — Antarctique.

Fig. 1. — Antarctica.

Parallèlement à la construction de l'ouvrage, un programme d'ingénierie polaire a été lancé. Il doit permettre d'une part, de s'assurer que l'environnement froid n'est pas nuisible à la tenue de l'ouvrage, et d'autre part, de collecter des données qui pourront être utilisées ultérieurement pour des travaux du même type. En effet, à ce jour et à notre connaissance, aucune étude concernant une digue en enrochements en milieu polaire n'a été publiée hormis le rapport de ETTEMA et KENNEDY [5] pour la construction du port de Nome à l'ouest de l'Alaska. Ce programme est financé en Terre Adélie par la mission de recherche des TAAF et par les Expéditions Polaires Françaises (EPF). Les travaux réalisés en métropole bénéficient du soutien du Ministère de la Recherche et de la Technologie dans le cadre d'un contrat auquel participent le Laboratoire de Géomorphologie du CNRS (Caen), le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, le Laboratoire d'Aérodynamique du CNRS (Meudon), les TAAF et le Bureau Veritas.

2. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE PROBLÈMES SPÉCIFIQUES ET MESURES SUR SITE

Le projet est à l'étude depuis plusieurs années. La solution la mieux adaptée au site est la construction d'une chaussée sur une digue en enrochements reliant entre eux sept îlots de l'archipel de Pointe Géologie (fig. 2) sur lequel est construite la base française. Les sept îlots seront arasés par minage. Les blocs ainsi obtenus permettront de réunir les îles par un remblai et d'obtenir une structure longue de 1 100 m, large de 60 m et dont la plate-forme sera située à 5 m au dessus du niveau moyen de la mer. L'ouvrage sera constitué approximativement de 50 % de « dur » (îles) et 50 % de remblai. Déblais et remblais nécessitent le transport de 600 000 m³ d'enrochements, et l'utilisation de 200 t d'explosif.

Dans ce projet, certains éléments sont favorables :

- l'ouvrage se trouve dans la direction des vents dominants (entre 120 et 140° N) ;
- le fond sous-marin est un substratum rocheux de gneiss. Tassements et poinçonnement des terrains d'assise ne sont donc pas à redouter.

D'autres le sont moins :

- la campagne d'été déjà très courte peut être considérablement réduite par le mauvais temps (possibilité de vents de plus de 200 km/h) ;
- la fin du chantier, prévue pour la fin de l'année 1992, début 1993 peut se voir reportée à l'année suivante.

Dans cette région, la mer est gelée d'avril à décembre. La digue est soumise à la double action de la mer et de la glace. Elle doit résister :

- en été aux vagues, à la houle, à l'impact de glaces flottantes ;

- en hiver à la banquise, aux contraintes induites par le changement de phase de l'eau à l'intérieur de l'ouvrage, à la gélifraction des blocs.

Depuis 1987, une digue expérimentale de dimensions 100 m × 60 m × 5 m, construite en 1985, a été instrumentée. De nombreux forages ont été réalisés et équipés de thermistances reliées à des enregistreurs numériques Grant qui stockent les valeurs de la température toutes les heures. Des mesures de houle ont été effectuées à l'aide d'un écho sondeur posé sur le fond. Des mesures des déformations de surface de la digue ont été faites régulièrement ainsi que des carottages pour déterminer l'épaisseur et la salinité de la glace de mer (ENGLER, REGRETTIER [4]).

3. ACTION DES BASSES TEMPÉRATURES

Les mesures réalisées dans les forages ont montré que la température de la mer dans la digue était inférieure à - 1,8 °C dans certaines zones (c'est la température de congélation de l'eau de mer de Terre Adélie dont la salinité est de 35 g/l), mais que dans d'autres zones, elle pouvait osciller suivant les saisons autour de cette température de changement de phase.

Le volume de la glace varie donc dans le temps, le changement de phase se fait avec une variation de 10 % pouvant engendrer de fortes contraintes. Les mesures nous ont permis de suivre l'évolution à court terme (1 année). Afin d'étudier le comportement à plus long terme, nous avons utilisé le programme GELSOL du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées qui permet de suivre l'évolution des températures dans un sol connaissant ses caractéristiques et les actions extérieures.

Dans une première phase, nous avons modélisé la digue expérimentale construite dans 5 m d'eau. Dans une seconde, nous nous sommes intéressés à une partie de l'ouvrage située dans 20 m d'eau entre les îles du Lion et Pollux (fig. 2).

Digue expérimentale

Nous avons utilisé un modèle à 3 couches horizontales de 30 m de large et 12,25 m de haut. Le niveau de la mer est à la côte 7,25. Entre la côte 0 et 3,75 m, la couche représente le substratum sous-marin de gneiss. Entre 3,75 et 7,25 m, il s'agit d'enrochements immergés et entre 7,25 et 12,25 m d'enrochements hors d'eau (fig. 3).

Les conditions initiales (températures aux quatre coins de la structure) ainsi que les conditions aux limites sont données par les mesures et par les conditions climatiques locales : température de l'air, température de l'eau, température de la glace en hiver, température du substratum (la température de l'air sous abri est la moyenne des valeurs de 1986, 1987, 1988).

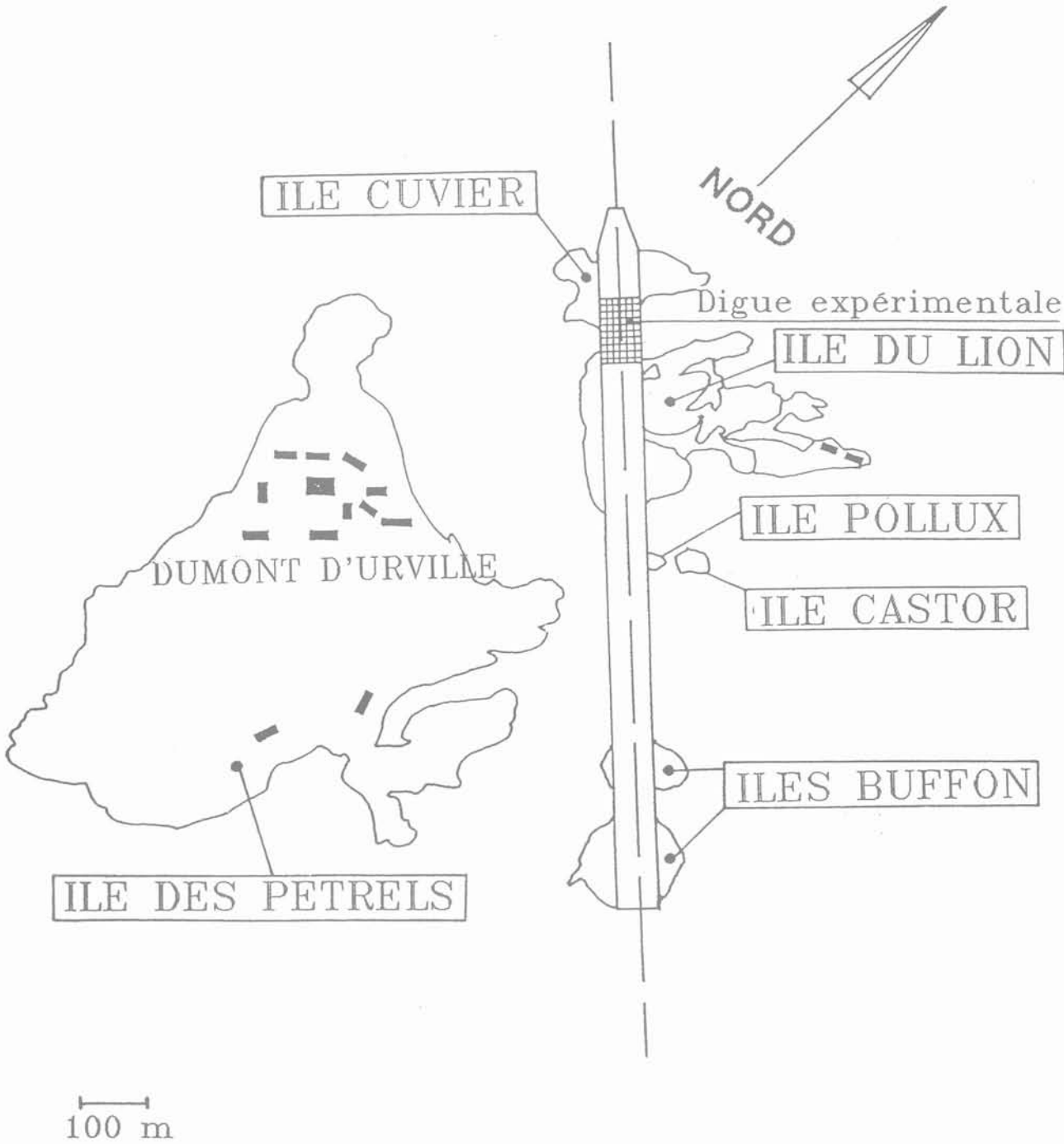


Fig. 2. — Base Dumont d'Urville.
Fig. 2. — Dumont d'Urville Base.

Températures	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Air	– 0,5	– 3,1	– 8,7	– 12,7	– 16,2	– 15,0	– 17,2	– 17,2	– 14,5	– 11,3	– 7,5	– 2,1
Eau	– 0,6	– 0,6	– 1,0	– 1,8	– 1,8	– 1,8	– 1,8	– 1,8	– 1,8	– 1,8	– 1,8	– 1
Substratum sous talus	– 2	– 2	– 2,4	– 2,4	– 3,6	– 3,3	– 3,6	– 5	– 4	– 3,5	– 2,8	– 2
Substratum Centre remblai	– 4	– 4	– 3,8	– 4	– 4	– 4,5	– 5,4	– 6	– 5	– 4,4	– 4,6	– 4

MODELE DE REMBLAI EN ENROCHEMENTS

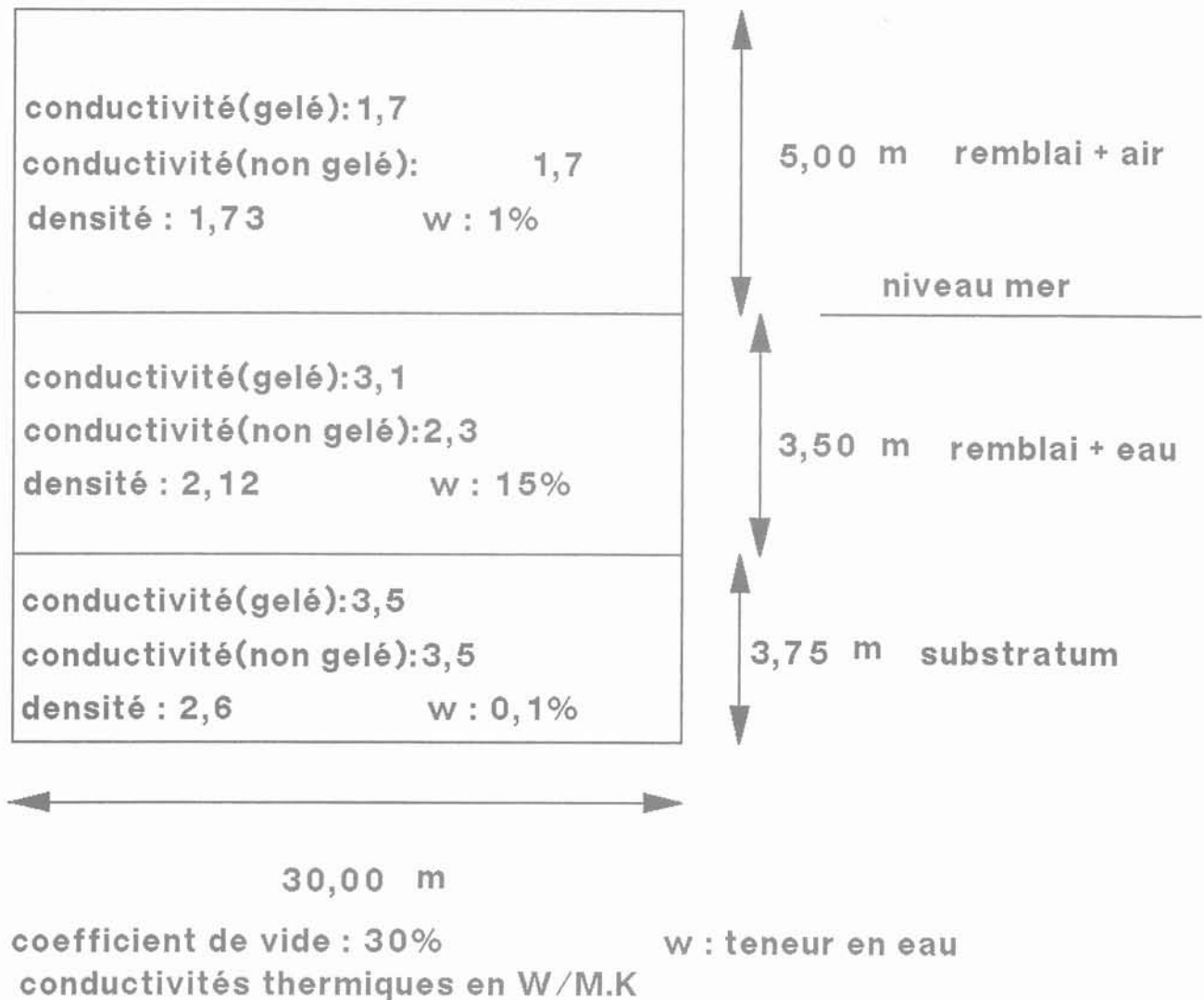


Fig. 3. — Modèle de digue pour le programme GELSOL.

Fig. 3. — Breakwater model for GELSOL computer program.

Les caractéristiques du sol sont synthétisées sur la figure 3. Les conductivités thermiques des enrochements (enrochements + air, enrochements + eau, enrochements + glace) ont été calculées en utilisant le modèle de MICKLEY à partir des conductivités de la roche (3,5 W/mK), de l'air (0,02 W/mK), de l'eau (0,5 W/mK) et de la glace (2,2 W/mK) (ANDERLAND, ANDERSON [1]).

La porosité du gneiss in situ est inférieure à 0,5 %. Le coefficient des vides des enrochements est estimé à environ 30 %.

Nous n'avons modélisé que la moitié nord-est de l'ouvrage que nous avons considéré comme symétrique. L'abscisse nulle correspond à l'axe de symétrie du remblai. Les résultats sont sous forme de graphiques qui représentent l'évolution des isothermes au cours du temps.

Si on néglige les phénomènes de migration de sels dans la structure (une étude est en cours à partir de

données de température, résistivité et capacité enregistrées simultanément dans certains forages), on peut en première approximation considérer que toutes les zones situées sous le niveau de la mer, dont la température est inférieure à $-1,8^{\circ}\text{C}$ sont gelées.

La figure 4 représente les isothermes aux jours 60, 360, 720, 1080 (le jour 0 correspond à la construction du remblai en milieu d'été, l'eau entre les blocs est liquide). On constate qu'après une année, une bonne partie de l'eau s'est transformée en glace et que le volume d'eau restant diminue pour disparaître complètement après trois années. Lorsque l'on compare ces valeurs calculées aux valeurs mesurées, on constate une bonne concordance excepté à proximité du talus. En effet, par le calcul il reste une frange non gelée dont l'épaisseur est de l'ordre du mètre. Il semble que dans la réalité, cette frange non gelée soit plus importante, en particulier dans la partie nord qui en été est soumise à la houle et donc à une forte con-

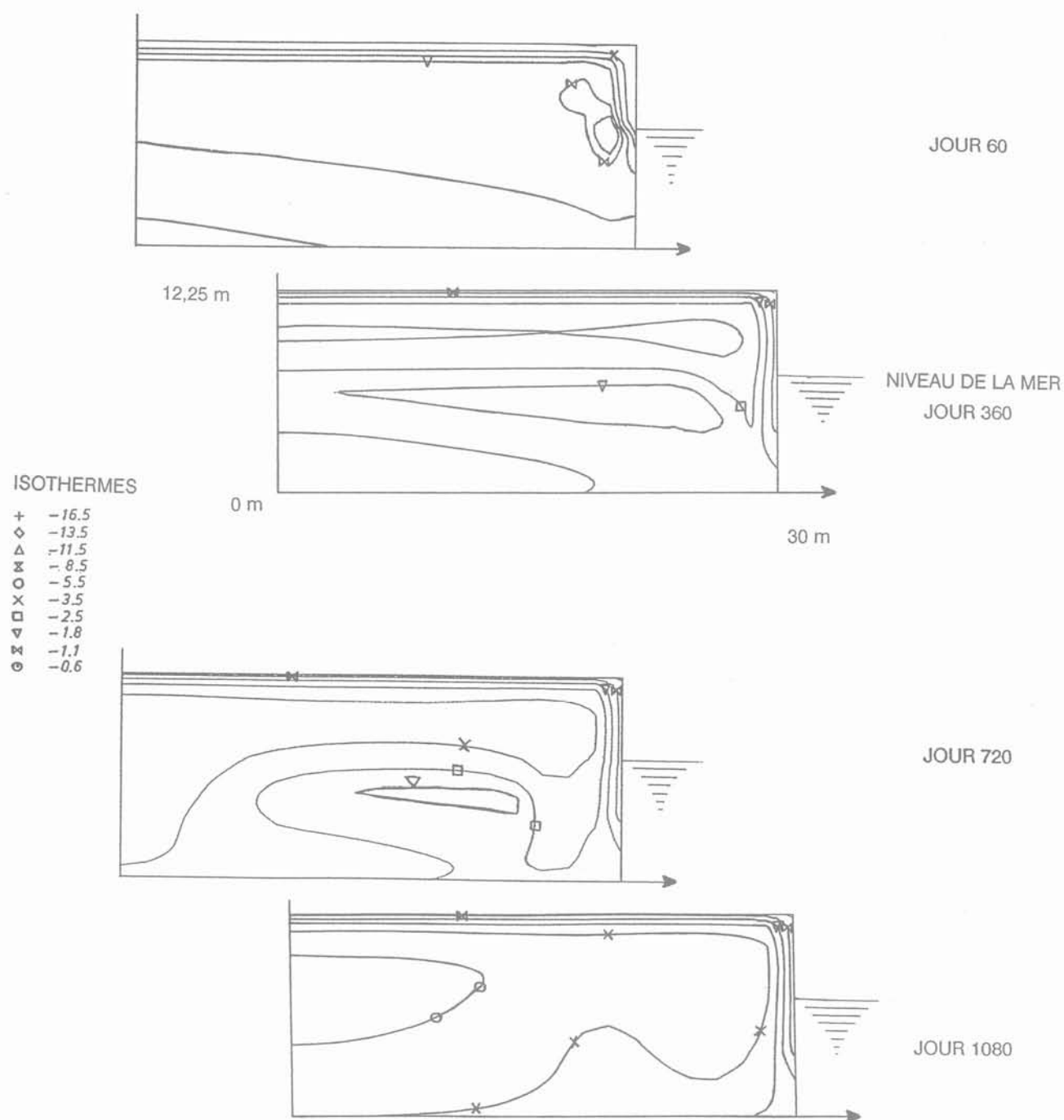


Fig. 4. — Isothermes pour la digue expérimentale (LCPC).
Fig. 4. — Isotherms for the experimental breakwater (LCPC).

vection. La seconde précision qu'il faut apporter à ces calculs concerne la position du toit de la glace.

Par le calcul, on considère qu'il est situé au niveau de la mer alors que dans la réalité, il est situé à environ 2 m au-dessus de ce niveau. Ceci est probablement dû aux effets conjugués des marées, des vagues et à la dilatation lorsque l'eau se transforme en glace.

Remblai Lion-Pollux

Une série de calculs a été réalisée en considérant le substratum à 20 m sous le niveau de la mer. Nous

avons modélisé la partie supérieure de l'ouvrage en imposant la température de la mer à la côte -7 m (les études sur le site ont montré qu'il n'y avait plus de glace à 3 m sous le niveau de la mer). Sous le niveau de la mer, il n'y a plus que des enrochements dont les caractéristiques sont celles de la couche centrale de la figure 3.

Le calcul montre que l'épaisseur de la glace se stabilise après deux années. On peut donc penser que lorsque l'ouvrage sera terminé, une couche de glace d'environ 4 m d'épaisseur (deux sous le niveau

moyen et deux au-dessus si on se réfère à la digue expérimentale) aura pris place entre les blocs.

Sur la figure 5, on voit nettement l'influence de la mer. Au jour 720, juste avant la débâcle estivale, à la vue de l'isotherme $-1,8^{\circ}\text{C}$, on peut penser que la couche de glace s'épaissit vers le bas à proximité du talus. En effet, durant l'hiver, la banquise dont l'épaisseur va atteindre plus de 2 m, impose des basses températures sur l'ouvrage (expérimentalement, on observe un gradient de température relativement constant entre la surface supérieure de la glace de mer à la température de l'air et la surface inférieure à la température de l'eau). En été, l'action réchauffante de la mer va diminuer cette épaisseur.

Signalons enfin que les mesures réalisées sur la digue expérimentale ont montré que les déplacements verticaux en surface étaient inférieurs à 2 cm. L'ouvrage ne semble pas souffrir de la formation de cette glace qui paraît plutôt donner une cohésion au massif et le renforcer superficiellement.

4. ACTION DE LA HOULE SUR L'OUVRAGE

Dans cette région où la mer est gelée d'avril à décembre, la digue n'est soumise aux efforts de houle qu'en été. Si nous connaissons sa direction générale (Nord/Nord-Est), nous n'avons pas de mesures continues de sa hauteur et ne pouvons par conséquent

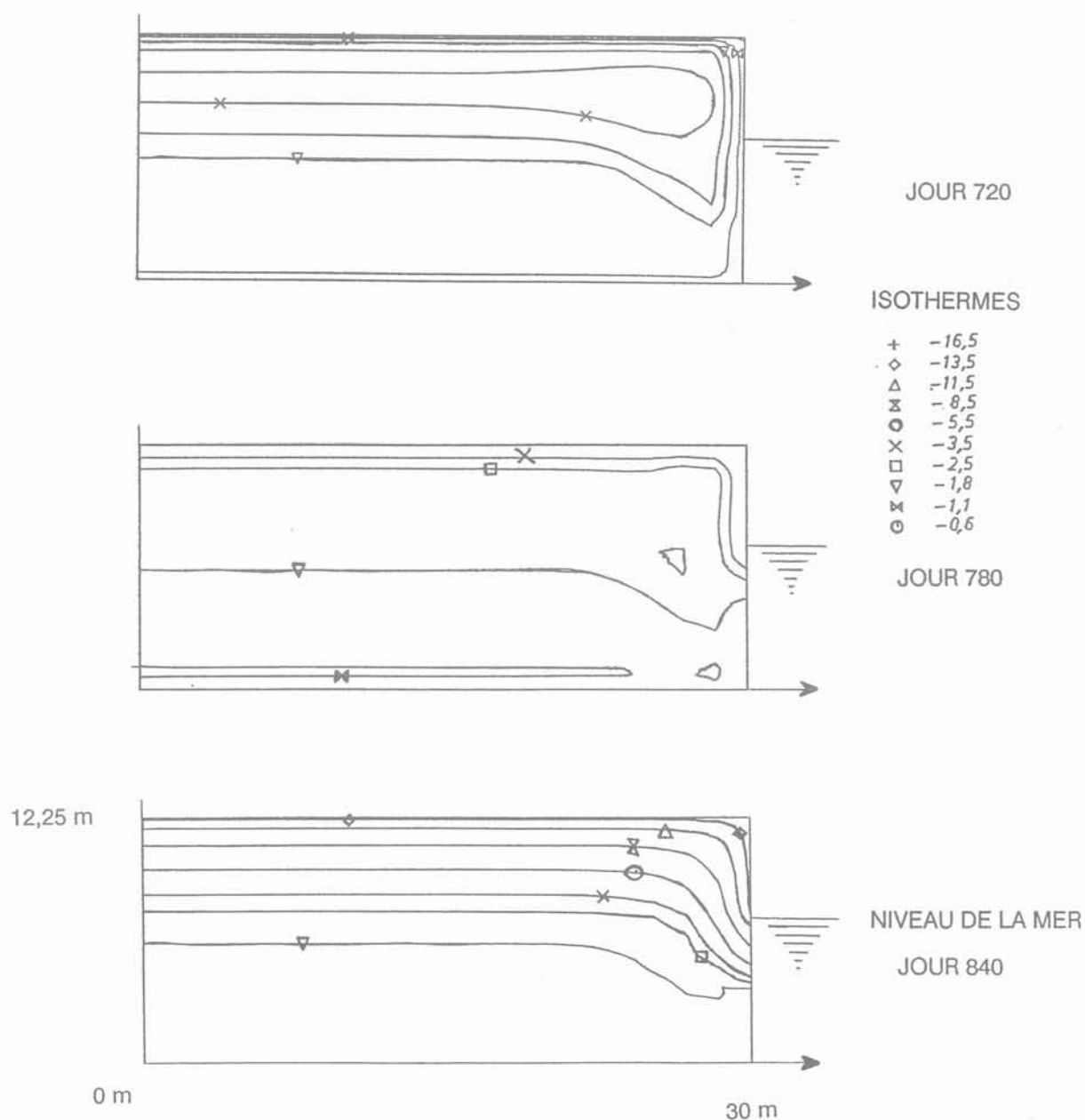


Fig. 5. — Action de la mer en été sur la digue Lion-Pollux (LCPC).

Fig. 5. — Action of seawater in summer on Lion-Pollux breakwater (LCPC).

pas faire de traitement statistique permettant de calculer la houle de projet.

Des observations visuelles montrent que son amplitude n'excède pas 2 m et qu'elle ne se forme qu'en l'absence des vents dominants de Sud-Est. Les vagues sont une conséquence du vent sur la surface de la mer. Dans le cas des vents dominants qui viennent du continent, la distance sur laquelle elles peuvent se former, le Fetch, est de l'ordre de 1 200 m (distance du continent à la digue). Ceci constitue une valeur par excès car la bordure du continent est formée de falaises de glace de 25 ou 30 m de haut.

La formule de Sverdrup-Munk-Bretschneider permet de calculer la hauteur maximale significative H_s :

$$H_s = 0,283 \frac{w^2}{g} \text{ th } \left[0,0125 \left(\frac{g^F}{w^2} \right)^{0,42} \right]$$

où : $g = 9,81 \text{ ms}^{-2}$

w (vitesse du vent) = 83 ms^{-1} (vent maximal enregistré : 324 km/h)

F (Fetch) = 800 m $H_s = 2,6 \text{ m}$.

La période correspondante, T_s pour une houle de Stokes d'ordre 1, est de l'ordre de 3,3 s. A ces valeurs, on peut associer une hauteur de franchissement.

En utilisant les méthodes préconisées par le Shore Protection Manual [11], pour une pente de talus $\alpha = 45^\circ$, on obtient :

$$R_u = 0,6 \epsilon H_s \text{ avec } \epsilon = \tan(\alpha) \left[\frac{H_s}{1,56 T_s^2} \right]^{-1/2}$$

La hauteur de l'ouvrage a été fixée à 5 m auxquels il faudra ajouter les 50 cm de chaussée. La taille des blocs a été définie à partir de la formule de Hudson qui donne la masse minimale des enrochements de la carapace :

$$w = \frac{H_s^3 \rho}{K_d (\delta - 1)^3 \cot(\alpha)}$$

où : K_d = coefficient de stabilité

ρ = masse volumique des blocs

δ (densité des blocs) = 2,8 et $K_d \cong 4$ pour des enrochements anguleux.

La carapace est constituée de blocs de 2 à 3 t. Leur masse a été augmentée pour le musoir.

Le talus sud-ouest a la pente naturelle. Le talus nord-est pouvant être soumis à des houles plus fortes que celles observées jusqu'à ce jour, une risberme de pente 3/1 entre les côtes +2 et -2 devrait protéger la structure. Ces résultats sont à l'origine du dimensionnement de la digue expérimentale (ENGLER, LETAVERNIER, MEBAREK [3]).

Gélifraction des blocs

La stabilité de l'ouvrage peut être mise en danger si la masse des blocs n'est pas constante dans le temps. On sait que le froid peut avoir des effets indésirables sur certaines roches contenant de l'eau : écaillage pouvant aller jusqu'à l'éclatement.

Sur le site, les observations montrent que le gneiss ne semble pas produire de géli-fractions mais ce n'est pas parce que le matériau en place n'est pas gélif que les blocs ne le sont pas. En effet, les massifs rocheux de l'archipel ne sont pas alimentés en eau alors que certains enrochements sont immergés. D'autre part, la porosité des blocs obtenus par minage pourrait être importante. Des essais ont donc été réalisés en laboratoire (LAUTRIDOU [8]).

Un simple examen de la porosité montre que les blocs sont a priori non gélifs : porosité $< 0,5 \%$.

Pour confirmation, des échantillons saturés en eau douce et en eau salée ont été soumis à 330 cycles de gel et dégel $+15/-25^\circ\text{C}$. Aucune trace de géli-fraction n'a été observée.

Pour s'assurer qu'une température très basse n'entraîne pas une augmentation de gélivité, des échantillons également saturés en eau douce et en eau de mer ont été soumis à 60 cycles de 2 jours $+15/-50^\circ\text{C}$ sans qu'aucune gélivité ne soit constatée. Le gneiss de Terre Adélie est particulièrement adapté à cet ouvrage.

5. ACTION DE LA GLACE SUR L'OUVRAGE

A partir du mois d'avril, la surface de la mer est généralement gelée et l'épaisseur de glace croît régulièrement (fig. 6). Si la glace qui se forme à l'intérieur de l'ouvrage participe à sa stabilité, il n'en est certainement pas de même pour la banquise qui exerce des efforts sur le talus.

Efforts verticaux

La glace accrochée à l'ouvrage peut se déplacer avec la marée et endommager le talus. On observe sur le terrain que, dès sa formation, elle suit le niveau de la mer. Une charnière se forme dès le début, désolidarise la banquise de la banquette (fig. 7) et de ce fait, les efforts verticaux sont limités.

Efforts horizontaux

Ils apparaissent essentiellement lorsque la glace vient se ruiner par compression. Les efforts sont limités par la résistance de la glace et sont donnés par la formule de KORZHAVIN [7] :

$$F = I \cdot m \cdot k \cdot \sigma_c \cdot D \cdot t$$

où :

F = force totale exercée sur la structure,

I = facteur d'indentation de l'ordre de 1 pour les structures larges,

k = facteur de contact égal à 1 pour un contact parfait,

m = facteur de forme égal à 1 pour une structure cylindrique,

σ_c = résistance de la glace en compression simple,

D = largeur de la structure (on prendra $D = 100 \text{ m}$, car les efforts sur les îles ne nous intéressent pas,

t = épaisseur de glace ($t = 1,5 \text{ m}$).

Dans notre cas, $\frac{D}{t} \gg 1$: $m = I = 1$.

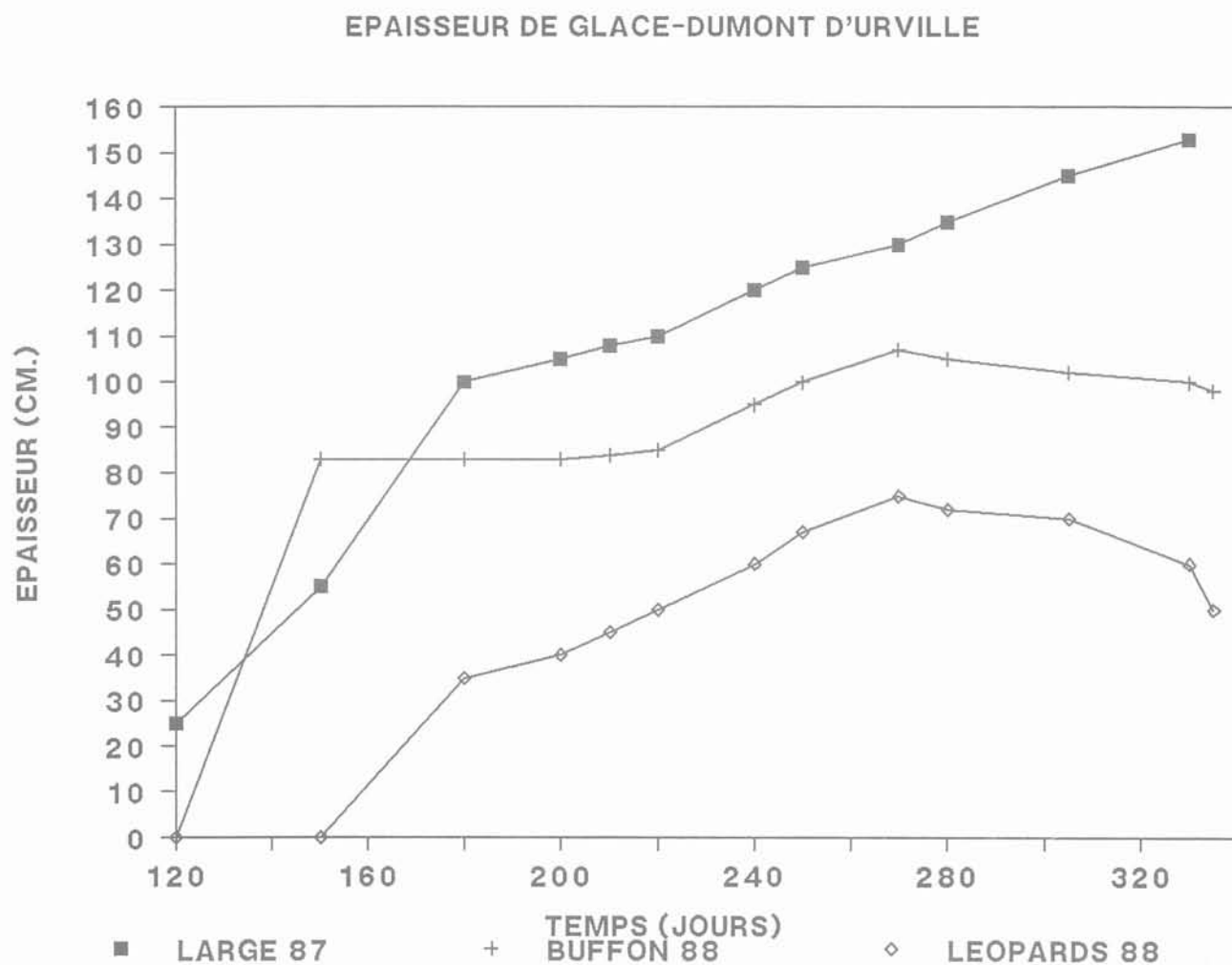


Fig. 6. — Epaisseur de la banquise en Terre Adélie (REGRETTIER, 1987 ; GUICHARD, 1988).

Fig. 6. — Sea ice thickness in Terre Adélie (REGRETTIER, 1987 ; GUICHARD, 1988).

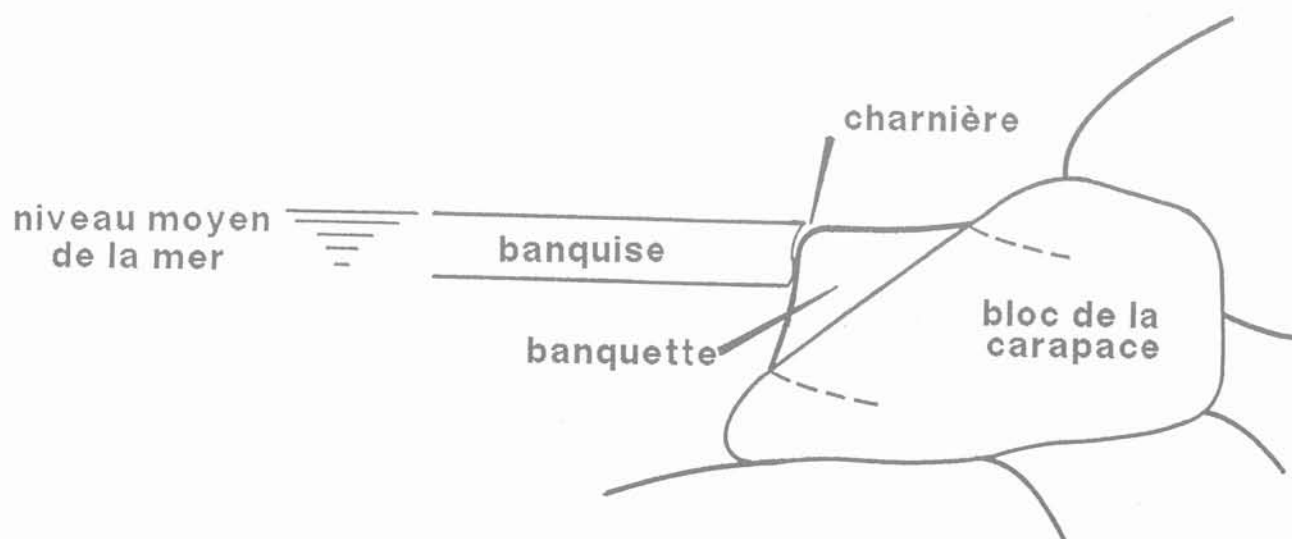


Fig. 7. — Mouvements verticaux engendrés par les variations du niveau de l'eau.

Fig. 7. — Uplifts of the ice sheet generated by rise in water level.

Les ruptures non simultanées de la glace sont d'autant plus importantes que la surface de contact est grande. On peut raisonnablement prendre $k = 0,1$ (SANDERSON [10]).

L'une des difficultés de cette méthode est de choisir σ_c qui dépend de nombreux paramètres : température, salinité, âge, taille des grains, structure cristalline, taux de déformation. Une définition empirique du taux de déformation a été proposée par MICHEL et TOUSSAINT [9] :

$$\dot{\epsilon} = \frac{V}{4D}$$

où : V = vitesse de la glace.

En hiver, à Dumont d'Urville, la banquise est ancrée aux îles de l'archipel et sa vitesse est pratiquement nulle.

Soit $V = 1$ mètre/mois :

$$\dot{\epsilon} \approx 10^{-9} \text{ s}^{-1}$$

Dans ces conditions, $\sigma_c \approx 0,1$ MPa (fig. 8). La force résultante sur la structure est de l'ordre du megaNewton et la pression moyenne de la glace sur l'ouvrage est de l'ordre du kiloPascal.

En été, au moment de la débâcle, des morceaux de banquise peuvent venir heurter les talus sous l'effet du vent ou des courants.

Supposons une plaque de 1,5 m d'épaisseur, de largeur 50 m se déplaçant à $0,5 \text{ ms}^{-1}$:

$$\dot{\epsilon} \approx 2,5 \cdot 10^{-3} \text{ s}^{-1}$$

La résistance en compression correspondante vaut 5,5 MPa $F \approx 40 \text{ MN}$ et la contrainte moyenne ou pression effective $P = \frac{F}{Dt}$ est de l'ordre de 0,5 MPa.

Lorsque la glace se ruine en flexion sur un ouvrage incliné, une composante horizontale de l'effort agit sur la structure. Plusieurs modèles ont été proposés mais tous font intervenir un coefficient de frottement structure/glace que nous ne connaissons pas. De plus, ces efforts sont limités pour deux raisons :

- la résistance en flexion de la glace est généralement plus faible que sa résistance en compression : 0,1 à 0,8 MPa (SANDERSON [10]) ;
- la flexion se produit principalement en début d'hiver, lorsque la glace de mer n'est pas trop épaisse.

La glace peut également se ruiner par flambement et dans ce cas encore, les efforts sont inférieurs à ceux associés à la ruine par compression.

Chargements dynamiques

En 1988, il a été montré par JEFFERIES et WRIGHT [6] que lorsque la glace vient se ruiner sur une structure, de fortes vibrations peuvent apparaître. Ces vibrations auraient pu être fatales au caisson « Molik-

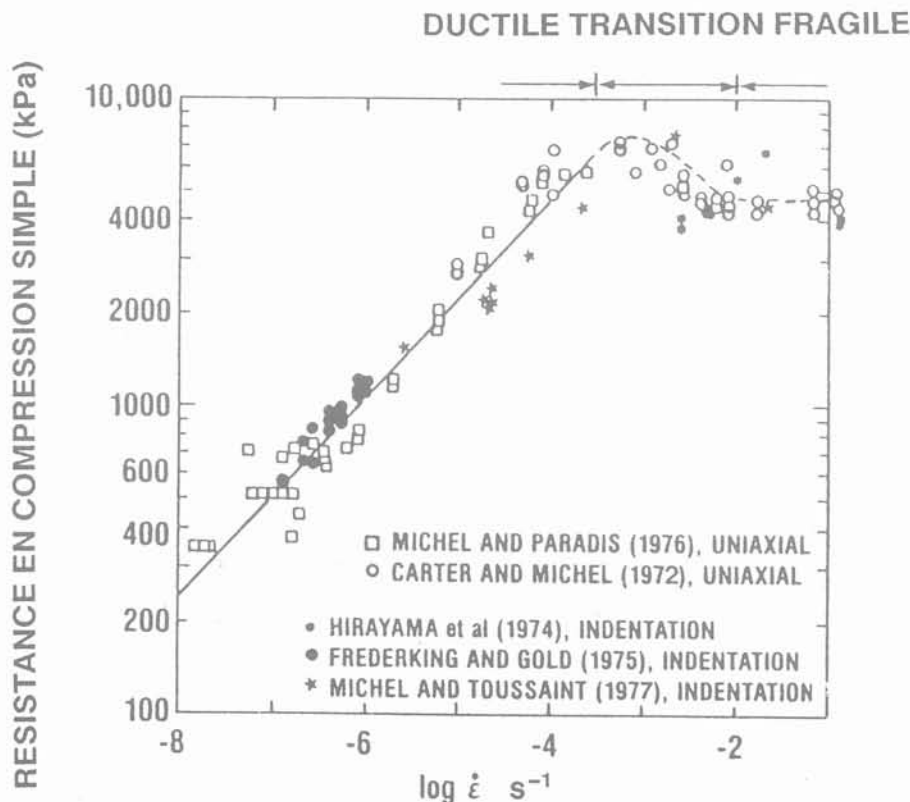


Fig. 8. — Résistance de la glace de mer en compression simple en fonction du taux de déformation $\dot{\epsilon}$.
Fig. 8. — Unconfined, uniaxial crushing strength of sea ice as a function of strain rate $\dot{\epsilon}$.

paq » en mer de Beaufort : il s'agit d'un caisson d'acier de 100 m de diamètre, rempli de sable et posé sur une plate-forme sous marine également en sable. Sous l'effet des vibrations, la pression interstitielle a fortement augmenté, et la résistance au cisaillement fortement diminué alors que les pressions exercées par la glace sur le caisson étaient de 500 MN ! Heureusement, le phénomène s'est arrêté rapidement en raison de la taille limitée de la plaque de glace.

La glace peut donc engendrer deux types d'action sur la digue : une pression sur une hauteur de 2 m, sur une largeur donnée, et des vibrations.

Le risque essentiel lié aux vibrations est la liquéfaction du massif. Dans notre cas, on peut exclure ce risque pour deux raisons majeures :

- l'eau qui se trouve dans le massif est sous forme solide ;
- dans la frange non gelée à proximité des talus, la granulométrie est telle que ce phénomène semble peu probable (DAVIDOVICI [2]).

Pour la carapace, le volume des blocs est de l'ordre du m^3 et pour le reste de l'ouvrage, la granulométrie est telle que $D_{50} \gg 1,5$ mm et $Cu \gg 15$, ce qui en fait un sol non liquéfiable.

Les efforts engendrés par la glace sur le talus pourraient entraîner une instabilité de l'ensemble (glissement de l'ouvrage sur le substratum), un endommagement local du talus, des cisaillements dans le remblai entre le niveau de la banquise et le substratum ou simplement un déplacement des blocs de la carapace.

Rien de cela n'a été observé sur la digue expérimentale depuis 1985. Les efforts exercés par la banquise en hiver ne sont pas suffisants pour provoquer l'ascension de morceaux de banquise sur les talus (ride-up), ou pour endommager ces derniers. En ce qui concerne la stabilité de l'ensemble, elle est assurée d'une part par le frottement à la base sur le substratum, et d'autre part par les frottements latéraux des zones d'enrochements sur les îles.

6. CONCLUSION

La digue de Terre Adélie, malgré l'environnement polaire, bénéficie de conditions plutôt favorables. La transformation de l'eau en glace entre les blocs renforce l'ouvrage sans déformations dommageables et limite probablement les écoulements internes. Les enrochements produits sur le site ne sont pas gélifs.

Les vents dominants qui soufflent presque en permanence du continent ne disposent pas d'un fetch suffisant pour lever de fortes vagues, et de plus ils s'opposent à la houle qui vient du large. En hiver, les mouvements de banquise sont fortement réduits car la

glace est ancrée aux différentes îles. Les efforts qu'elle exerce sur la structure sont faibles.

Depuis la construction de la digue expérimentale en 1985, aucun incident grave n'a été observé. Le climat sévère de l'Antarctique ne paraît pas nuire à la tenue de l'ouvrage et il semble aujourd'hui que le risque le plus important soit lié à une houle du nord exceptionnelle.

REMERCIEMENTS

L'auteur remercie particulièrement le territoire de Terres Australes et Antarctiques Françaises sans lequel ces études n'auraient pu être réalisées ainsi que M. A. DUPAS, du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] ANDERSLAND O.B., ANDERSON D.M. (1978), *Geotechnical Engineering for cold regions*. Mac Graw Hill.
- [2] DAVIDOVICI V. (1985), *Génie parasismique*. Presses de l'ENPC.
- [3] ENGLER M., LETAVERNIER G., MEBAREK A. (1987), *Caractérisation des températures dans les structures continues et discontinues en milieu polaire*. Rapport interne, Territoire des Terres Australes et Antarctiques Françaises.
- [4] ENGLER M., REGRETTIER J.F. (1989), *Adelie land airport*, 8th international conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering - La Haye.
- [5] ETTEMA R., KENNEDY J.F. (1982), *Ice study for the port of Nome*, Alaska-Iowa Institute of Hydraulic Research, Technical Report # 260.
- [6] JEFFERIES M.G., WRIGHT W.H. (1988), *Dynamic response of « Molikpag » to ice-structure interaction*, 7th international conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering - Houston.
- [7] KORZHAVIN K.N. (1982), *Action of ice on engineering structure*. Traduit du russe par le Cold Regions Research Engineering Laboratory - Hanover, New Hampshire.
- [8] LAUTRIDOU J.P. (1989), *Gélinvité des blocs du remblai de Terre Adélie sous l'influence des changements de température et en présence de sels marins*. Centre de Géomorphologie du CNRS, Caen.
- [9] MICHEL B., TOUSSAINT N. (1977), *Mechanisms and Theory of indentation of ice plates*. Journal of Glaciology (9).
- [10] SANDERSON T.J.O. (1988), *Ice mechanics, Risk to offshore structures*. Graham & Trotman.
- [11] Shore Protection manual (1984), *Coastal Engineering Research Center US Army corps of engineers*, Washington D.C.

ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSÉES

FORMATION CONTINUE

Sessions de formation Géotechnique, matériaux, structures Routes, ouvrages d'art

Techniques de chaussées : évolutions récentes	9 et 10 octobre	Amiens
Eurocode 3 : règles de conception et de calcul des constructions en acier	15 au 17 octobre	Paris
La géotechnique et ses applications	16 au 18 novembre 26 au 28 novembre	Paris
Terrassements et couches de forme 1 ^{er} module : exécution des travaux	16 et 19 octobre	Lyon
Le béton précontraint	23 au 25 octobre 20 au 22 novembre	Paris
Les liants hydrocarbonés	23 au 26 octobre	Aix-en-Provence
Les géotextiles : dimensionnement et utilisation	24 au 26 octobre	Lyon
Le béton compacté au rouleau dans le domaine des barrages	6 et 7 novembre	Paris
Pratique de l'Eurocode 2	13 au 15 novembre	Paris
Les méthodes économiques d'entretien des chenaux d'accès des ports	13 au 15 novembre	Paris
Géotechnique des tunnels	20 au 22 novembre	Paris
Les géomembranes et leurs applications	4 au 6 décembre	Paris
Recyclage et retraitement	4 au 6 décembre	Paris
Renforcement des fondations de bâtiments et ouvrages	11 au 13 décembre	Paris
La maîtrise de la qualité en granulats	11 au 13 décembre	Paris
Conception et calcul des fondations	15 au 17 janvier	Paris
Conception et construction des chaussées	29 au 31 janvier	Paris
Journées d'études :		
Surveillance et auscultation des sites naturels et des ouvrages	4 et 5 décembre	Paris
Stockage en souterrain	13 au 15 novembre	Paris

*Pour toute information, s'adresser à l'E.N.P.C./D.F.C.A.I., 28, rue des Saints-Pères, 75007 PARIS.
Tél.: 16 (1) 42.60.34.13 (Christine Rose).*

NOTE TECHNIQUE

le sable d'Hostun « RF »

E. FLAVIGNY

Maître de Conférences UJF*

J. DESRUES

Chargé de Recherches CNRS*

B. PALAYER

Directeur commercial Société SIKA**

Rev. Franç. Géotech. n° 53, pp. 67-70 (octobre 1990)

1. INTRODUCTION

Le sable d'Hostun RF est un matériau largement utilisé comme matériau modèle dans le domaine de la géotechnique. Il a ainsi fait partie des matériaux tests pour l'Atelier international sur les équations constitutives pour sols non cohérents (SAADA et BIANCHINI, 1989). Il est aussi employé dans le cadre du GRECO « Géomatériaux » (1987, 1988) notamment pour des essais en centrifugeuse ainsi que par plusieurs centres de recherches étrangers. Il a été adopté enfin pour la plupart des thèses à l'Institut de Mécanique de Grenoble.

Cette note rassemble des informations d'intérêt sur les origines géologiques, la fabrication et les principales caractéristiques physiques de ce sable.

2. ORIGINES GÉOLOGIQUES ET FABRICATION

Le sable d'Hostun RF provient des usines SIKA implantées à 26730 Hostun (Drôme) sur le flanc Ouest du Vercors. Cette usine exploite la carrière de Beauregard, située à deux kilomètres d'Hostun.

Cette carrière est implantée dans une série épaisse de sables d'origine Eocène, qui remplissent des poches karstiques. Ce sont des sables blancs, kaoliniques présents sur les flancs de la montagne de Musan. Plusieurs exploitations y sont implantées (Réf. Carte géologique de Romans-sur-Isère).

Le tout-venant est pris à la chargeuse sur un front de taille d'une dizaine de mètres de hauteur et transporté par camion jusqu'à l'usine de traitement. Il subit

alors, après criblage des plus gros éléments, une série de tamisages par voie humide sur des tambours tournants constitués de grilles où les grains de dimensions supérieures à la maille sont retenus, tandis que les passants sont envoyés sur les tambours suivants et un tamis vibrant à deux étages.

Après ce premier tamisage, le matériau est stocké par classes granulométriques pour être repris en direction d'une installation de séchage où il subit un nouveau tamisage sur des tamis plats vibrants. Le matériau résultant est ensuite stocké en silo et emballé en sac de 25 ou 50 kg. La classe granulométrique utilisée à l'IMG depuis 1980 est celle dénommée « RF » par le fabricant. D'autres classes granulométriques existent, allant du sable grossier à des kaolins représentant la partie fine du tout-venant initial.

Les principaux emplois des différentes classes granulométriques des sables d'Hostun sont les suivants : sablage, fonderie, verrerie et verre textile, céramique, filtration, constituant de produit d'isolation, de revêtement de sol et d'enduits de parement. Le coût de ce matériau industriel est faible (moins de 300 F la tonne au 1.1.90).

3. CARACTÉRISTIQUES PHYSIQUES DU SABLE D'HOSTUN RF

La courbe granulométrique et le fuseau granulométrique des sables les plus gros et les plus fins sont représentées en figure 1. Le tableau 1 fournit pour les différents modules de tamis AFNOR les pourcentages de refus par tamis pour le sable RF avec indication des valeurs obtenues pour les limites supérieures et inférieures. Cette courbe est obtenue par tami-

* Institut de Mécanique de Grenoble, Domaine universitaire, BP n° 53X, 38041 Grenoble Cedex.

** 26730 Hostun.

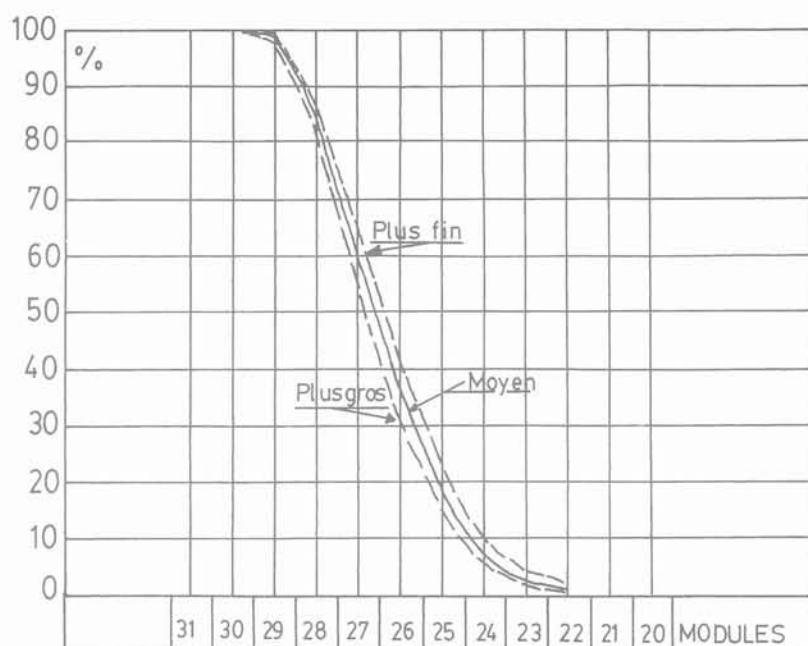


Fig. 1. — Fuseau granulométrique du sable d'Hostum « RF ».

Tableau 1. — Pourcentage de refus par tamis.

Module	Ouverture (mm)	Moyenne %	Plus fin %	Plus gros %
20	0,080	0,1	0,5	0
21	0,100	1,0	1,5	0,5
22	0,125	2,15	2,5	15
23	0,160	4,00	5,5	3,5
24	0,200	11,5	13	95
25	0,250	17,75	18	15,5
26	0,315	24,0	24	24,5
27	0,400	24,5	21,5	27
28	0,500	14,0	12,75	16,5
29	0,630	1,0	0,75	1,5
30	0,800	0,0	0	0

sage sur une série complète de tamis. Le diamètre moyen D_{50} ressort à 0,35 mm ce qui classe le sable d'Hostun RF comme un sable moyen dans les classifications géotechniques (granulométrie de 0,16 à 0,63 mm).

La comparaison de cette courbe de granulométrie donnée par le fabricant avec des courbes granulométriques effectuées par différents auteurs (DESRUES (1984), DEGNY (1984), FARGEIX (1986)) sur différentes livraisons donnent des résultats globalement en accord. Cependant pour un matériau uniforme la pratique courante d'utiliser des tamis de 0,1, 0,2, 0,5 et 1 mm ne permet pas une description aussi fine de la courbe granulométrique que celle obtenue par la série complète de tamis. Ceci explique de légères différences entre les différents auteurs précités.

La masse volumique des grains est de 2,65 g/cm³.

La composition chimique du sable « RF » est donnée dans le tableau 2.

Tableau 2. — Analyse chimique.

Perte au feu	0,55
Silice totale (SiO ₂)	99,17
Alumine (Al ₂ O ₃)	0,25
Oxyde de titane (TiO ₂)	0,01
Oxyde de fer (Fe ₂ O ₃)	0,17
Chaux (CaO)	0,14
Magnésie (MgO)	0,14
Potasse (K ₂ O)	0,02
Soude (Na ₂ O)	0,05

La couleur est gris-blanc à beige-rosé.

Les compacités maximales et minimales du sable RF ont été étudiées par différents auteurs.

FARGEIX (1986) donne : $e_{\min} = 0,648$
 $e_{\max} = 1,041$

avec une détermination basée sur la méthode proposée par la Société japonaise de mécanique des sols.

COLLIAT (1986) fournit : $\gamma_{\max} = 15,99 \text{ kN/m}^3$
et $\gamma_{\min} = 13,24 \text{ kN/m}^3$

ce qui correspond avec $\gamma_s = 25,97 \text{ kN/m}^3$ ($\rho_s = 2,65 \text{ g/cm}^3$) à :

$$e_{\min} = 0,624$$

$$e_{\max} = 0,961$$

Ces écarts de valeurs correspondent aux difficultés liées à la détermination de $e_{\min}$ et $e_{\max}$ (cf. TAVENAS, LADD et LA ROCHELLE, 1972).

Il est possible d'obtenir des indices des vides plus lâches par un léger compactage humide d'échantillon (CANOU, 1989).

Une vue en microscopie électronique du sable RF (COLLIAT, 1986) est présentée en figure 2 et montre bien l'angularité des particules.

4. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DU SABLE D'HOSTUN « RF »

Ce matériau a fait l'objet d'essais soignés sur des chemins de sollicitation les plus divers. Il n'est pas possible de synthétiser ici les différents résultats obtenus sur le sable d'Hostun « RF » : on peut seulement renvoyer à quelques publications, notamment :

- COLLIAT, DESRUES, FLAVIGNY (1986) sur des essais triaxiaux frettés et antifreétés ;
- LANIER et ZITOUNI (1988), SAADA et PUCCINI (1988) sur le comportement sur chemin véritablement triaxial ou au cylindre creux ;
- COLLIAT, DESRUES, FORAY (1989) sur le comportement triaxial de révolution en compression drainée sur une vaste gamme de contrainte ;
- CANOU (1989), MEGHACHOU (1989) sur le comportement non drainé du sable très lâche, et la liquéfaction statique, FARGEIX (1986) sur la liquéfaction cyclique, DESRUES (1984) sur le comportement en déformation plane.

5. CONCLUSIONS

Facilement disponible comme produit industriel, et peu coûteux, le sable d'Hostun RF est un sable de plus en plus employé comme matériau de référence à l'intérieur de différents laboratoires ou dans des cir-

cuits interlaboratoires. La constitution de base de données d'essais rend nécessaire une bonne connaissance de ce matériau. Le sable « RF » n'est cependant pas — à l'heure actuelle — un matériau standardisé ou certifié. Au niveau de la fabrication, l'aléa le plus important peut concerner une rupture de tamis — comme dans toute granulométrie — entraînant un non respect de la classe granulométrique. Le contrôle granulométrique apparaît alors comme un moyen simple de vérification.

BIBLIOGRAPHIE

- CANOU (1989), *Contribution à l'étude et à l'élaboration des propriétés de liquéfaction d'un sable*, Thèse de Doctorat, préparée au CERMES-ENPC, soutenue le 20.03.89.
- Carte géologique, feuille de Romans-sur-Isère, n° XXXI-35, Editions du BRGM.
- COLLIAT J.L. (1986), *Comportement des matériaux granulaires sous fortes contraintes, influence de la nature minéralogique du matériau étudié*, Thèse de Doctorat de Spécialité, préparée à l'IMG, soutenue le 25.04.86.
- COLLIAT J.L., DESRUES J., FLAVIGNY E. (1986), *Avantages et inconvénients de l'utilisation d'un système d'antifretage dans l'essai triaxial de révolution*. Revue Française de Géotechnique n° 34, pp. 41-55.
- COLLIAT J.L., DESRUES J., FORAY P. (1988), *Triaxial test under elevated cell pressure*, ASTM STP N° 977, Advanced triaxial testing for soils and rocks, pp. 290-310.
- DEGNY E. (1984), *Etude du comportement d'un sable dense à l'aide d'une presse tridimensionnelle*, Thèse de Docteur-Ingénieur, préparé à l'IMG, soutenue le 13.04.84.

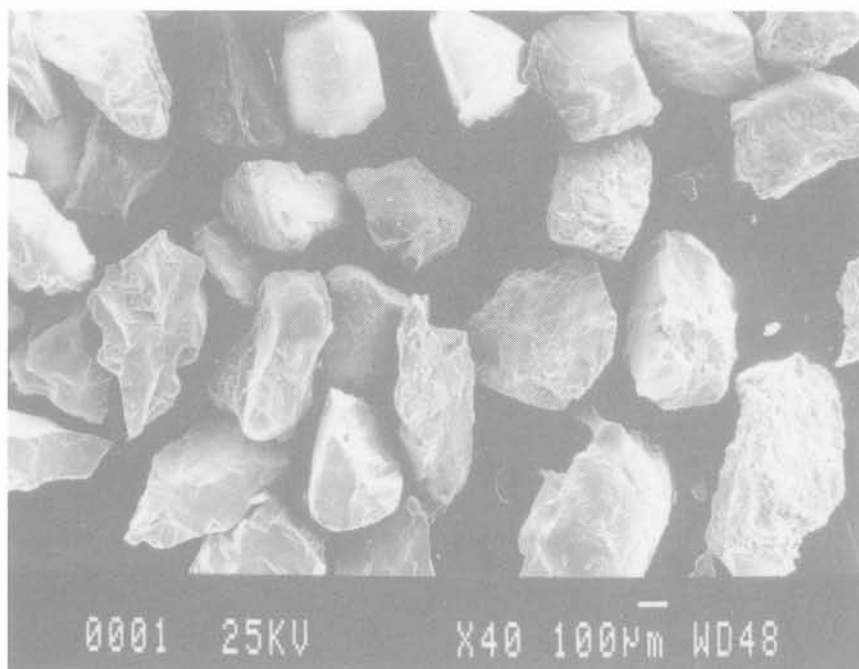


Fig. 2. — Vue en microscopie électronique des grains de sable « RF ».

- DESRUES J. (1984), *La localisation de la déformation dans les matériaux granulaires*, Thèse de Docteur ès Sciences, préparée à l'IMG, soutenue le 29.06.84.
- FARGEIX D. (1986), *Conception et réalisation d'une presse triaxiale dynamique. Application à la mesure des propriétés des sols sous sollicitations sismiques*. Thèse préparée à l'IRIGM, Grenoble, soutenue le 27.03.86 pour obtenir le titre de Docteur.
- GRECO « GÉOMATÉRIAUX », Rapports scientifiques 1987 et 1988, F. Darve Editeur.
- LANIER J., ZITOUNI Z. (1988), *Development of a data base using the Grenoble true triaxial apparatus in Constitutive equations for granular non-cohesive soils*, Saada and Bianchini eds, Balkema, Rotterdam, pp. 47-58.
- MEGHACHOU M. (1989), *Comportement des sables sur chemin non drainé. Application à la liquéfaction*. Rapport de DEA, Institut de Mécanique de Grenoble.
- SAADA, BIANCHINI G. (1988), *Constitutive equations for granular non-cohesive soils*, Saada and Bianchini eds, Balkema, Rotterdam.
- SAADA A., PUCCINI P. (1988), *The development of a data base using the case hollow cylinder apparatus in Constitutive equations for granular non-cohesive soils*, Saada and Bianchini eds, Balkema, Rotterdam, pp. 33-40.
- TAVENAS F.A., LADD R.S., La ROCHELLE P. (1972), *Accuracy of relative density measurements, results of a comparative test program* ASTM, STP n° 523, « Evaluation of relative density and its role in geotechnical projects involving cohesionless soils », pp. 18-60.

DISCUSSION

mouvements de terrains en Tarentaise

par P. HABIB

Laboratoire de Mécanique des Solides
(EP - ENSMP - ENPC - CNRS)*

Rev. Franç. Géotech. n° 53, pp. 71-74 (octobre 1990)

Les remarques et observations présentées ici font référence à l'article de B. GOGUEL (RFG n° 48 - pp. 55/64) sur les mouvements de terrains qui affectent le Mt Friolin depuis plusieurs années, mais il s'agit davantage d'un commentaire et d'un complément plutôt que d'une véritable discussion d'un phénomène dont la réalité paraît... indiscutable. Il est en effet frappant de constater, lorsqu'on observe le site, que l'interprétation des mouvements du Mt Friolin ne soulève aucune objection et l'on peut même dire que si la démonstration par Jean et Bernard GOGUEL d'un glissement en bloc a pu prendre plusieurs années, il suffit actuellement de regarder la pente naturelle avec cette idée en tête pour être immédiatement convaincu de l'existence du mouvement, même si ses causes géologiques et géotechniques restent peut-être encore à approfondir.

Mais on peut se demander si ce genre d'accident n'est pas beaucoup plus général qu'on ne l'imagine et si les régions montagneuses en général, et les Alpes en particulier, ne sont pas des domaines privilégiés pour la recherche de cicatrices en surface d'événements anciens ou même de mouvements actuels plus ou moins actifs, plus ou moins lents. Avec une collision Afrique-Europe à la vitesse d'au moins 1,5 cm/an les Alpes atteignent des hauteurs de 4 000 m, de même que l'Himalaya atteint 8 000 m sous l'effet de la collision Inde-Asie à la vitesse d'au moins 3 cm/an. Il est probable que la surrection des montagnes se fait à des vitesses, plus petites, mais voisines, peut-être pour les Alpes de l'ordre de quelques mm/an.

L'usure des montagnes (c'est-à-dire la diminution de hauteur des montagnes) par érosion, glissement, effondrement... doit être aussi en moyenne du même ordre de grandeur. Mais si l'on peut — peut-être — parler de vitesse moyenne pour le mouvement des plaques il est bien clair que les phénomènes de rééquilibrage des altitudes par des glissements de terrains sont essentiellement discontinus avec des périodes de crises séparées par des périodes de repos. Les Alpes doivent donc être couvertes de cicatrices de glissements anciens et l'on doit aussi y trouver de très nombreux mouvements actuels plus ou moins actifs.

A ce titre la vallée de l'Isère est particulièrement intéressante pour de telles recherches, car comme me l'a fait remarquer Jean PERA, Directeur du CETU, que je remercie ici pour les éléments bibliographiques qu'il m'a transmis et qui sont les seuls que j'ai pu trouver, le domaine du houiller en Tarentaise est éminemment sensible probablement parce que la résistance mécanique de ces formations est moindre que pour des terrains plus cristallisés ou plus cimentés. Il est par exemple extrêmement instructif de s'installer sur un belvédère en montagne par une journée ensoleillée avec une carte topographique et des jumelles et de regarder les pentes aux différentes heures de la journée de façon à pouvoir profiter de l'orientation de la lumière, depuis le soleil rasant du matin jusqu'à celui du soir, et de voir apparaître puis se cacher les reliefs significatifs des mouvements de pentes. Ensuite, il n'y a plus qu'à aller voir sur le terrain pour apprécier si le mouvement est actif ou au contraire arrêté.

Dans le voisinage de Peisey Nancroix, c'est-à-dire très près du Mt Friolin, sur la rive droite de l'Isère, en face de la vallée de Peisey j'ai pu ainsi identifier et examiner plusieurs très grands glissements dont l'un, situé au-dessus de Valezan est d'une ampleur exceptionnelle. Il a d'ailleurs déjà fait l'objet d'observations. Ainsi en 1872 le Baron Achille RAVERAT écrivait dans « La Savoie » (p. 428) :

« Entre Aime et Bellentre s'élève un coteau qui offre un phénomène digne de fixer l'attention du géologue et d'éveiller la sollicitude administrative. Le Neiget, dit M. Félix DESPINE, sous-préfet de Moûtiers, est un mas assez vaste, glissant peu à peu vers l'Isère en un seul bloc et entraînant par un mouvement lent, uniforme et continu, sans presque en déranger la symétrie, arbres, rochers, champs et maisons. Le même phénomène se montre sur plusieurs points de la Tarentaise. Ainsi non loin de Moûtiers, un mouvement analogue entraîne les terrains sur lesquels repose Notre-Dame-du-Pré ; et l'église qui se voyait à peine depuis la plaine, il y a vingt cinq ans apparaît toute entière aujourd'hui ».

« Mais ce pays est charmant, une luxuriante verdure, une fertile végétation cachent aux yeux du voyageur un danger dont la population elle-même ne semble pas se préoccuper ; puis quelque jour, à la suite d'un

* Ecole Polytechnique, 91128 Palaiseau Cedex.

terrible cataclysme on apprendra que plusieurs villages ont disparu de la surface du sol ».

Sous un langage fleuri on retrouve ainsi des considérations qui sont malheureusement toujours actuelles dans toutes les Alpes.

Le glissement de Valezan a été probablement identifié par J. FABRE et cité dans une note infra paginale de sa thèse « Contribution à l'étude de la zone houillère en Maurienne et en Tarentaise » (Editions

Technip - 1941, p. 16). De toute façon, il a été cartographié, en ce sens que les accidents de surface engendrés par une ou plusieurs coquilles de glissement figurent sur les cartes topographiques du site en rive droite de l'Isère ; la figure 1 indique les éléments cartographiques principaux, les accidents de surface topographiés, l'extension probable du glissement et une coupe dans l'axe moyen de l'accident. Le glissement s'étend juste en dessous d'un altiport (qui figure sur la carte Michelin) situé à 2 225 m d'altitude

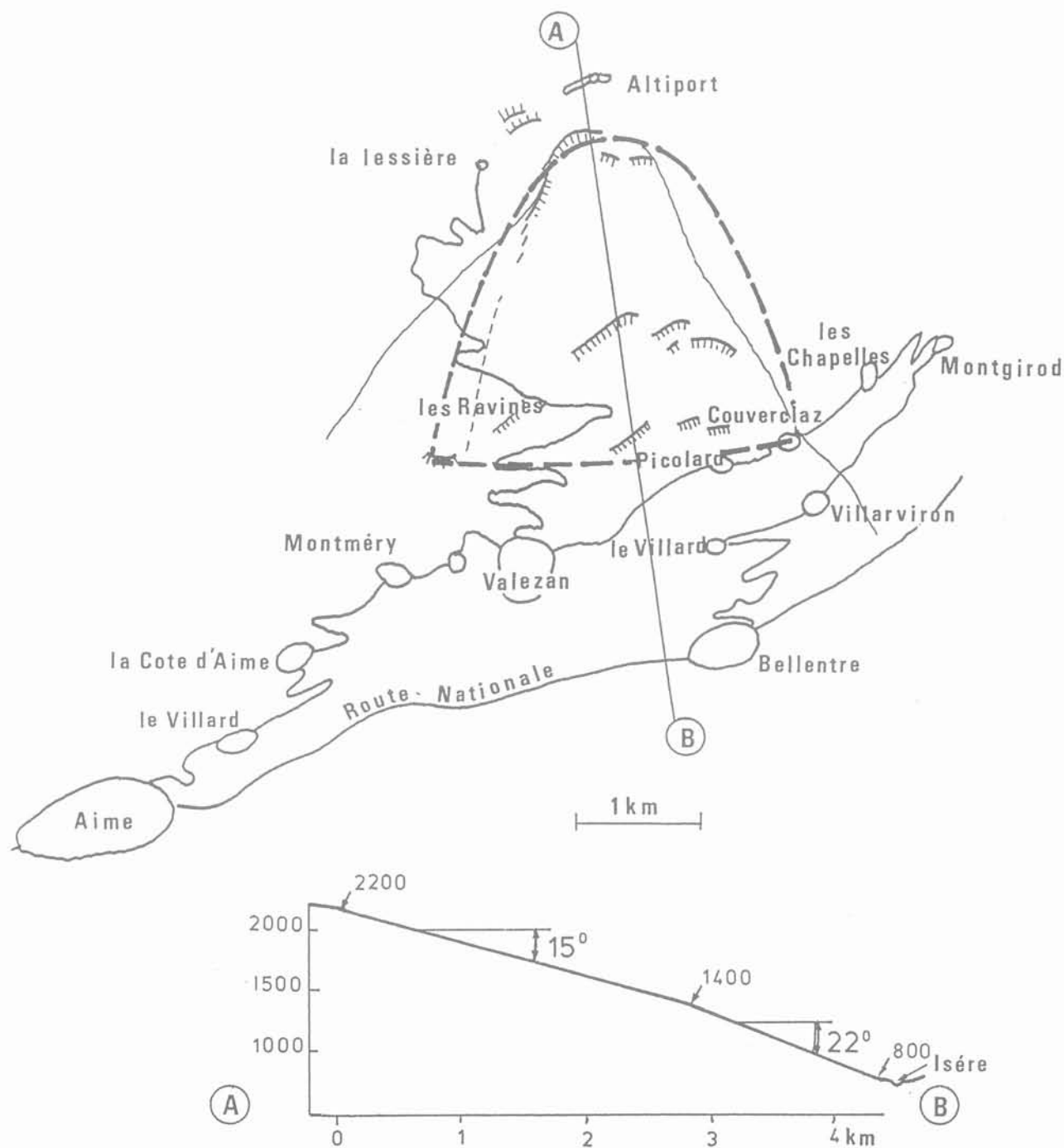


Fig. 1. — Plan général du site et de la zone en mouvement et profil du sol dans l'axe du glissement.

jusqu'à la cote 1 400 m au moins. Latéralement des points fixes ou des points durs sont visibles et il ne me semble pas que les exploitations d'antracite exploitées aux Chapelles (Mines de Mongirod) situées à gauche du glissement, ni a fortiori les affleurements de charbon d'Aime et du Villard situés très à droite du glissement, c'est-à-dire à l'aval selon le cours de l'Isère, aient le moindre rapport avec ce mouvement de terrain. Il est curieux que le talus qui a certainement glissé, et qui à mon avis continue à glisser, correspond à la pente la plus faible du coteau. La coupe de la figure 1 montre en effet que la pente moyenne entre 2 200 et 1 400 m est de 15° alors que de 1 400 m jusqu'à la route nationale à 800 m d'altitude, elle est de 22° . On remarque que la pente de 15° est inférieure à celle des formations du houiller profond, c'est-à-dire aux grandes surfaces structurales locales, qui est plutôt de 25° d'après J. FABRE. Les figures 2, 3, 4 et 5 représentent l'allure générale du site ainsi que des vues particulières prises au cours de l'été 1989 qui a été dans les Alpes françaises, il faut le rappeler, une année d'enneigement tardif et très faible, ce qui a entraîné l'été suivant après la fonte des neiges un ralentissement systématique de tous les mouvements de terrains. On distingue cependant, sur le terrain, un certain nombre de marqueurs qui indiquent que ce glissement est toujours actif même si les vitesses de déplacement sont probablement petites.

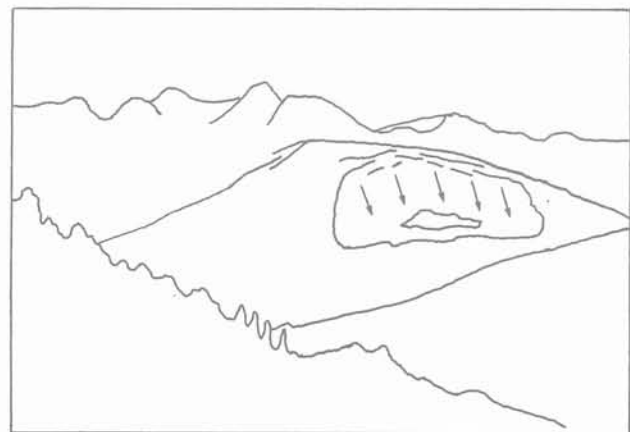


Fig. 2. — Vue générale du glissement au dessus de Valezan.

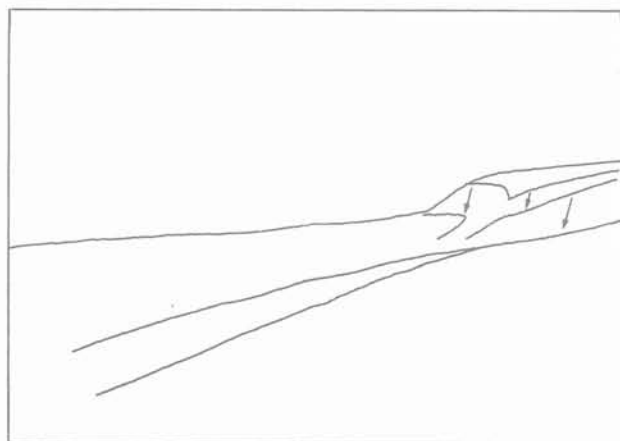


Fig. 3. — Partie sommitale du glissement (photographie en direction d'Aime).

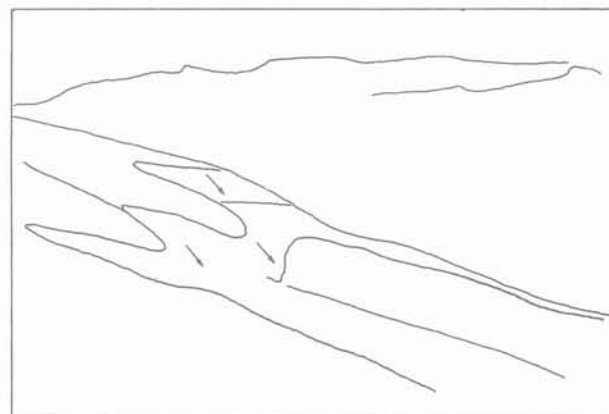


Fig. 4. — Partie sommitale du glissement (photographie en direction de Bourg-St-Maurice).

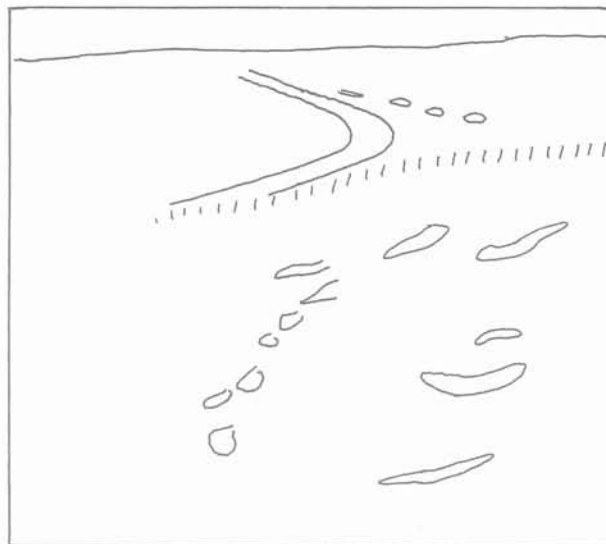


Fig. 5. — Déchirure du tapis végétal par cisaillement montrant l'activité actuelle du glissement sur le flanc droit de la zone en mouvement.

En l'absence d'une reconnaissance géotechnique véritable il apparaît que les masses en mouvement ont plus une apparence de sol que de roches. Dans des déblais routiers, dans des petites fouilles, dans des arrachements on observe des terres jaunâtres provenant de l'altération de micashistes grisâtres très onctueux au toucher ainsi que leurs produits de décomposition. Il n'y a pas de doute que ces terrains ont un angle de frottement interne faible, qu'ils sont peu perméables et que le rôle de l'eau doit être très important pour l'équilibre général du talus.

Il est évidemment impossible d'évaluer avec précision la masse qui glisse en l'absence de sondages permet-

tant de situer la ou les surfaces de glissement. Toutefois, étant donnés les dénivelés des décrochements de tête, la distance qui sépare crêtes et bourrelets successifs en tête et l'ampleur du mouvement, il est difficile de croire que la zone qui glisse a moins de 20 ou même 30 m d'épaisseur. En surface on identifie avec certitude, entre 2 200 m et 1 400 m, une aire de 5 km² touchée par l'accident, ce qui représente un volume de 150 millions de mètres cubes de terre en mouvement et situe ce glissement parmi les très grands mouvements alpins. Le glissement serait évidemment encore plus énorme si le mouvement était en liaison avec le toit du houiller profond situé probablement à plusieurs centaines de mètres en dessous de la surface du sol.

STOCKAGE EN SOUTERRAIN

du 13 au 15 novembre
Paris

par G. ROUSSET

Laboratoire de mécanique des solides
Ecole polytechnique

PUBLIC :

- cadres et ingénieurs des sociétés publiques ou privées en charge de problèmes d'aménagement, de sécurité et de protection de l'environnement dans le domaine du stockage en souterrain ;
- géologues et géotechniciens ;
- ingénieurs d'entreprises en génie civil et minier.

OBJECTIFS : Le stockage en souterrain, méthode couramment utilisée dans le domaine des hydrocarbures, connaît aujourd'hui un développement dans des secteurs nouveaux qui concernent, par exemple, les déchets radio-actifs ou chimiques, l'eau chaude ou les produits alimentaires.

Cette méthode répond favorablement aux objectifs d'efficacité, de sûreté et d'économie exigés pour le stockage de produits dangereux ou stratégiques.

A l'issue de la session, le stagiaire sera en mesure de :

- décrire les différentes techniques utilisées en stockage souterrain, en France et en Europe ;
- connaître les évolutions les plus récentes, notamment sur les plans de la faisabilité et de la sûreté ;
- évaluer l'incidence des études à caractère géotechnique ou géologique sur le choix et le dimensionnement des ouvrages.

CONDITIONS : Frais pédagogiques : 4 200 F HT + TVA 18,6 %. Déjeuners non prévus.

RENSEIGNEMENTS : ENPC/DFCAI, 28, rue des Saints-Pères, 75007 PARIS.
Tél. : 16 (1) 42 60 34 13 (Marie-Joëlle Ogier).

consignes de rédaction des articles

Seuls les manuscrits n'ayant jamais été publiés, n'étant pas en cours de publication, n'ayant pas été présentés ailleurs, peuvent être soumis au Comité de Lecture de la Revue Française de Géotechnique.

La présentation d'un manuscrit engage l'auteur à déléguer à la RFG et au service chargé de la publication, dès que l'article a été accepté, le copyright correspondant y compris tous droits de reproduction photographique ou par microfilm, de traduction et de tirage à part.

Le manuscrit ne doit présenter aucun aspect commercial. Cependant, l'auteur ne doit pas hésiter à citer les noms propres nécessaires à la compréhension du sujet.

Tous les manuscrits sont examinés par le Comité de Lecture de la Revue. Ceux dont la publication a été refusée, comme ceux dont la rédaction ou spécialement les figures ne respectent pas les recommandations faites ci-dessous, seront retournés à l'auteur.

Les manuscrits doivent être adressés en triple exemplaire pour examen au Comité de Lecture de la Revue Française de Géotechnique, Presses de l'ENPC - F. Adam - 28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris.

L'auteur recevra gratuitement vingt-cinq tirés à la suite. Toute commande supplémentaire et à titre payant devra être adressée au moment de l'acceptation de l'article par le Comité de Rédaction.

PRÉSENTATION DU MANUSCRIT

1. Le manuscrit original rédigé en français doit être écrit à la machine avec un double interligne (y compris les résumés, les appendices, la bibliographie, les notes en bas de page, les tableaux et les légendes des illustrations), sur du papier 21 × 29,7 et doit comprendre les illustrations originales.

Les trois exemplaires requis peuvent se composer de l'original et de deux photocopies à condition que celles-ci soient parfaitement nettes et lisibles.

L'ensemble doit pouvoir être expédié dans une enveloppe de format ordinaire.

La longueur totale du manuscrit (texte à double intervalle, tables, figures et annexes) ne doit pas dépasser trente pages (recto uniquement, verso blanc).

On indiquera clairement le découpage retenu pour l'article, et l'information relative à un paragraphe donné ne figurera que dans ce paragraphe. On évitera les répétitions et les notes en bas de page ou en fin d'article pour les explications nécessaires à la compréhension de l'article.

2. Le titre bilingue, en français et en anglais, doit être composé de mots qui décrivent suffisamment le contenu de l'article et doit contenir des mots clés principaux pour pouvoir être facilement indexé par les divers centres de documentation.

Le nom de l'auteur sera donné en première page après le titre et sera suivi de la position actuelle (fonction, emploi, lieu) décrite avec précision et concision.

Un résumé bilingue, en français et en anglais, ne dépassant pas une centaine de mots dans chaque langue (en plus du titre et du nom de l'auteur), doit accompagner le manus-

crit. Il décrira les objectifs, les résultats et les conclusions de l'article de manière aussi précise que possible. Toute information originale, nouvelle ou importante doit être mise en évidence dans les premières phrases du résumé. Le résumé ne doit contenir aucune information qui n'est pas présentée dans l'article.

L'auteur utilisera dans le texte l'expression impersonnelle. Il soulignera les mots qu'il faut faire ressortir par une impression en italique, particulièrement les noms de personnages, d'organismes ou de lieux.

La numérotation des chapitres et paragraphes sera décimale et utilisera exclusivement les chiffres arabes: elle sera limitée à trois caractères: X, x, x.

La conclusion tentera de dégager les efforts fondamentaux du travail présenté et les conséquences importantes sur les travaux futurs. Eventuellement, elle pourra être consacrée à une discussion brève de l'interprétation des travaux présentés.

Les appendices et encarts sont utiles pour présenter des informations complémentaires dont l'inclusion dans le corps de l'article briserait l'écoulement logique du texte, aussi bien que des données ou des analyses trop longues dont les détails ne sont pas indépendants pour la bonne compréhension du texte. Ils sont pris en compte dans le nombre de pages.

3. Les unités et symboles à utiliser sont dans tous les cas ceux du Système International.

Dans le cas où les symboles utilisés dans le corps de l'article sont particuliers, on les regroupera en début d'article. Si un petit nombre seulement de symboles non standardisés sont utilisés, il est nécessaire de les définir parfaitement le plus tôt possible dans le corps de l'article.

4. Les illustrations seront aussi dépouillées que possible; sur les graphiques, les écritures seront réduites au minimum et remplacées par des repères explicités en légendes. On évitera, par exemple, de mettre plus de trois courbes sur le même graphique; on pourra, au besoin, décomposer une figure en plusieurs graphiques illustrant chacun un aspect de ce que l'on veut montrer.

Les légendes des figures et les indications indispensables à leur compréhension seront bilingues, en français et en anglais.

La taille des figures sera tout au plus celle d'une page (210 × 297 mm).

Les photographies ne seront acceptées que si elles présentent un intérêt particulier et sont réellement indispensables à la compréhension du texte. Les photographies (exemplaire original bien contrasté, sur papier brillant) seront fournies en trois exemplaires. Elles seront numérotées suivant l'ordre «chronologique» d'apparition des figures et photographies et leur légende sera donnée dans le texte. Les photographies présentées seront prises en compte avec toutes les figures pour l'évaluation de la longueur totale du manuscrit.

Les figures seront dessinées à l'encre de Chine et sur calque. On fournira ce calque et deux tirages (sur fond blanc). La dimension des figures (et photographies sera telle qu'une réduction conduira à une largeur «publiée» dans la RFG de 75 à 85 mm. Les lettres devront être bien lisibles après réduction. On utilisera sur l'original des lettres (Letraset, par

ple) ayant au moins 5 mm de haut et 4 mm de large avec une épaisseur de 1,5 mm et si possible 2 mm. Les explications et descriptions seront données dans le texte en rappelant entre parenthèses le numéro (défini ci-dessus) de la figure considérée. Les indications portées sur les figures devront se borner à des symboles et dimensions avec un seul titre très concis.

Il est demandé aux auteurs d'envoyer à la revue des figures originales présentant les caractéristiques ci-dessus (une variation de ± 1 cm sur la largeur est tolérée pour les figures présentées sur une colonne et de ± 2 cm sur la largeur des figures présentées sur deux colonnes, car la réduction ou la dilatation au moment de la photogravure permet d'effectuer la correction). Pour une bonne qualité de reproduction des photos, il est indispensable d'utiliser des films noir et blanc.

5. Les tableaux seront dactylographiés séparément et fournis en triple exemplaire (format 210 $\times$ 297 mm, recto). Des exemples et une explication pour chaque tableau doivent figurer dans le texte. Les tableaux feront l'objet d'une numérotation particulière en séquence suivant leur ordre d'apparition. Ne pas utiliser d'abréviations autres que les unités ou symboles dans les tableaux. Eventuellement, numérotter les diverses colonnes des tableaux afin d'en faciliter l'explication et l'illustration dans le texte.

6. Toutes les formules, équations et expressions mathématiques devront de préférence être dactylographiées, et les symboles clairement identifiés.

Dans tous les cas où une ambiguïté est à craindre, il est souhaitable d'écrire à la main les formules mathématiques du texte.

Les lettres utilisées comme symboles doivent être définies lorsqu'elles apparaissent pour la première fois dans le texte, les figures ou les tableaux. Elles devront faire l'objet d'une liste alphabétique (dénommée «Notations») donnée en annexe.

Tout symbole manuscrit ou pouvant faire l'objet de confusions doit être identifié en marge (par exemple: prime et un, o et zéro, Zed et deux, elle et un, etc.). Les lettres grecques doivent être également identifiées dès leur première apparition. Toutes ces identifications seront faites en marge au crayon.

Chaque équation ou groupe d'équations doit être centré pour faciliter la lecture.

Généralement, la plupart des expressions mathématiques sont composées en italique. Cependant, les abréviations de fonctions trigonométriques (sin, cos, tg, etc.) et des logarithmes naturel ou vulgaire (ln et log) sont imprimées en caractères romains. Les vecteurs et matrices le sont en caractères gras.

Les fractions simples apparaissant dans le texte s'écrivent sur une seule ligne avec des parenthèses, par exemple,

$1/(a + b)$ et non sous la forme $1/a + b$ ou $\frac{1}{a + b}$.

On portera un soin particulier à l'emploi des accolades, crochets et parenthèses en respectant la hiérarchie suivante: $\{\}()$.

On utilisera l'exposant $1/2$ de préférence au signe $\sqrt{}$ et l'exposant -1 de préférence au signe $/$. Exemple: écrire $(ax^{-1} \text{ tg } y)$ plutôt que $(a/x) \text{ tg } y$. Pour l'emploi d'exponentielles avec exposants compliqués, écrire:

$\exp [2x^2 / (1 - y)^2]$ plutôt que $e^{\frac{2x^2}{(1 - y)^2}}$.

L'auteur devra également surveiller l'emploi de ', ", des indices supérieurs et inférieurs et penser à les faire bien apparaître dans la liste des notations.

7. Les références citées dans le texte doivent être rassemblées en ordre alphabétique dans une «liste de références» donnée en annexe à la fin du manuscrit. Toutes les références données doivent être accessibles et il faut proscrire d'une manière générale les informations non publiées.

Le classement se fait suivant le nom de l'auteur suivi de l'année de publication (ex.: Dupont A. - 1975). S'il y a au plus trois auteurs, citer les noms de chacun d'eux. S'il y a quatre auteurs ou plus, citer le premier et le faire suivre de la mention «et al.». Quand deux ou plusieurs références concernent un même auteur, les classer par ordre chronologique à la suite les unes des autres. Toute référence faite dans le texte à un auteur donné, devra comporter le nom du premier auteur et l'année de publication entre crochets. D'une manière générale, toutes les références données en annexe doivent être citées dans le texte, sauf si la liste constitue une bibliographie. Dans ce cas, l'annexe correspondante sera appelée «bibliographie».

Articles de revues

Faire suivre la référence (auteur, année, titre de l'article) du nom complet de la revue en italique, du numéro du volume, du numéro de la revue, du lieu de publication, du mois et de l'année, des numéros de la première et dernière pages (cf. exemple ci-dessous).

WOODS R.D. (1968), *Screening of Surface Waves in Soil*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Proceedings of the ASCE, vol. 94, n° SM4, Ann. Arbor., Mich. USA, juillet 1968, pages 951-954.

Livres

Faire suivre le nom de l'auteur de celui du chapitre, de celui du livre en italique, du numéro de l'édition, du numéro du volume, du nom complet de l'éditeur, du lieu d'édition, de l'année, éventuellement du numéro des pages concernées (cf. exemple ci-dessous).

TERZACHI K. (1943), *Chap. IX Stability of Slopes*. Theoretical Soil Mechanics, 4^e édition John Wiley and Sons Inc., 1947, pages 144-152.

Thèses

Faire suivre le nom de l'auteur du titre puis donner obligatoirement les indications suivantes: thèse présentée à l'Université de (nom) soutenue le (date) pour obtenir le grade de Docteur (ès Sciences, d'Université, Ingénieur) (cf. exemple ci-dessous).

ROCOPOPLAN J.A. (1964), *Contribution à l'Etude des Appareils de Mesure de Densité au Moyen de Rayons Gamma*. Thèse présentée à l'Université de Paris, soutenue le 16 juin 1964, pour obtenir le grade de Docteur-Ingénieur.

Communication à un Congrès (ou Conférence)

Faire suivre le nom des auteurs du titre, puis indiquer le mois et l'année et donner le nom complet du Congrès ainsi que le lieu du Congrès ou Conférence (cf. exemple ci-dessous).

DANTU P. (1961), *Etude Mécanique d'un milieu Pulvérent Formé de Sphères égales de Compacité Maxima*. Juillet 1961, Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Paris.