

L. C. P. C.
- 3. JAN. 1983
SERVICE DE DOCUMENTATION

ST.
92

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

AVEC LA PARTICIPATION DES COMITES FRANÇAIS DE
MECANIQUE DES SOLS
MECANIQUE DES ROCHES
GEOLOGIE DE L'INGENIEUR

N°19

90 F
MAI 1982

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

GEO.MS.07
pm7

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

N° 19
MAI 1982

sommaire

résumés	3
capacité portante d'une fondation de grande longueur sur un sol cohérent non homogène A. Bottero	5
évolution de l'adhérence des argiles sur des surfaces métalliques en fonction du temps J.Y. Boisson - J.P. Longuemard	21
cloutage des sols : règles de dimensionnement et leur vérification expérimentale G. Gudehus	29
consolidation d'un sol élastoplastique J.-P. Magnan - A. Belkeziz	39
fissuration longitudinale des chaussées A. Rico Rodriguez	51
utilisation des tirants précontraints en Chine Li Shi-Zhong	61

Revue Française de Géotechnique
4 numéros par an

Editeur : Association Amicale des Ingénieurs Anciens Elèves de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
28 rue des Saints-Pères 75007 Paris Tél. 260 34 13 et 260 14 80

Directeur de la Publication : P. Habib

Président du Comité de Direction : A. Pasquet

Comité de Direction : P. Habib - P. Duffaut - C. Bordet - B. Mandagaran

Directeur du Comité de Rédaction : P. Londe

Comité de Rédaction : E. Absi - J. Goguel - J. Kérisel - G. L'Hériteau - J. Mandel - A. Mayer - M. Panet - M. Rat - J. Salençon - F. Schlosser
Secrétaire : B. Mandagaran

Abonnement annuel : France : 300 FF — étranger : 350 FF
Prix du numéro : 90 FF

Tous droits de reproduction, traduction, adaptation, totales ou partielles, sous quelque forme que ce soit, expressément réservés.
Les articles figurant au sommaire sont publiés sous l'entière responsabilité de leurs auteurs.

Bulletin à retourner à/to be returned to :

Monsieur MANDAGARAN
Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
28 rue des Saints-Pères F 75007 PARIS (FRANCE)

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

ANNEE 1982

Nom/Name _____

Prénom/Christian name _____

Organisme/Company _____

Adresse/Address _____

Bulletin d'abonnement/Subscription order form

Abonnement annuel – 4 numéros/Annual subscription – 4 issues

France 300 F

Etranger/foreign countries 350 F

Je déclare m'abonner à la **Revue Française de Géotechnique** et vous adresse ci-joint le règlement (chèque bancaire libellé à l'ordre de «Anciens ENPC – Formation Permanente»)

I subscribe to the **Revue Française de Géotechnique** and hereby enclose the payment (check to the order of «Anciens ENPC – Formation Permanente»)

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

VENTE PAR NUMERO

Nom/Name _____

Prénom/Christian name _____

Organisme/Company _____

Adresse/Address _____

Tarif/Price

– Numéros 1, 2, 4 à 13 : l'unité 65 F

– Number 1, 2, 4 to 13 : unit price 65 FF

– Numéro 3 spécial «Ancrages dans les sols» : l'unité 100 F

– Number 3 special «Ground anchors» : unit price 100 FF

– Numéros 14 à 17 : l'unité 80 F

– Number 14 to 17 : unit price 80 FF

– Numéros 18 à 21 : l'unité 90 F

– Number 18 to 21 : unit price 90 FF

Je souhaite recevoir _____ exemplaire(s) du (des) numéro(s) : _____
au prix de _____

Frais d'expédition pour la France et l'étranger : l'unité 20 FF x _____

I order _____ copies of number : _____

Unit price : _____

Postage for France and foreign countries : unit 20 FF x _____

Total _____

capacité portante d'une fondation de grande longueur sur un sol cohérent non homogène

par A. Bottero

Le développement récent des techniques numériques de l'analyse limite en mécanique des milieux continus permet d'appréhender les calculs à la rupture en hypothèse de comportement rigide-plastique de façon rationnelle et de mesurer en particulier l'écart entre les approches statique et cinématique de la charge de ruine.

Nous présentons une analyse aussi complète que possible de l'estimation de la capacité portante, en déformation plane d'une fondation superficielle reposant sur un sol cohérent non homogène constitué de trois matériaux distincts superposés.

Après un rapide rappel de la formulation du problème nous proposons, pour différentes épaisseurs relatives globales de la couche de fondation, des abaques pour le coefficient de capacité portante suivant l'hétérogénéité géométrique et mécanique du milieu. Nous comparons dans certains cas nos résultats avec ceux obtenus par la méthode des cercles de glissement.

Nous étudions également le comportement du sol présentant une inclusion plus ou moins résistante que la couche globale quand l'épaisseur de cette dernière est égale à la largeur de la fondation.

Enfin, nous discutons la signification physique de plusieurs cinématiques optimales.

évolution de l'adhérence des argiles sur des surfaces métalliques en fonction du temps

par J.Y. Boisson - J.P. Longuemard

L'évolution de l'adhérence de sédiments reconstitués, sur une surface métallique est étudiée en fonction du temps. Nous proposons une forme d'équation générale à la suite d'essais effectués sur plusieurs types de sédiments. La fonction adhérence-temps tient compte des caractéristiques propres de chaque sédiment. Le modèle expérimental est confirmé à partir d'essais réalisés sur deux sites en milieu naturel.

cloutage des sols : règles de dimensionnement et leur vérification expérimentale

par G. Gudehus

Le renforcement des sols in situ, appelé cloutage, est brièvement décrit. Cet article traite des règles de dimensionnement et de leur vérification par neuf essais à grande échelle et plusieurs essais sur modèles. Dans les sols granulaires, un mécanisme composé de ruine est déterminant pour la stabilité globale dans la plupart des cas. Les efforts dans les éléments de la structure peuvent être estimés à l'aide des lois de similitude. Les mêmes mécanismes de ruine sont valables pour les sols argileux. Les déformations sont plus grandes dans l'argile que dans les sols granulaires. Le calcul de stabilité est simplifié par des abaques.

consolidation d'un sol élastoplastique

par J.-P. Magnan - A. Belkeziz

Le programme de calcul par éléments finis ROSALIE - Groupe 9, développé au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, a été utilisé pour calculer la consolidation du sol de fondation du remblai B du site expérimental de Cubzac-les-Ponts. Trois modèles de comportement du squelette du sol ont été successivement utilisés : élasticité linéaire isotrope ; élasticité linéaire anisotrope (orthotrope à symétrie de révolution) et élastoplasticité isotrope avec écrouissage (modèle Cam Clay modifié).

La comparaison des résultats des calculs et des mesures montre que l'élasticité isotrope est peu adaptée à la modélisation des sols réels mais que l'élasticité anisotrope et l'élastoplasticité donnent des résultats qualitativement intéressants. Il est cependant trop tôt pour pouvoir tirer des conclusions définitives sur ces deux derniers modèles.

fissuration longitudinale des chaussées

par A. Rico Rodriguez

La fissuration longitudinale des routes se produit couramment dans les pays en voie de développement.

Les causes de ce phénomène sont examinées dans la première partie : mouvements de l'eau interstitielle, influence du climat, aménagement des routes avec des matériaux de qualité variable, mauvaises méthodes de compactage...

Les résultats obtenus sur des routes et des remblais expérimentaux sont indiqués. Ils permettent de faire diverses corrélations qualitatives entre la teneur en eau et les conditions de protection des ouvrages sous différentes conditions climatologiques. Une étude en laboratoire a conduit à des corrélations quantitatives entre le gonflement et le degré de compactage du sol.

L'étude est complétée par un modèle de calcul par éléments finis pour déterminer des états de contrainte sous diverses conditions de déformation volumique rencontrées fréquemment sur chantiers.

utilisation des tirants précontraints en Chine

par Li Shi-Zhong

Cet article présente un aperçu de l'utilisation de tirants précontraints en Chine dans des barrages, des cavités de grande portée, des massifs rocheux, des zones d'appui et pour le traitement d'éboulements. Il décrit la conception, les essais, l'exécution et la reprise de tirants précontraints et donne une analyse sommaire du développement de cette technique en Chine. On montre que le renforcement par tirants précontraints a les avantages suivants : efficacité, domaine d'utilisation étendu, garantie de sécurité, coût raisonnable, exécution rapide, technologie avancée.

consolidation of an elastic plastic soil

by J.-P. Magnan - A. Belkeziz

Finite element program ROSALIE — Groupe 9, developed at the Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, was used to calculate the consolidation of soft foundation soils under Cubzac-Ponts experimental embankment B. Three models were successively used for soil skeleton : isotropic linear elasticity, anisotropic (orthotropic axially symmetric) linear elasticity and isotropic strain hardening elastoplasticity (modified Cam-clay model).

Comparison of calculated and observed behaviours of the foundation soils shows that isotropic elasticity is not well suited to modelling of real soils, whereas anisotropic elasticity and elastoplasticity give qualitatively good results. Yet, further studies are still necessary to decide which of these two models is the best one.

longitudinal cracking in roads

by A. Rico Rodriguez

Longitudinal cracking in roads appears frequently in the developing countries.

The causes of this phenomenon are considered in the first part : capillary water movements, climate influence, roads reworking with variable quality materials, bad compaction procedure...

The results obtained on roads and experimental embankments are mentioned. They make possible to do qualitative relationship between water content and works protection conditions under different climatologic conditions. Laboratory tests have led to quantitative relationship between ground expansion and compaction degree.

The study is completed by a computer model using method of finite element in order to determine stresses states under different conditions of volumetric deformation frequently observed in field.

use of prestressed anchors in China

by Li Shi-Zhong

This article outlines the use of prestressed anchors in China, in dams, in large span underground openings, in rock masses, in abutments and for the treatment of rockfalls. The design, testing, implementation and adjustment of prestressed anchors are described, and a brief analysis of the development of that technique in China is given. It is shown that reinforcement with prestressed anchors has the following advantages : effectiveness, large domain of application, guaranteed safety, reasonable cost, rapid implementation, advanced technology.

bearing capacity of a strip foundation on a cohesive and non homogeneous soil

by A. Bottero

The recent development of numerical formulations for problems of limit load in continuum mechanics allows a rational approach for the rigid-perfectly plastic ultimate load and the measurement of the range between static and kinematic bounds. We describe a most complete analysis, in the plane strain case, of the bearing capacity for a shallow foundation resting on a three-layered cohesive soil.

After briefly recalling the formulation of the above-mentioned problem, we give charts of the bearing capacity ratio, for different relative thicknesses, versus the geometrical and mechanical parameters of heterogeneity.

A comparison with slip circle results is given in some cases.

We also study the behaviour of the soil including a layer of variable thickness, weaker or harder than the main layer, when the total thickness is equal to the width of the foundation.

Finally, we discuss the physical meaning of various optimum velocity fields.

time influence on adhesion between clays and metallic surfaces

by J.Y. Boisson - J.P. Longuemard

From laboratory tests we investigate the time influence on adhesive resistance between artificially sedimented clays and steel plates. After tests on several kinds of sediments a general equation is developed for the function «adhesion-time» depending on the own characteristics of these sediments. The laboratory model is verified by experiments conducted on two field tests.

nailing : dimensioning rules and their experimental verification

by G. Gudehus

The reinforcement of soils in situ, called nailing, is briefly described. This paper deals with dimensioning rules and their verification by nine large scale and several model tests. With granular soils, a combined failure mechanism is decisive for the global stability in most cases. The forces in the elements of the structure can be estimated by means of model laws. The deformations are larger with clays than with granular soils. The same failure mechanisms are valid for clayey soils. The stability calculation is simplified by charts.

capacité portante d'une fondation de grande longueur sur un sol cohérent non homogène

par

A. Bottero

Maître-Assistant I.U.T. 1 Grenoble
Institut de Recherches Interdisciplinaires
de Géologie et de Mécanique

1 Introduction

La capacité portante des fondations reposant sur des sols non homogènes a été l'objet de nombreuses études théoriques et expérimentales, les premières s'appuyant fréquemment sur l'hypothèse d'un schéma de rupture imposé (cercles, spirales logarithmiques...).

L'utilisation de méthodes numériques basées sur la discrétisation du milieu en éléments finis a permis de s'affranchir des difficultés afférentes aux conditions, aux limites, de ne faire aucune hypothèse sur le schéma de rupture, de tenir compte de la nature des interfaces et d'obtenir des solutions statique et cinématique dont le caractère licite peut être contrôlé facilement. La conception, la mise en œuvre des programmes ayant servi à cette double approche sont explicitées dans les références [7] et [8], les premières applications sont détaillées en [3] et [7] : nous ne rappelons ici que les éléments indispensables à la compréhension des problèmes traités.

2 Approches statique et cinématique de la pression limite sous une semelle reposant sur un sol constitué de deux couches cohérentes superposées et limité inférieurement par un substratum indéformable

2.1 Conditions aux limites et hypothèses de calcul

On considère en déformation plane, une fondation rigide de largeur B reposant sur un sol rigide-plastique obéissant au critère de plasticité de TRESCA et constitué de deux couches horizontales d'épaisseurs h_1 et h_2 et de cohésions c_1 et c_2 (fig. 1). A la profondeur h , le sol est limité par un substratum indéformable. L'interface fondation-couche 1 est de type rugueux

standard de TRESCA ainsi que l'interface couche 2-substratum, soit :

$$|\tau_{nt}| \leq C \text{ et } [U_t] \geq 0, [U_n] = 0;$$

$[U_t]$ désignant la discontinuité cinématique tangentielle éventuelle et $[U_n]$ la discontinuité normale de la vitesse. La surface du sol est non chargée. Les deux couches sont collées ou peuvent présenter une ligne de discontinuité cinématique au niveau de l'intercouche.

2.2 Approche statique de la pression limite exercée par la fondation sur le sol

La méthode statique de l'analyse limite consiste ici à rechercher le maximum de :

$$F = \int_{AA'} \sigma_x dy \quad (1)$$

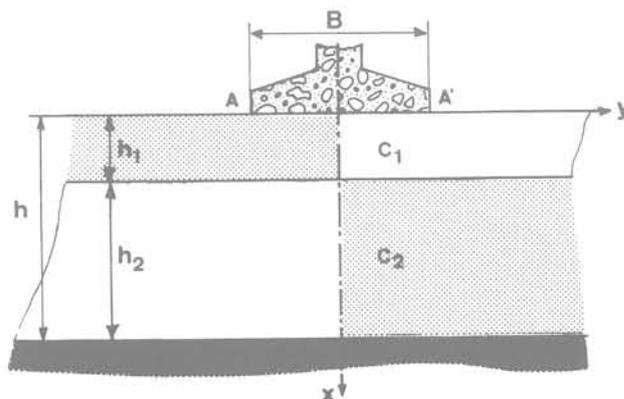


Fig. 1 Fondation sur bi-couche cohérent limité par un substratum indéformable

parmi l'ensemble des champs de contraintes licites autorisés par une discrétisation en éléments finis triangulaires sur lesquels la forme du tenseur contrainte :

$$\sigma_{ij} = a_{ij} + b_{ij}x + c_{ij}y \quad (2)$$

permet d'exprimer linéairement l'ensemble des conditions d'admissibilité statique suivant les composantes nodales des tenseurs contraintes ($\{\sigma\}^e$ pour un triangle (e)). Pour éviter la non-linéarité introduite par les conditions d'admissibilité plastique $f(\sigma_{ij}) \leq 0$, le critère de TRESCA est remplacé par un critère linéarisé par l'intérieur [8]. Des discontinuités en contraintes sont autorisées au passage d'un élément à un autre afin d'élargir la classe des champs σ que la méthode permet d'explorer. Enfin des conditions de prolongement des champs de contraintes détaillées dans [7] sont imposées dans certaines directions (fig. 2b) afin de garantir la validité mécanique des solutions obtenues, au-delà des frontières du modèle.

Le vecteur $\{\sigma\}$ désignant l'ensemble des composantes des tenseurs contraintes $\{\sigma\}^e$ nodaux du modèle, la borne statique de $p_e = F/B$ s'obtient en résolvant le problème d'optimisation linéaire :

$$\begin{aligned} \text{Max } F &= \int_{AA'} \sigma_x dy \\ A\{\sigma\} &\leq \{a\} \end{aligned} \quad (3)$$

A et $\{a\}$ provenant des conditions d'admissibilité statique et plastique imposées à σ .

2.3 Approche cinématique de la pression limite

La méthode cinématique consiste à chercher le minimum de la fonctionnelle :

$$P(\dot{\epsilon}) = \sum_{i=1}^N C_i \int_{S_i} \sqrt{2\dot{\epsilon}_{k\ell}\dot{\epsilon}_{k\ell}} dS_i + \sum_{d=1}^D C^d |[U_d]| \cdot \ell^d \quad (4)$$

dans laquelle $\dot{\epsilon}$ représente un champ de vitesses de déformation licite dérivant, au sens des petites déformations, d'un champ de vitesses de déplacement à variation linéaire :

$$U_i = a_i + b_i x + c_i y \quad (5)$$

défini sur chacun des N éléments triangulaires et des D discontinuités cinématiques d'un modèle éléments finis tel que celui de la figure 3.

L'expression du théorème des puissances virtuelles

$$P(\dot{\epsilon}) = F_x V_0 + \gamma_x \dot{q}_y$$

$$\text{avec : } \dot{q}_y = \sum_{i=1}^N \int_{S_i} U_x \cdot dS_i = 0 \quad (6)$$

conduit à un majorant de la force F d'enfoncement vertical à la vitesse V_0 [10].

L'ensemble des conditions d'admissibilité cinématiques et plastiques s'expriment linéairement suivant les vitesses nodales ($\{U\}^e$ pour un élément (e)). Pour se ramener globalement à un problème d'optimisation linéaire on utilise un critère de TRESCA linéarisé par l'extérieur [8], ce qui conduit à un problème cinématique global :

$$\begin{aligned} \text{Min } P(\lambda, u) &= 2 \sum_{i=1}^N \left(C_i S_i \sum_{j=1}^m \lambda_{ij} \right) + \sum_{d=1}^D |[U_d]| \ell^d \\ B \begin{Bmatrix} \lambda \\ u \end{Bmatrix} &= 0 \end{aligned} \quad (7)$$

avec : λ_{ij} = coefficients issus de la dérivation du critère de TRESCA linéarisé;

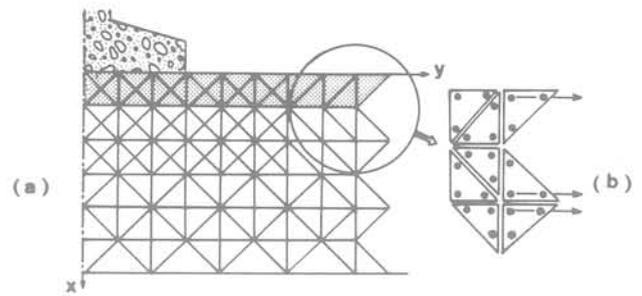


Fig. 2 Modèle éléments finis statique (a) – Directions de prolongement de σ (b)

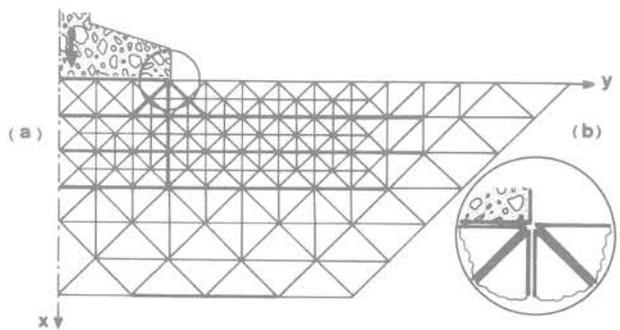


Fig. 3 Modèle éléments finis cinématique (a) – Discontinuités cinématiques (b)

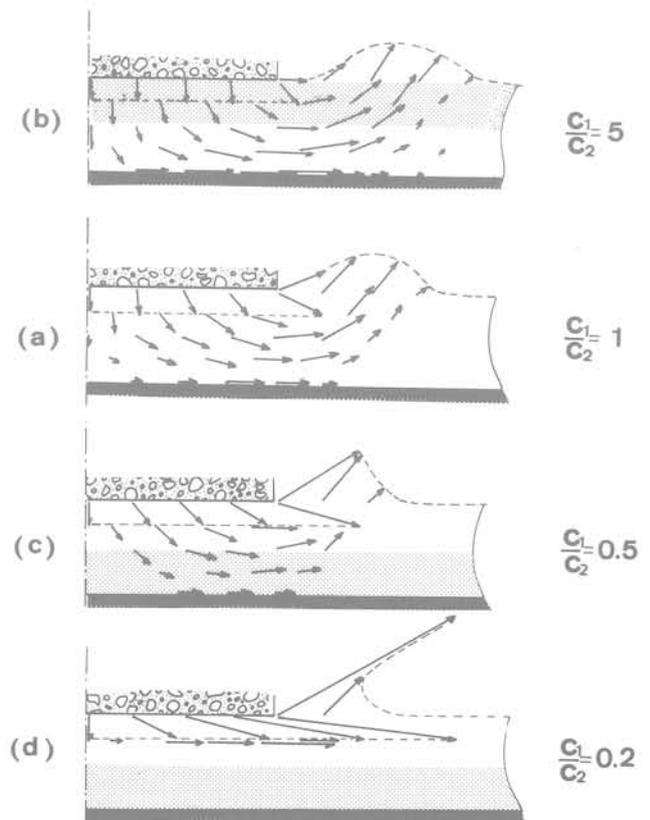


Fig. 4 Cinématiques optimales pour $h/B = 0,25$

m : degré de linéarisation du critère;

[U] : discontinuité cinématique tangentielle moyenne sur le segment l^d .

2.4 Modèles étudiés

Nous avons sélectionné 5 épaisseurs relatives globales variant de 0,25 à 2 afin de mettre en évidence l'influence du substratum indéformable sur la capacité portante.

2.4.1 Étude détaillée du cas $\frac{h}{B} = 0,25$

2.4.1.1 Approche cinématique

Les champs de vitesses présentés sur la figure 4 correspondent aux solutions optimales des problèmes (7) pour le modèle cinématique correspondant à $\frac{h}{B} = 0,25$. Ils sont obtenus à partir de la solution du problème en milieu homogène selon un processus développé en [1].

a) Le cas homogène présente une cinématique d'ensemble régulière utilisant largement les discontinuités cinématiques autorisées sous la fondation et au voisinage de la singularité que constitue le bord A'. Il conduit à une valeur de N_c égale à 6,75, la solution exacte [5] valant 6,22.

b) Quand la couche supérieure durcit, il se produit un « effet de plaque » sous la fondation, accompagné d'un élargissement de la zone de rupture dans la couche inférieure.

c) Quand la couche la plus molle occupe la partie supérieure, la déformation est concentrée au voisinage du point A; la couche inférieure est moins sollicitée jusqu'à ne plus l'être du tout quand on atteint le rapport $\frac{C_1}{C_2} = 0,20$ (d).

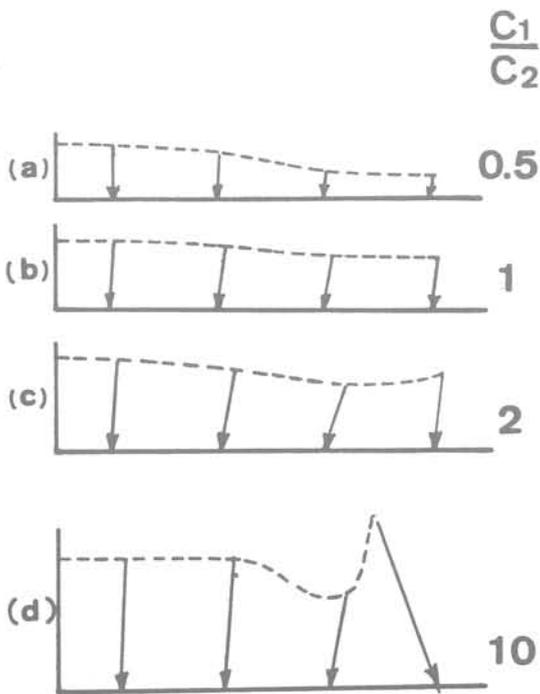


Fig. 5 Répartition de contraintes sous la fondation

2.4.1.2 Approche statique

L'approche statique de ce cas a été effectuée par optimisations successives du problème (4). Sur ce modèle où l'interface sol-fondation est assez bien discrétisé, nous avons comparé les répartitions de contraintes suivant $\frac{C_1}{C_2}$ sur la figure 5. On observe un

affaiblissement de la contrainte normale au bord A' de la fondation quand la cohésion de la couche supérieure diminue (a) et un accroissement très net de cette contrainte ainsi qu'une inversion du sens de la contrainte tangentielle quand C_1 devient très supérieur à C_2 (d). Le champ σ optimum en milieu homogène conduit à $N_c = 5,74$, valeur pratiquement symétrique de la borne cinématique 6,75 par rapport à la solution exacte ainsi approchée à 8% près. L'analyse des champs optimaux obtenus à partir de ce modèle entièrement discontinu confirme que la saturation du critère est observée essentiellement là où la cohésion est la plus faible (fig. 6a et c) ou sous la base de la fondation (fig. 6b), chaque secteur angulaire noir indiquant que σ vérifie $f(\sigma_{ij}) = 0$ en ce sommet de triangle.

2.4.1.3 Comparaison des approches statique et cinématique

Si l'on représente la force $F^{(a)}$ obtenue à partir de (3) et la force $F^{(c)}$ obtenue à partir de (6) et (7) suivant $\frac{C_1}{C_2}$ on obtient la fourchette des valeurs encadrant p_c exprimé sous la forme :

$$P_c = C_1 \times N_c \left(\frac{C_1}{C_2}, \frac{h_1}{h}, \frac{h}{B} \right)$$

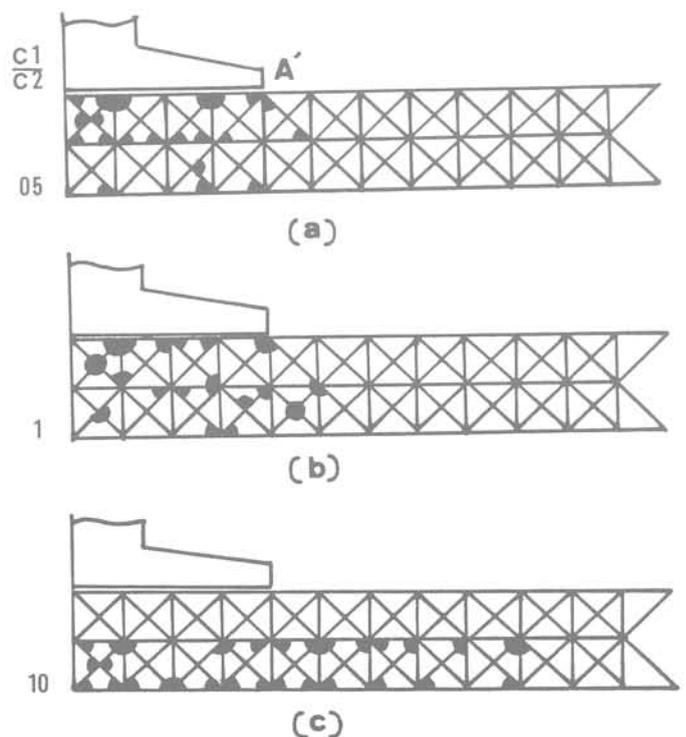


Fig. 6 Zones plastiques suivant C_1/C_2

La figure 7 b sur laquelle les valeurs exactes de N_c sont indiquées par \circ [5] montre que :

— L'écart entre les valeurs de $N_c^{(s)}$ « statique » et $N_c^{(c)}$ « cinématique » augmente au fur et à mesure que l'on s'éloigne du cas homogène.

— La solution statique varie peu en deçà de $\frac{C_1}{C_2} = 0,50$ tandis que $N_c^{(c)}$ croît exagérément, le nombre d'éléments intervenant dans le calcul de la puissance dissipée étant alors insuffisant.

2.4.2 Étude du cas $\frac{h}{B} = 0,50$

Dans le cas $\frac{h}{B} = 0,50$ nous avons représenté la fourchette de N_c obtenue pour différentes épaisseurs relatives de la couche supérieure (fig. 8) en indiquant dans la mesure du possible les valeurs fournies par la méthode des cercles de glissement [6] qui correspondent à un substratum situé à une profondeur infinie. Tant que l'épaisseur de la couche supérieure demeure faible (fig. 8 a) l'écart entre $N_c^{(s)}$ et $N_c^{(c)}$ reste du même ordre de grandeur que celui enregistré dans le cas homogène soit :

$$N_c^{(s)} = 5,00 (-5\%) \leq N_c \text{ exact} = 5,25 \leq N_c^{(c)} = 5,73 (+9\%).$$

A partir de $\frac{C_1}{C_2} = 0,50$ (fig. 8 c) la solution fournie par les cercles de glissement dans l'hypothèse d'une couche 2 infinie, conduit à des valeurs inférieures aux solutions statiques obtenues. Dans ce cas, la présence du substratum accroît fortement la capacité portante quand la couche dure est superficielle. L'écart relatif entre $N_c^{(s)}$ et $N_c^{(c)}$ atteint 30% pour $\frac{C_1}{C_2} = 10$. Quand la couche superficielle est la plus molle, les points* correspondant aux cercles de glissement conduisent à surestimer notablement la capacité portante et ce d'autant plus que $\frac{h_1}{h}$ est faible (fig. 8 a). On peut remarquer que l'allure des courbes « statiques » suit d'assez près l'allure de celle qui joindrait les points correspondant aux cercles de glissement.

L'abaque de la figure 9 montre l'évolution de N_c suivant $\frac{C_1}{C_2}$ pour différents niveaux de l'intercouche. Les courbes ont été tracées en interpolant le coefficient N_c de façon proportionnelle au rapport $\frac{N_c^{(s)}}{N_c^{(c)}}$ entre les courbes statique et cinématique de N_c en milieu homogène.

2.4.3 Étude du cas $\frac{h}{B} = 1$

En milieu homogène, le modèle cinématique de la figure 3 conduit à $N_c^{(c)} = 5,39$ à partir du champ de vitesses de la figure 10. Tandis que le modèle statique de la figure 2 conduit à $N_c^{(s)} = 4,86$, soit :

$$4,86 (-5,4\%) \leq N_c \text{ exact} = 5,14 \leq 5,39 (+4,8\%).$$

En milieu hétérogène, les bornes obtenues quand la couche superficielle est peu épaisse (fig. 11 a) sont très voisines et les valeurs cinématiques meilleures que celles fournies par les cercles de glissement. La solution exacte est approchée dans le pire des cas à

11% près. L'écart entre $N_c^{(s)}$ et $N_c^{(c)}$ croît ensuite pour atteindre 22% dans le cas $\frac{h_1}{h} = 0,50$ et $\frac{C_1}{C_2} = 10$ (fig. 11 b). Le champ de vitesses correspondant à une couche superficielle dure peu épaisse ($\frac{C_1}{C_2} = 10, \frac{h_1}{h} = \frac{1}{6}$) de la figure 13 montre :

- un centre de rotation Ω situé à $\frac{B}{4}$ environ du bord A' ,
- une translation verticale d'ensemble du sol voisin de la fondation,
- une amplification des vitesses dans la zone sous-jacente à la « plaque dure » et une remontée du sol quasi verticale au-delà de Ω .

L'abaque de la figure 12 regroupe les résultats des interpolations du coefficient N_c selon le principe défini en 2.4.2.

2.4.4 Étude du cas $\frac{h}{B} = 1,50$

On observe globalement un comportement analogue à celui du cas précédent. Les valeurs de N_c interpolées entre les deux approches sont regroupées sur la figure 14.

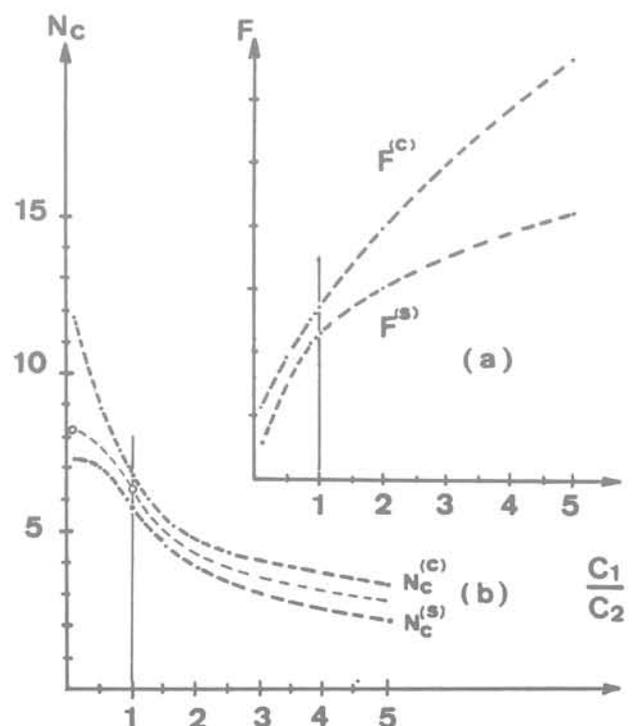


Fig. 7 $N_c (C_1/C_2)$ pour $h/B = 0,25$

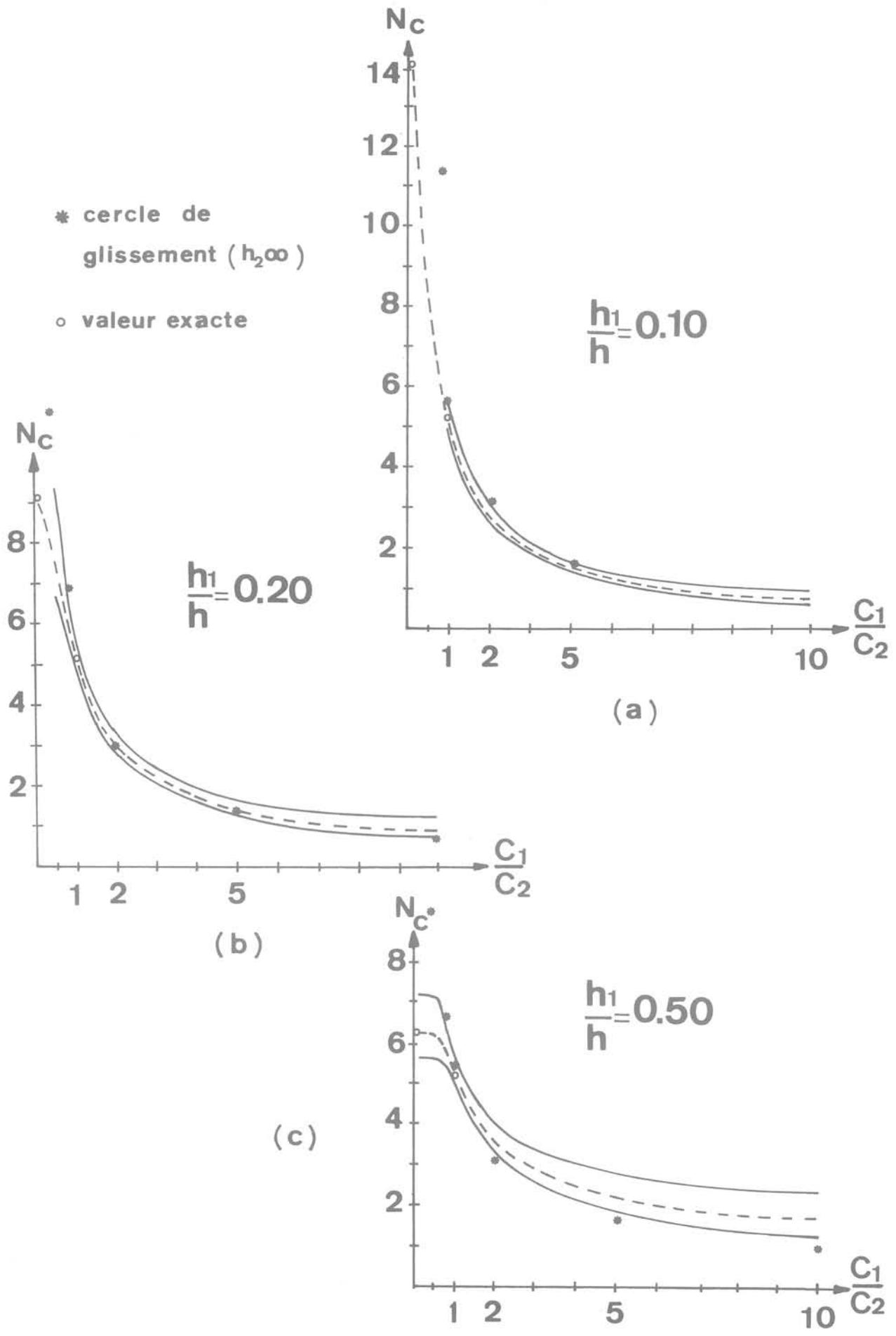


Fig. 8 Approches de N_c pour $h/B = 0,50$

2.4.5 Étude du cas $\frac{h}{B} = 2$

Par rapport au cas $\frac{h}{B} = 1$ de la figure 2, l'adjonction d'une zone complémentaire d'éléments permettant de situer le substratum à la cote $x = 2B$ entraîne une dégradation de la solution statique en milieu homogène qui passe de 4,86 à 4,73. La valeur fournie par le modèle cinématique $N_c^{(c)} = 5,38$ rest très proche de la solution exacte $N_c = 5,14$. L'abaque de synthèse pour les valeurs de N_c interpolées est représenté sur la figure 15.

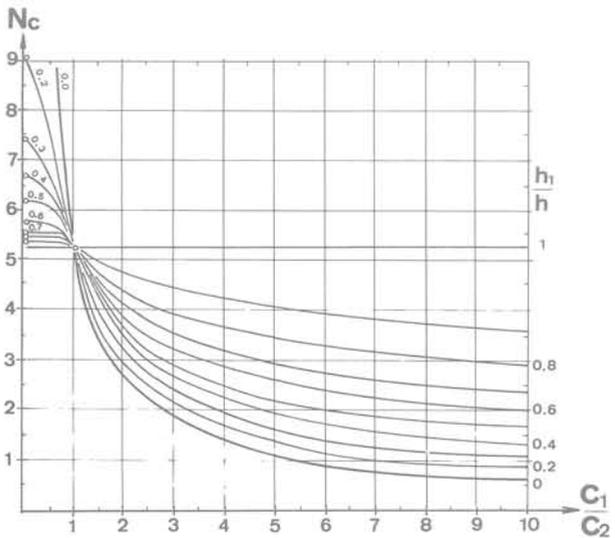


Fig. 9 Abaque $N_c (C_1/C_2, h_1/h)$ pour $h/B = 0,50$

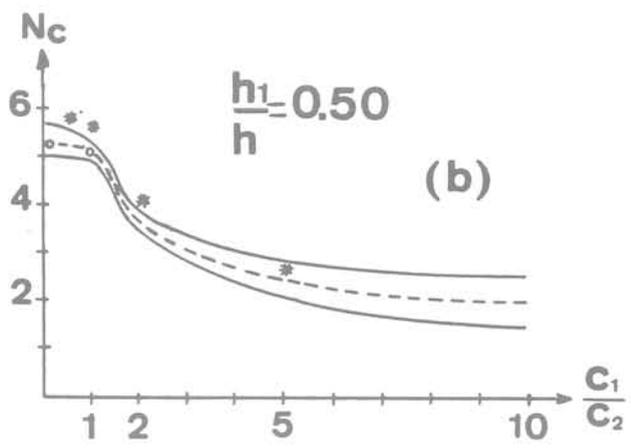
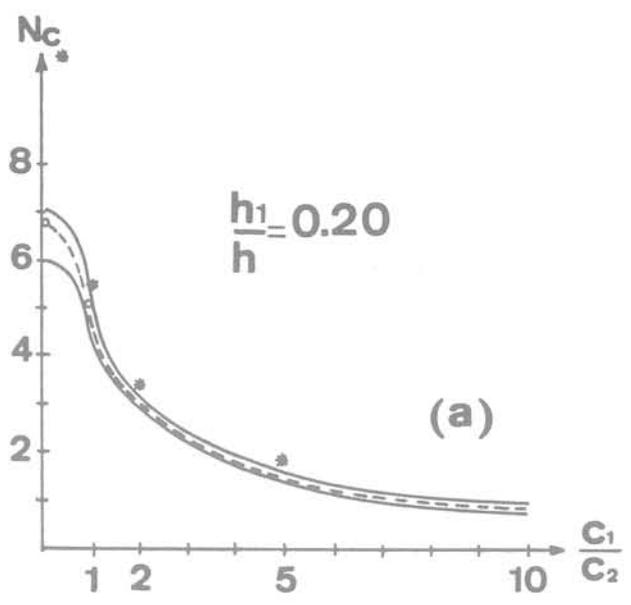


Fig. 11 Approches de N_c pour $h/B = 1$

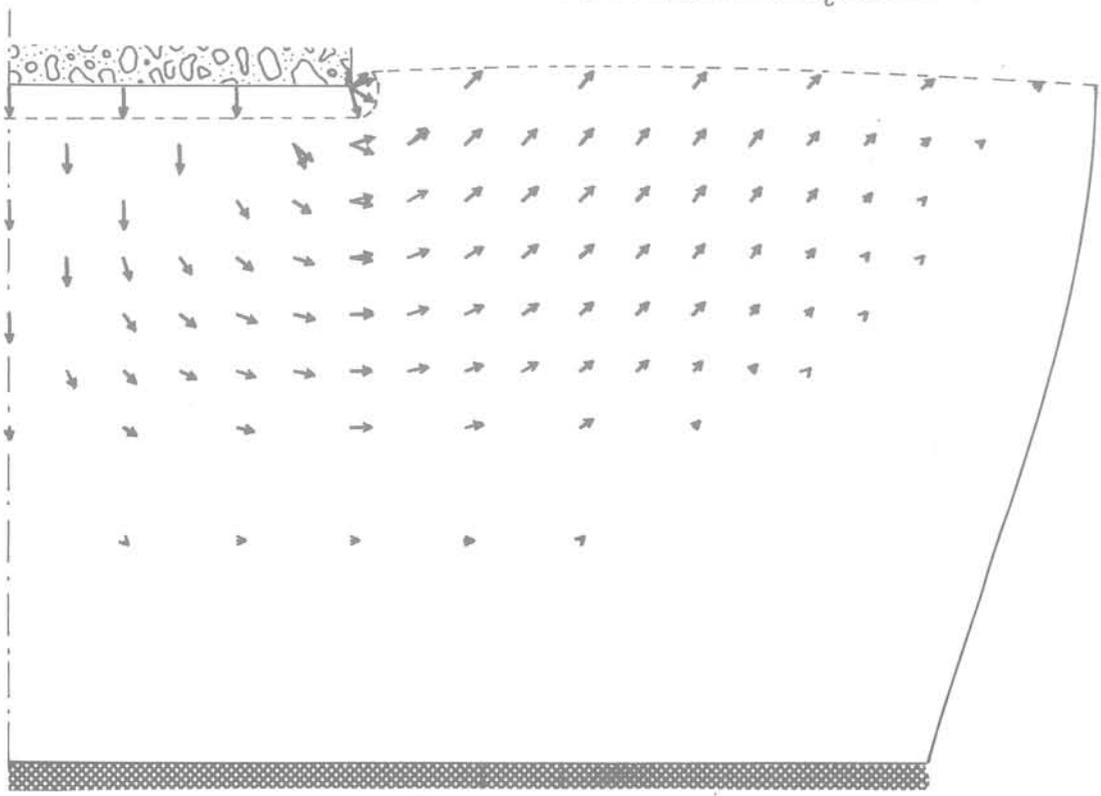


Fig. 10 Cinématique optimale pour $h/B = 1$ en milieu homogène

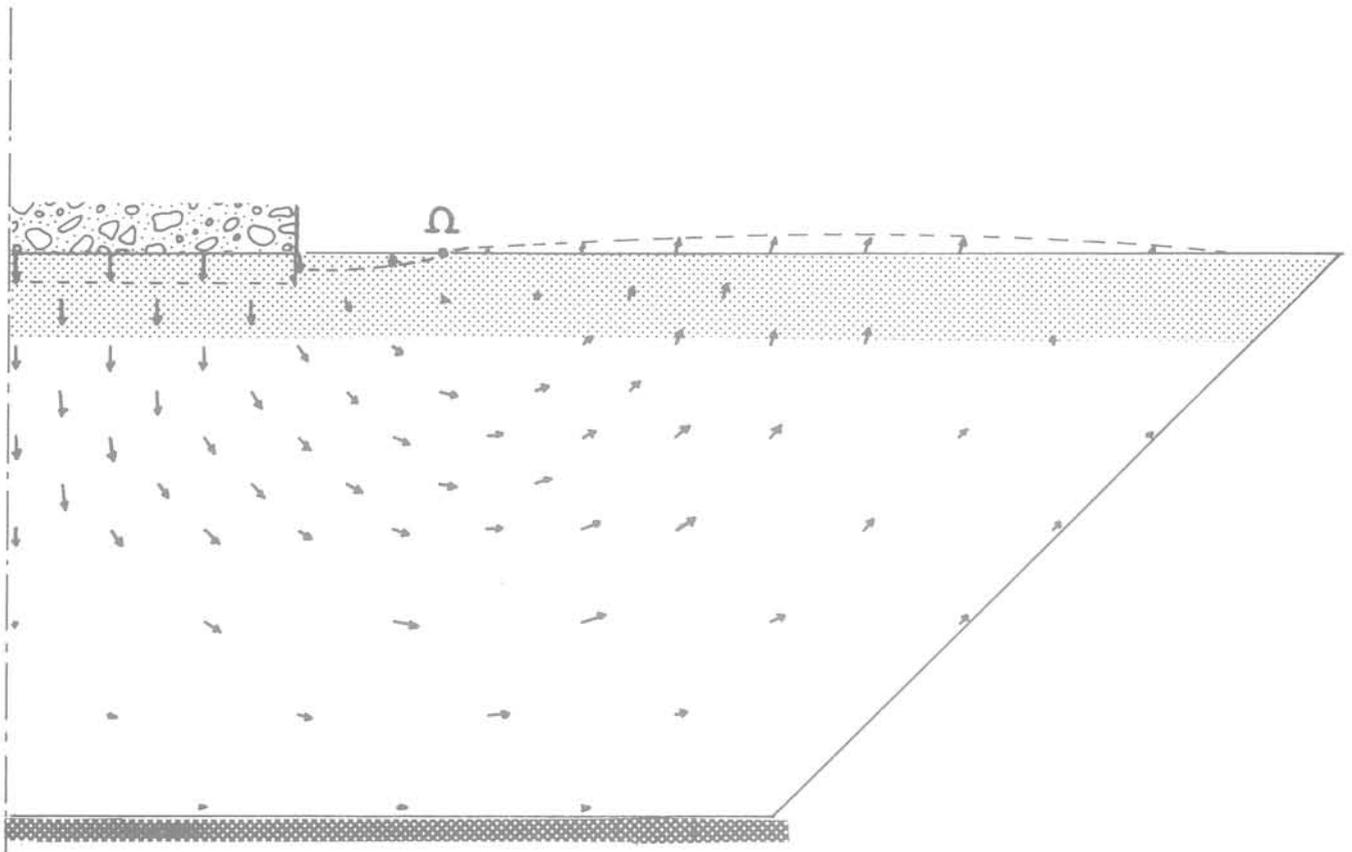


Fig. 12 Abaque N_c (C_1/C_2 , h_1/h) pour $h/B = 1$

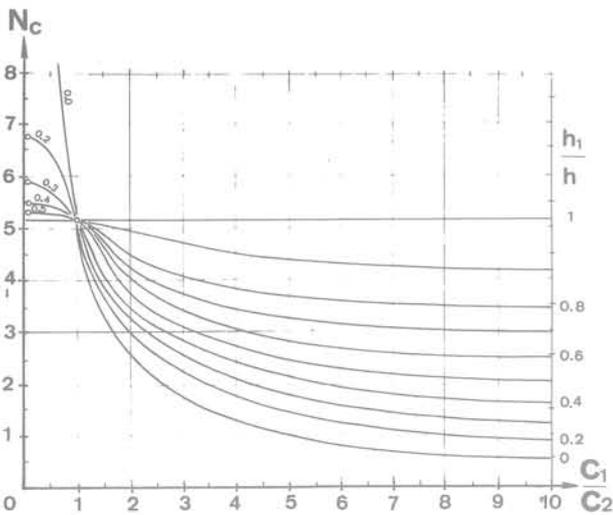


Fig. 13 Cinématique optimale pour $h/B = 1$ avec $h_1/h = 1/6$ et $C_1/C_2 = 10$

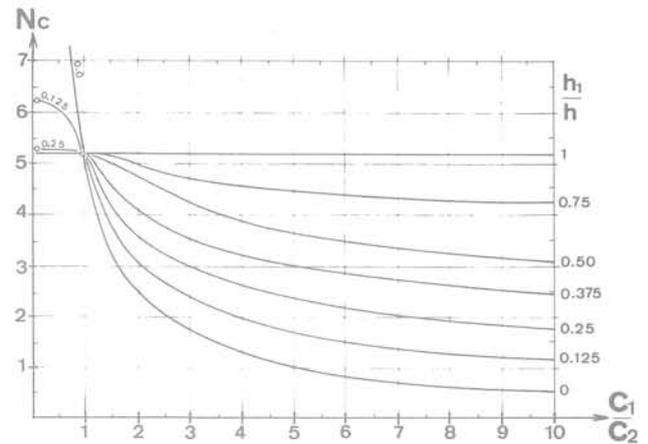


Fig. 15 Abaque N_c (C_1/C_2 , h_1/h) pour $h/B = 2$

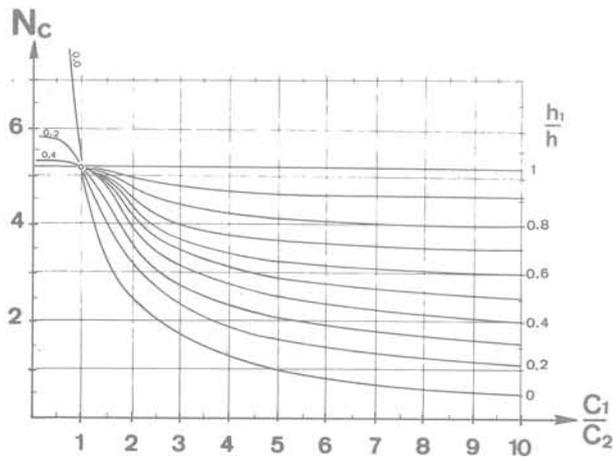


Fig. 14 Abaque N_c (C_1/C_2 , h_1/h) pour $h/B = 1,50$

3 Approches statique et cinématique de la pression limite sous une fondation reposant sur une couche horizontale cohérente d'épaisseur $h = B$, présentant une inclusion hétérogène et limitée par un substratum indéformable

3.1 Conditions aux limites et hypothèses de calcul

La figure 16 présente les caractéristiques géométriques des problèmes abordés. Une inclusion d'épaisseur e et de cohésion C_2 , située à une profondeur moyenne h_m , modifie la capacité portante d'une fondation de largeur B reposant sur une couche d'épaisseur totale $h = B$ et de cohésion C_1 .

Le but des approches statique et cinématique est d'une part mesurer l'influence de l'épaisseur e et de la

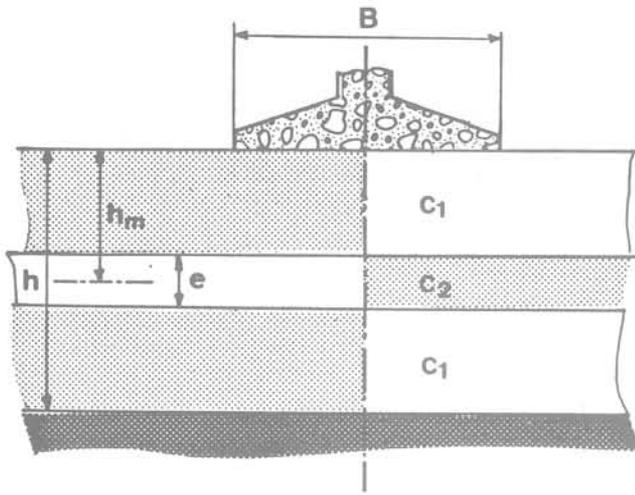


Fig. 16 Fondation sur couche homogène d'épaisseur $h = B$ avec inclusion

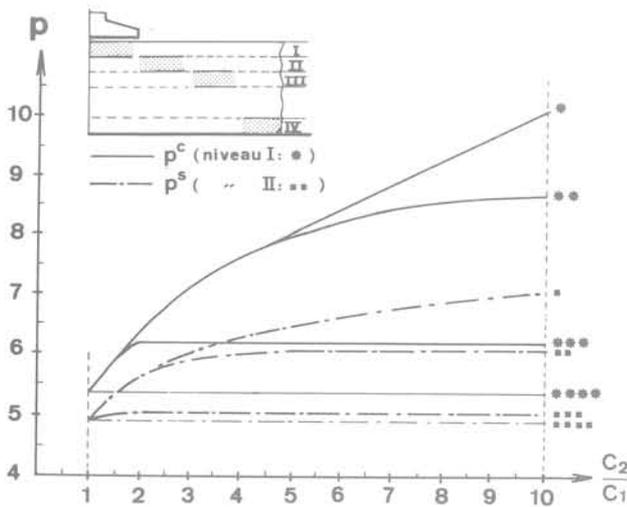


Fig. 17 Inclusion dure mince : approche de p_I (C_2/C_1)

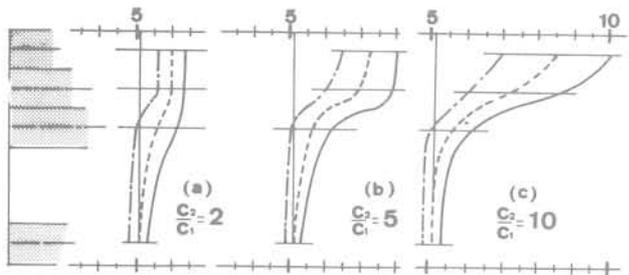


Fig. 18 Inclusion dure mince : approche de p_I (hm/h)

position de l'inclusion sur les bornes de p_e et d'autre part étudier le rapport $\frac{C_1}{C_2}$ critique à partir duquel le comportement du milieu reste insensible à l'augmentation de l'hétérogénéité mécanique.

3.2 Modèles étudiés

L'approche statique consiste à résoudre le problème (3) vu en 2.2 pour la fondation de la figure 16 sur l'ensemble des champs de contraintes linéaires licites décrits en 2.2 (voir fig. 2). L'approche cinématique revient à résoudre le problème (7) comme en 2.3. Il convient de souligner que pour chaque approche tous

les résultats sont obtenus à partir de la même discrétisation (fig. 2 et 3) et que la solution correspondant au milieu homogène sert de base de départ à la recherche de solutions de cas hétérogènes [1]. D'autre part les intercouches sont systématiquement des lignes de discontinuités en contraintes ou en vitesse.

3.3 Inclusion dure

Nous avons encadré la valeur de p_e dans le cas $\frac{C_1}{C_2} \leq 1$, soit une inclusion dure d'épaisseur relative $\frac{e}{h}$ égale à $\frac{1}{6}$ puis $\frac{1}{3}$ et de position h_m variable.

3.3.1 Épaisseur relative $\frac{e}{h} = \frac{1}{6}$ ($1 \leq \frac{C_2}{C_1} \leq 10$)

La représentation graphique des résultats des approches effectuées à l'aide des modèles des figures 2 et 3 est indiquée sur la figure 17. Les fourchettes encadrant les valeurs les plus probables de p_e , interpolées en pointillés, suivant la position relative moyenne $\frac{hm}{h}$ de l'inclusion sont regroupées sur la figure 18 pour $\frac{C_2}{C_1} = 2$ (a), 5 (b) et 10 (c). On peut noter sur la figure 17 que les deux approches témoignent d'un comportement similaire. La présence de l'inclusion se fait sentir de façon croissante quand elle se rapproche de la fondation sauf pour les faibles hétérogénéités mécaniques pour lesquelles sa position influe peu sur p (fig. 18a). Pour une position autre que la position superficielle, il existe une hétérogénéité mécanique $\frac{C_2}{C_1}$ au-delà de laquelle p ne varie plus. Cette limite est voisine de 8 quand $\frac{hm}{h}$ vaut 0,25 et voisine de 1,9 pour $\frac{hm}{h} = 0,42$. La figure 17 montre que l'approche statique conduit plus rapidement à cette raideur limite que l'approche cinématique, confirmant ainsi la tendance vue en 2.4.1.

3.3.2 Épaisseur relative $\frac{e}{h} = \frac{1}{3}$ ($1 \leq \frac{C_2}{C_1} \leq 10$)

Les figures 19 et 20 regroupent les résultats de l'évolution des approches de p suivant le rapport $\frac{C_2}{C_1}$ et la position relative de l'inclusion. On peut souligner l'analogie de comportement avec les résultats concernant l'épaisseur relative $\frac{e}{h} = \frac{1}{6}$ excepté l'évolution de p qui varie fortement suivant $\frac{hm}{h}$ à partir de $\frac{C_2}{C_1} = 5$.

3.4 Inclusion molle

Nous avons étudié suivant les données de la figure 16 le cas complémentaire du précédent correspondant à la présence d'une inclusion molle d'épaisseur relative $\frac{e}{h} = \frac{1}{6}$ et $\frac{1}{3}$.

3.4.1 Épaisseur relative $\frac{e}{h} = \frac{1}{6} \left(1 \leq \frac{C_1}{C_2} \leq 10 \right)$

La figure 21 montre l'évolution de $p^{(s)}$ et de $p^{(c)}$ suivant $\frac{C_1}{C_2}$ dans le cas d'une inclusion molle de position variable et d'épaisseur relative $\frac{e}{h} = \frac{1}{6}$. La chute de portance du sol est d'autant plus marquée, par rapport au milieu homogène, que l'inclusion est plus proche de la surface. Pour les deux approches, la relation $p \left(\frac{C_1}{C_2} \right)$ est pratiquement linéaire quand l'inclusion est au fond; par contre, la pression limite reste pratiquement constante au-delà de $\frac{C_1}{C_2} = 2$ dans le cas d'une inclusion

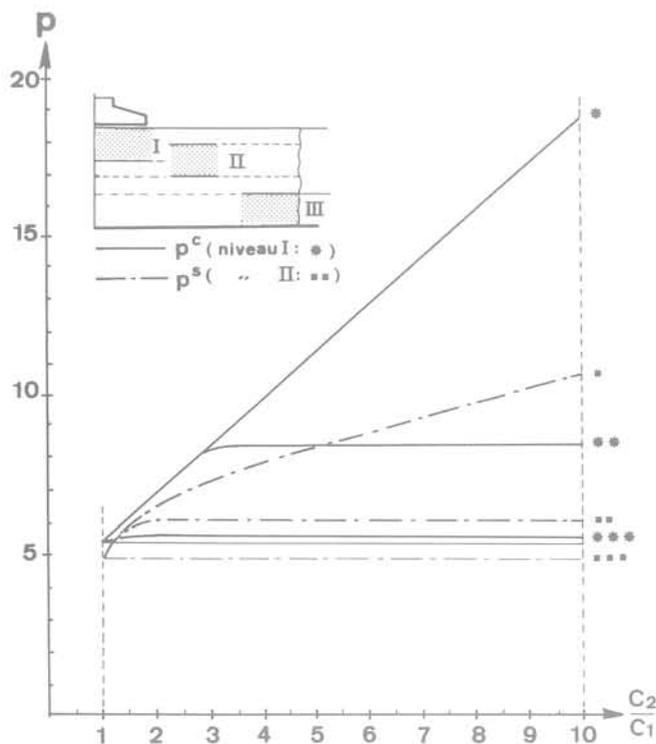


Fig. 19 Inclusion dure épaisse : approches de $p_I (C_2/C_1)$

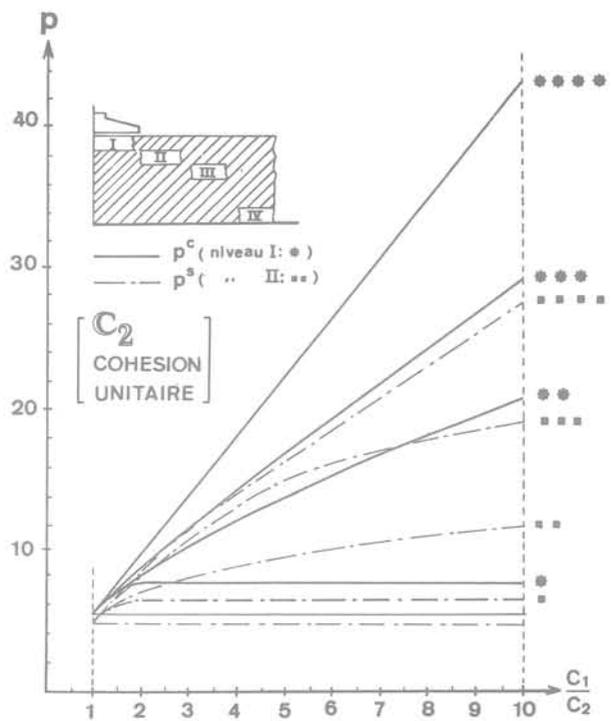


Fig. 21 Inclusion molle mince : approches de $p_I (C_1/C_2)$

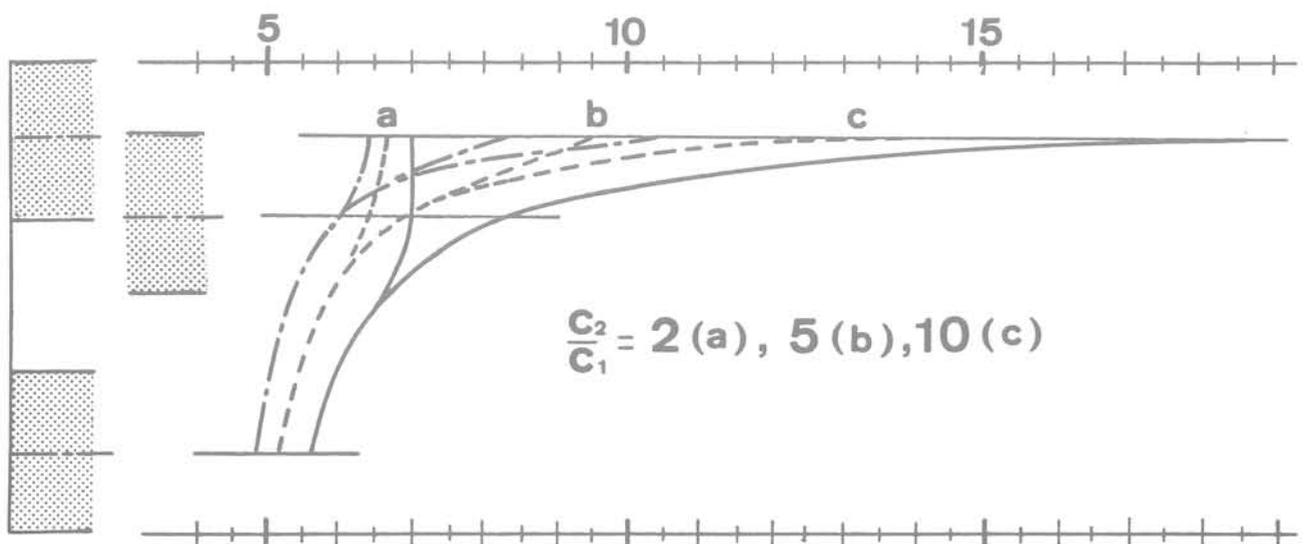


Fig. 20 Inclusion dure épaisse : approches de $p_I (hm/h)$

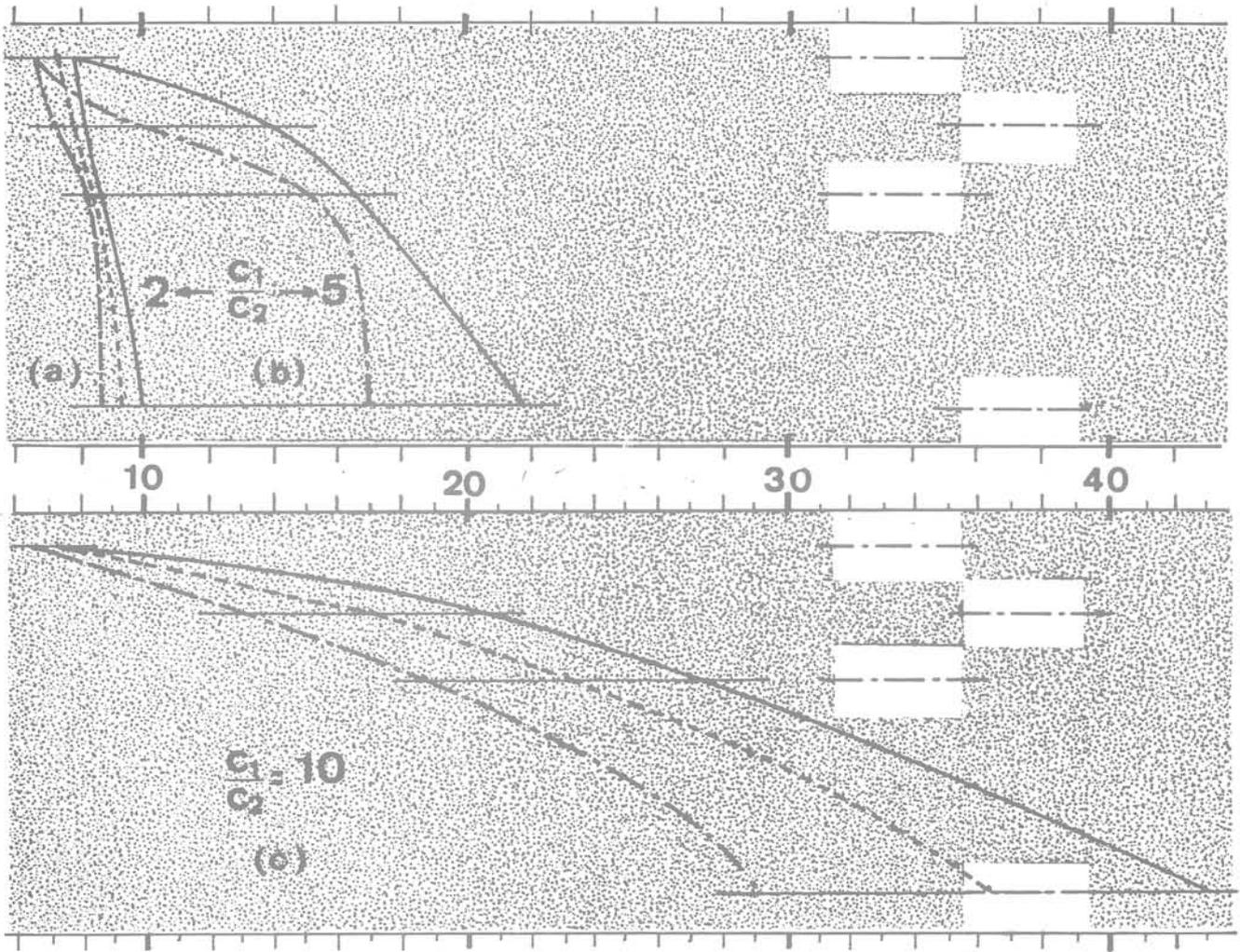


Fig. 22 Inclusion molle épaisse : approches de p_1 (hm/h)

de surface. La convergence ponctuelle observée entre les solutions statique et cinématique pour une position médiane de l'inclusion dans les cas $\frac{C_1}{C_2} = 2$ et 5 (fig. 22 a et b), provient probablement d'une cinématique particulièrement adaptée à ces cas d'hétérogénéité. Au-delà de cette position, la solution statique varie très peu alors que la solution cinématique continue de croître.

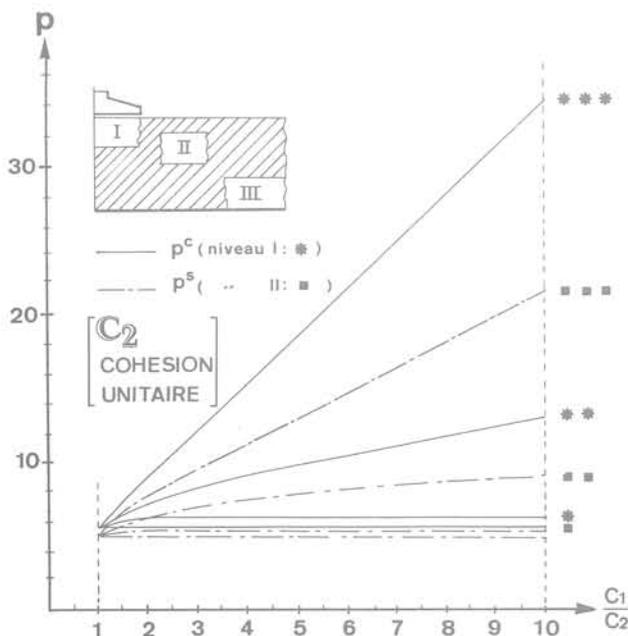


Fig. 23 Inclusion molle épaisse : approches de p_1 (C_1/C_2)

3.4.2 Inclusion molle $\frac{e}{h} = \frac{1}{3} \left(1 \leq \frac{C_1}{C_2} \leq 10 \right)$

Les résultats des deux approches de p_e sont indiqués sur la figure 23 sur laquelle on note que l'évolution des courbes $p^{(s)}$ et $p^{(c)}$ est très comparable et qu'elles sont pratiquement linéaires suivant le rapport d'hétérogénéité mécanique. Cette tendance se retrouve sur la figure 24 qui présente l'évolution des bornes statique et cinématique suivant la position de l'inclusion. La courbe intermédiaire en pointillés représente la valeur de p_e interpolée entre $p^{(s)}$ et $p^{(c)}$ dans le même rapport que dans le cas homogène.

3.5 Interprétation des cinématiques optimales

3.5.1 Inclusion dure « mince »

Pour une position de l'inclusion voisine de l'interface

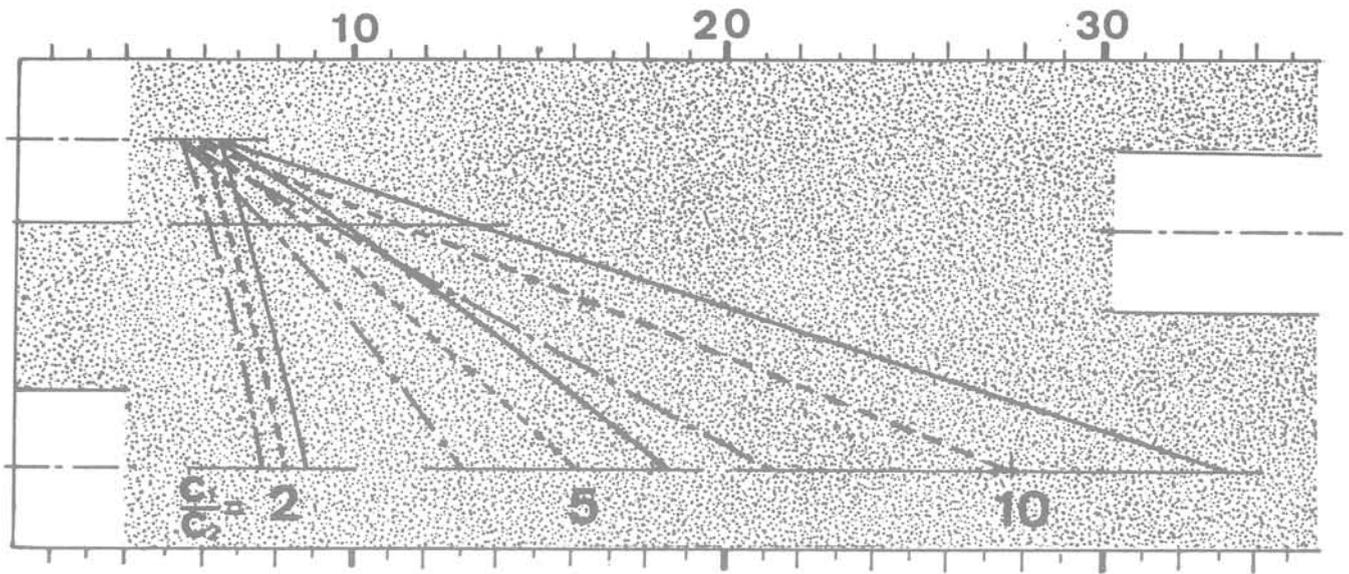


Fig. 24 Inclusion molle épaisse : approches de p_1 (hm)/(h)

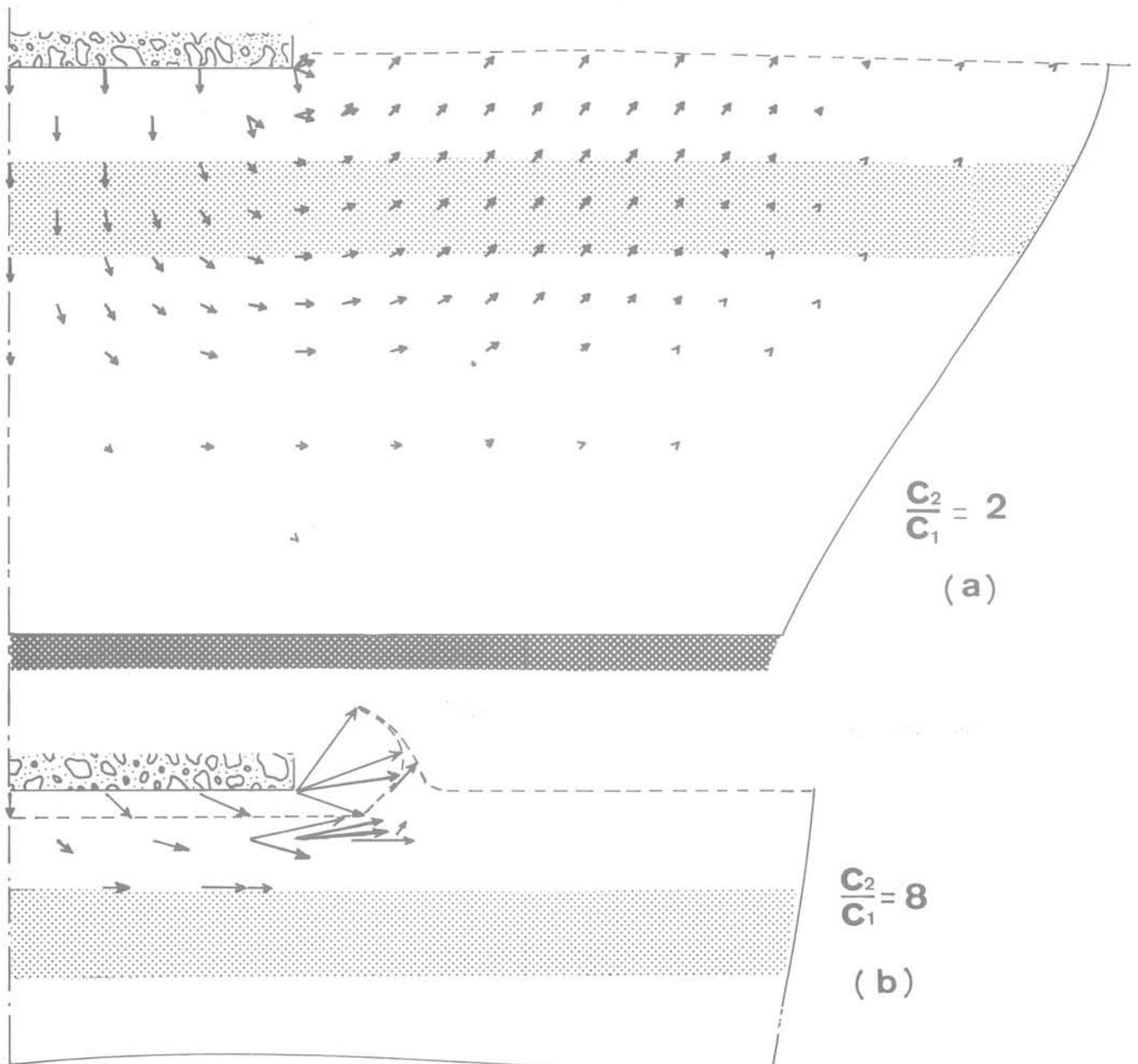


Fig. 25 Cinématiques optimales

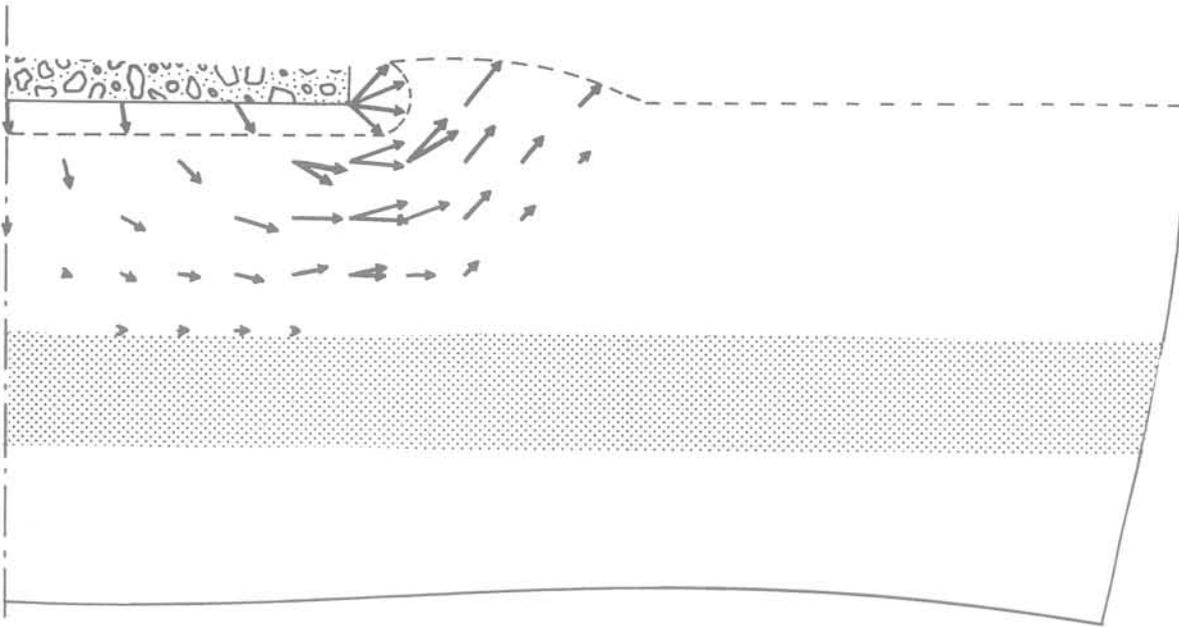


Fig. 26 Cinématique optimale : inclusion mince niveau III, $C_2/C_1 = 2$

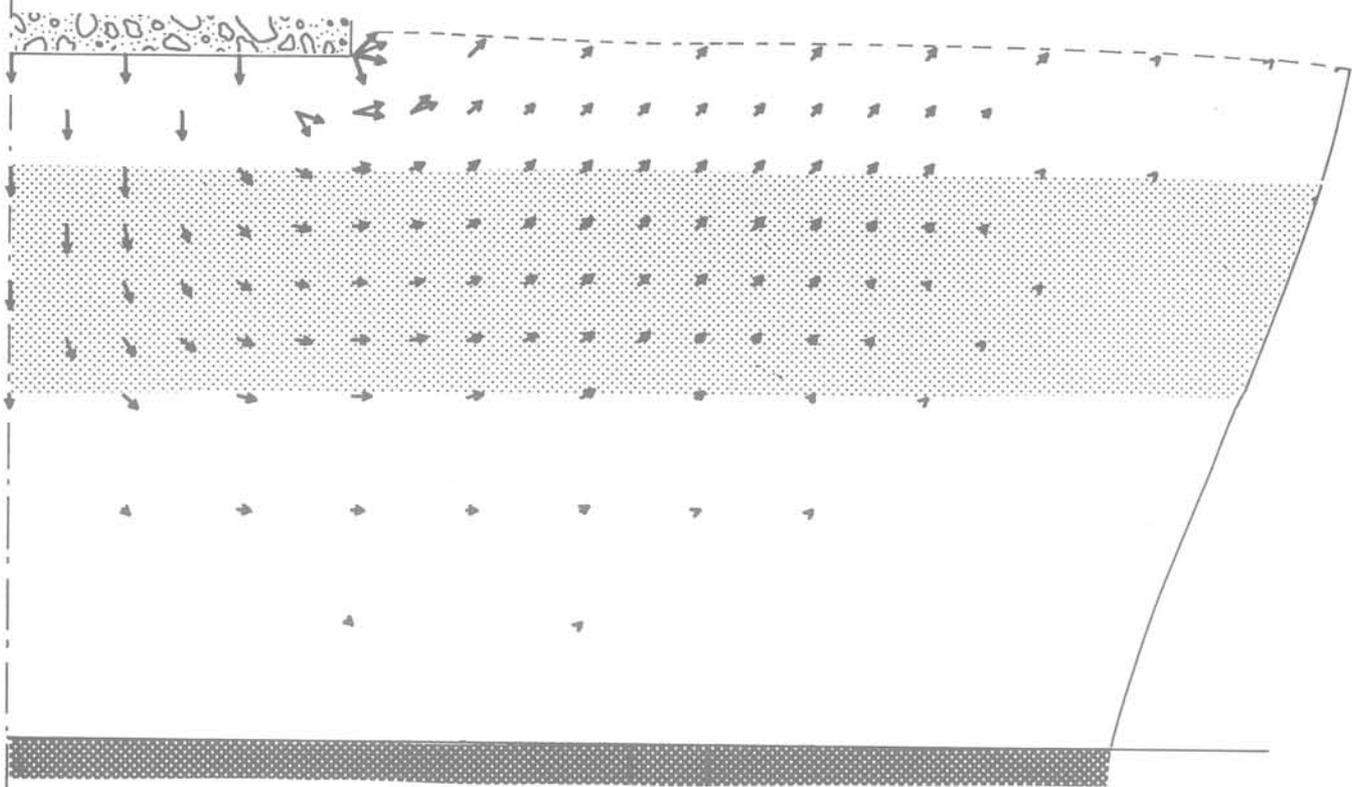


Fig. 27 Cinématique optimale : inclusion épaisse niveau II, $C_2/C_1 = 2$

sol/fondation et des valeurs modérées de $\frac{C_2}{C_1}$ les discontinuités cinématiques ne sont utilisées qu'au voisinage de la fondation (fig. 25 a), l'interface semelle-sol restant pratiquement collé.

Quand on atteint $\frac{C_2}{C_1} = 8$, l'inclusion demeure rigide (fig. 25 b), seule la couche superficielle présente un mouvement très localisé au voisinage de la fondation : 50 % de la puissance est dissipée sur l'interface sol-fondation et l'intercouche supérieure. Pour une position de l'inclusion voisine du milieu de la couche (fig. 26) on observe le même phénomène, l'inclusion devenant rigide pour une valeur de $\frac{C_2}{C_1}$ proche de 2.

3.5.2 Inclusion dure « épaisse »

Le champ de vitesses est peu différent (fig. 27) de celui du milieu homogène (fig. 10) jusqu'à $\frac{C_2}{C_1} = 3$, valeur pour laquelle on retrouve le comportement d'inclusion rigide de la figure 25 b.

3.5.3 Inclusion molle « mince »

De globalement circulaire pour $\frac{C_1}{C_2} = 2$ le mouvement évolue vers une translation horizontale de l'inclusion dès que l'on atteint $\frac{C_1}{C_2} = 5$ quand cette dernière est

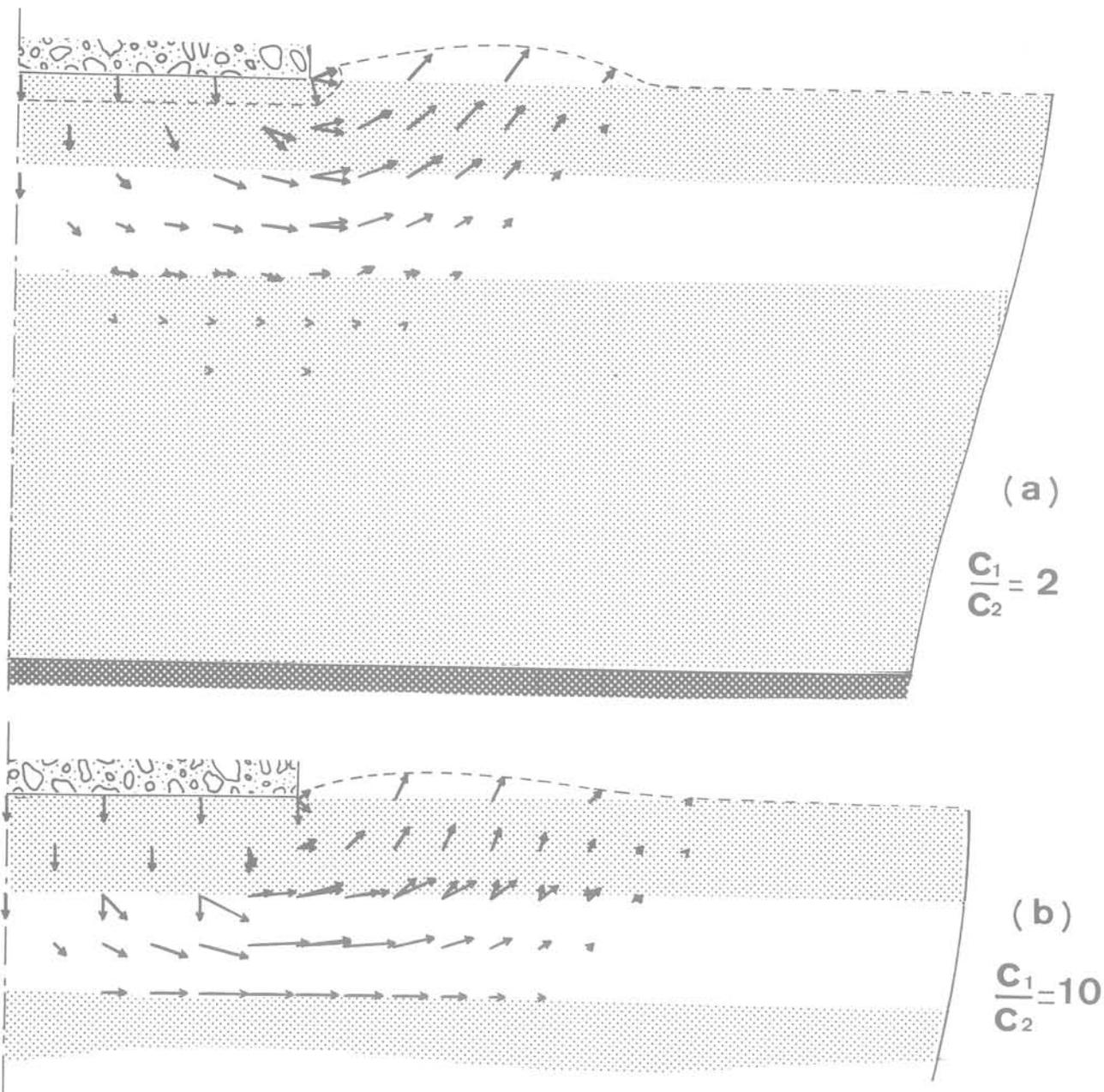


Fig. 28 Cinématiques optimales : inclusion mince molle, niveau II

voisine de la fondation (fig. 28). La couche de base demeure alors strictement rigide ainsi que le montre la figure 28b pour $\frac{C_1}{C_2} = 10$; la puissance dissipée par frottement atteint 20 % de la puissance totale dissipée dans l'écoulement. Quand l'inclusion est située plus bas, le mouvement devient plus ample que dans le cas précédent et les discontinuités sont très peu utilisées tant que $\frac{C_1}{C_2}$ demeure faible (fig. 29 a). Au contraire, on note un glissement très prononcé de l'inclusion par rapport à la couche inférieure qui demeure rigide pour $\frac{C_1}{C_2} = 10$ (b).

3.5.4 Inclusion molle « épaisse »

Là encore, la couche inférieure qui repose sur le substratum demeure rigide (fig. 30). On retrouve les caractéristiques de « l'effet plaque » observé en 2.4.3 : la couche dure demeure partiellement solidaire de la fondation et l'on peut mettre en évidence un centre de

rotation Ω qui s'éloigne du bord de la semelle quand $\frac{C_1}{C_2}$ augmente [(b) et (c)]. On notera l'évolution des discontinuités cinématiques, en particulier le glissement tangentiel vertical en A sur la figure 30 c. La puissance dissipée par frottement représente 28 % de la puissance totale indépendamment de $\frac{C_1}{C_2}$.

4 Conclusions

La justification de cette étude numérique de la force portante est simple : les valeurs expérimentales dans le cas des matériaux cohérents sont en bon accord avec les résultats fournis par l'analyse limite quand la charge ultime expérimentale est clairement définie [4] [6]. La technique de la double approche dans un domaine où il n'existe pas de solution exacte associant un champ de contraintes et un champ de vitesses de déformation, nous paraît essentielle. L'approche cinématique seule est insuffisante au vu des écarts importants que l'on peut observer dans certains cas

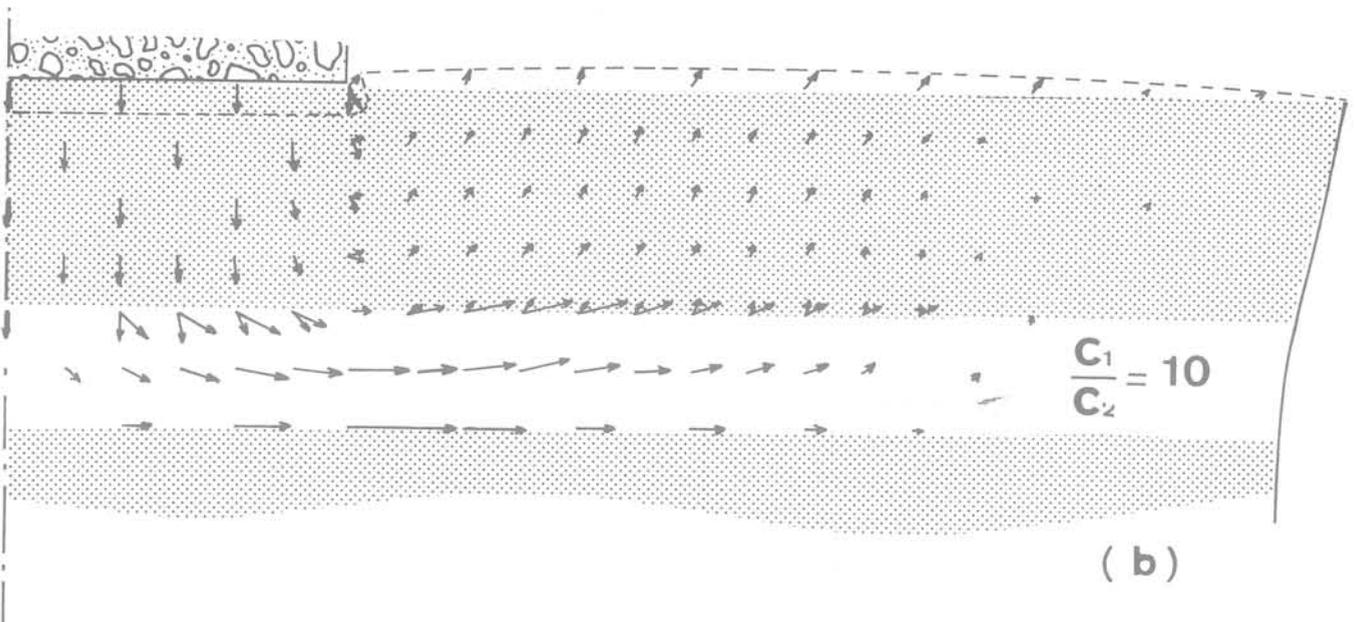
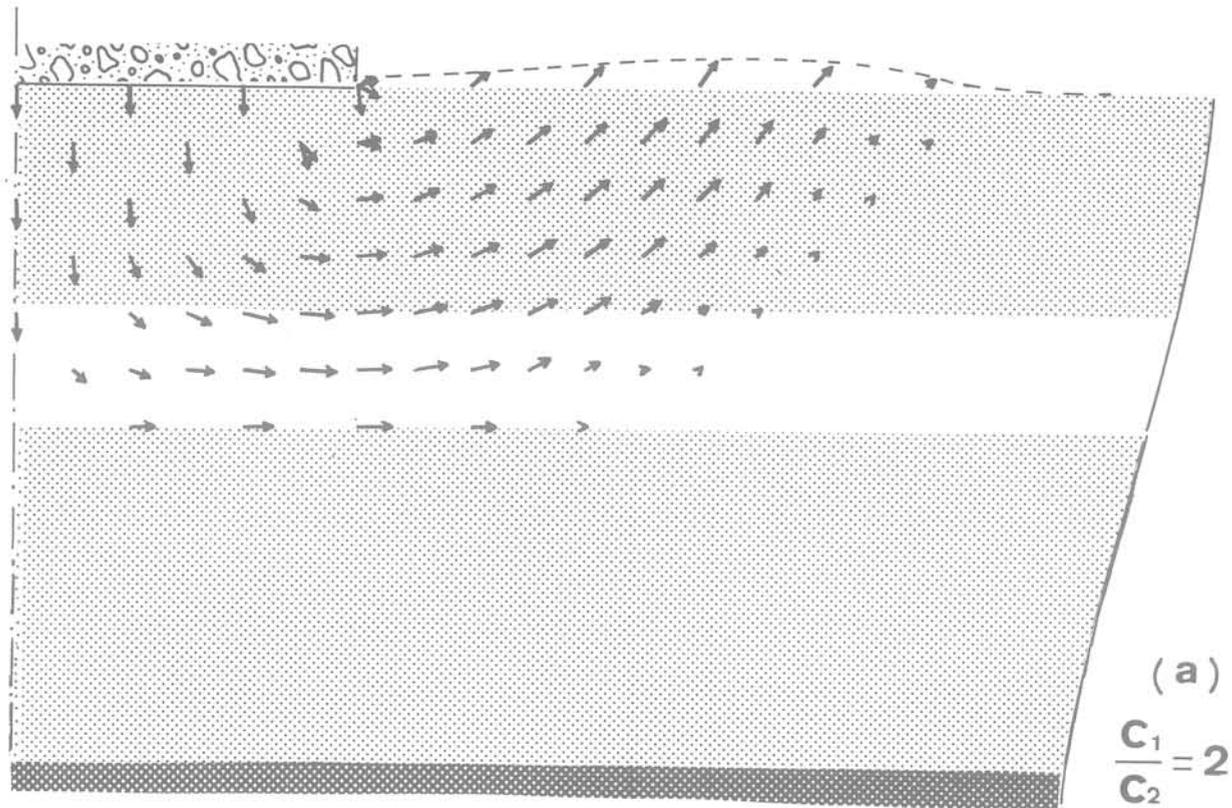


Fig. 29 Cinématiques optimales : inclusion mince molle, niveau II

comme nous l'avons souligné. La signification physique des schémas de rupture obtenus, dans lesquels les discontinuités cinématiques ne sont pas imposées mais seulement autorisées paraît rationnelle. Ils mettent en particulier en évidence un coefficient d'hétérogénéité mécanique critique dans le cas des inclusions du paragraphe 3.

L'interpolation de N_c ou de p_e entre les bornes statique et cinématique est justifiée dans la mesure où les raisons de l'accroissement de l'écart observé suivant l'augmentation de l'hétérogénéité mécanique, semblent partagées entre les deux types d'approche :

— restriction des possibilités variationnelles des champs de vitesse de déformation et des champs de contraintes dans la partie inférieure du modèle (éléments cinématiques plus grossiers, éléments statiques semi-discontinus dans certains cas).

— présence d'une frontière rigide se traduisant par un accroissement de la puissance dissipée sur la frontière droite des modèles pour les rapports $\frac{C_1}{C_2}$ et $\frac{h_1}{h}$ élevés de l'étude du paragraphe 2 et nécessité d'imposer des conditions de prolongement des champs de contraintes, probablement trop proches de la fondation donc pénalisantes dans le cas de fortes hétérogénéités.

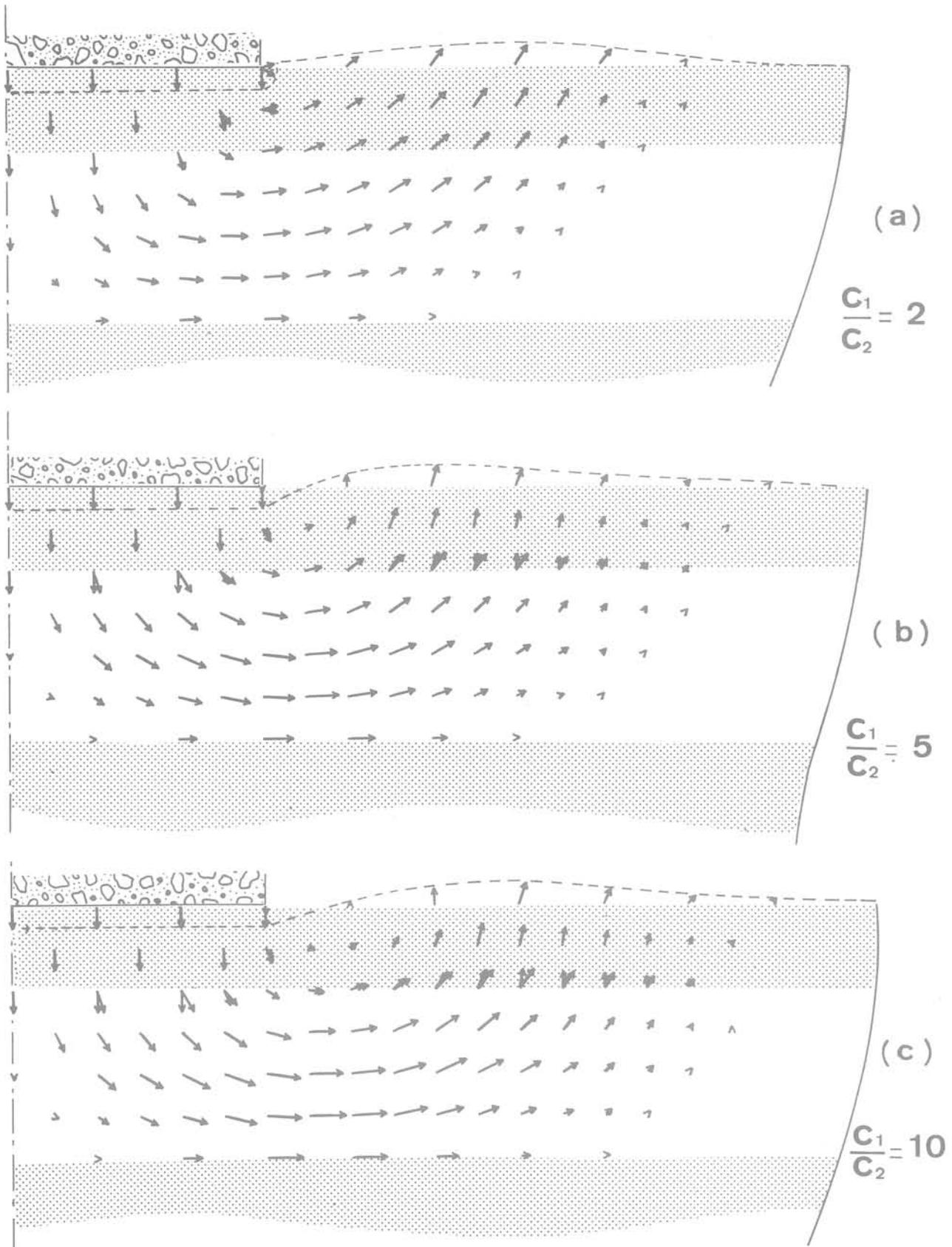


Fig. 30 Cinématiques optimales : inclusion molle épaisse

La technique retenue d'utiliser la même discrétisation pour traiter l'ensemble des cas hétérogènes pour une épaisseur relative donnée est séduisante vis-à-vis des possibilités offertes par les procédures de l'optimisation linéaire et seule compatible avec une exploration significative des paramètres d'hétérogénéité, néanmoins elle conduit à s'écarter parfois sensiblement de la discrétisation optimale.

Les procédés numériques utilisés ont été étendus aux problèmes présentant une symétrie axiale de révolution [9] et récemment à l'étude des charges limites tridimensionnelles [2]. Ils devraient permettre une approche de la capacité portante de fondations circulaires et rectangulaires reposant sur des sols hétérogènes du type de ceux décrits dans la présente étude.

Références bibliographiques

- [1] A. Bottero (1981), « Contribution à l'étude du tassement et de la force portante des fondations superficielles reposant sur un sol multicouche limité par un substratum indéformable ». Thèse soutenue le 16 décembre 1981 pour obtenir le grade de Docteur ès-Sciences, Université de Grenoble.
- [2] A. Bottero, J. Pastor, S. Turgeman (1980), « Calculs à la rupture par optimisation linéaire dans des modèles éléments finis tridimensionnels. » 2^e Congrès International des Méthodes Numériques pour l'Ingénieur. Tome II, pp. 707-718.
- [3] A. Bottéro, R. Nègre, J. Pastor et S. Turgeman (1980), « Finite element method and limit analysis theory for soil mechanics problems » Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering — n° 22 North Holland Publishing Cie pp. 131-149.
- [4] A. Mahe, Y. Riou (1980), « Mise au point d'un modèle pour l'étude des milieux purement cohérents. » Journées Géotechniques I. N. S. A. Lyon 22-23 octobre 1980.
- [5] J. Mandel et J. Salençon (1972), « Force portante d'un sol sur assise rigide (étude théorique). » Géotechnique 22 n° 1, pp. 79-93.
- [6] J. Obin (1972), « Force portante en déformation plane d'un sol verticalement non homogène. » Thèse présentée à l'Université de Grenoble, soutenue en février 1972 pour obtenir le grade de Docteur de Spécialité.
- [7] J. Pastor (1978), « Analyse limite : détermination numérique de solutions statiques complètes. Application au talus vertical ». Journal de Mécanique Appliquée, vol. 2 pp. 167-196.
- [8] J. Pastor, S. Turgeman (1976), « Mise en œuvre numérique des Méthodes de l'Analyse limite pour les matériaux de Von Mises et de Coulomb standard en déformation plane ». Mechanic Research Communication, n° 3, pp. 469-474.
- [9] J. Pastor, S. Turgeman (1979), « Formulation linéaire des méthodes de l'Analyse limite en symétrie axiale. » Communication au 4^e Congrès Français de Mécanique, Nancy.
- [10] J. Salençon (1974), Théorie de la plasticité pour les applications à la mécanique des sols, Eyrolles, Paris.

évolution de l'adhérence des argiles sur des surfaces métalliques en fonction du temps

par
J. Y. Boisson
et
J. P. Longuemard

1 Introduction

L'activité de l'homme au fond des mers s'intensifie et s'oriente notamment vers les domaines de l'exploitation de ressources minières présentes sur certains grands fonds océaniques. En conséquence, l'obligation de soulever, déplacer ou faire circuler des objets ou des véhicules en contact direct avec les argiles marines nécessite de mieux connaître les modalités de résistance par phénomène d'adhérence qui prend naissance entre un sédiment cohésif faiblement consolidé et une surface métallique.

Le travail présenté ici prend place dans le cadre d'un vaste projet d'étude de chantier sous-marin destiné au ramassage des nodules polymétalliques. L'exploitation de ces nodules sera effectuée par navettes autonomes propulsées par vis d'Archimède en appui sur des sédiments argileux.

Nous nous proposons d'étudier spécialement le rôle du temps de contact sur l'évolution du phénomène d'adhérence à l'origine d'éventuelles pertes de rendement dans le fonctionnement des navettes, en particulier lors d'une remise en mouvement après un arrêt plus ou moins prolongé.

Les temps de collage maximum retenus pour ces essais sont de l'ordre de 24 heures. En effet, un engin immobilisé sur un fond argileux pendant une durée supérieure à cette limite a subi une avarie de fonctionnement telle qu'elle n'autorise plus l'espoir de la remettre en mouvement.

Les travaux ont été conduits en laboratoire pour apprécier le phénomène. Une campagne d'essais in situ, en milieu marin, permet de vérifier nos conclusions et de proposer un modèle mathématique.

2 Généralités sur l'adhérence

L'adhérence est la résistance au cisaillement nécessaire pour rompre le collage qui lie la surface d'un objet à un sédiment cohérent.

Le phénomène de l'adhérence se rencontre fréquemment pour de nombreux problèmes de mécanique des sols. Les principaux domaines où l'on doit prendre en compte ce paramètre sont la pénétrométrie, les modélisations de calculs de pieux notamment à l'arrachage, l'étude de tenue de différents systèmes d'ancrage sous-marins.

Le frottement latéral unitaire que l'on rencontre dans le cas de sol cohérent représente en fait l'adhérence de cette argile ou, au maximum, sa cohésion (Tomlinson [14]).

Le principal point étudié par les auteurs (Tomlinson [13, 14], Caquot et Kerisel [2]) est le paramètre α ou facteur d'adhérence qui est le rapport entre l'adhérence (ou frottement latéral unitaire en milieu cohérent) et la cohésion non drainée du sol. La synthèse de nombreuses mesures effectuées sur des essais d'arrachement de pieux constitués par différents matériaux fait apparaître que la cohésion non drainée du sol considéré est un facteur significatif. On observe une nette diminution du facteur d'adhérence α pour les cohésions croissantes de 500 à 3000 g/cm².

La figure 1 permet d'apprécier le rôle relatif du temps de collage préalable t sur l'adhérence τ_a dans le cas d'une plaque testée sur une vase naturelle d'origine marine provenant de la baie de Banyuls (Pyrénées-Orientales) dont les caractéristiques géotechniques au moment des essais sont résumées en annexe.

A temps de collage nul ($t = 0$) l'adhérence en fonction de la contrainte σ_n suit une loi quasi linéaire de type :

$$\tau_a = a + \sigma_n \operatorname{tg} \delta$$

où δ (angle de frottement sédiment-plaque) est pratiquement nul et τ_a (adhérence à l'origine des contraintes) est de très faible valeur.

L'accroissement de l'adhérence τ_a en fonction du temps suit une loi similaire pour chaque contrainte utilisée. Au-delà d'un temps de collage supérieur à une dizaine d'heures (fig. 2), l'adhérence tend vers une limite qui augmente avec la contrainte σ_n . Elle atteint

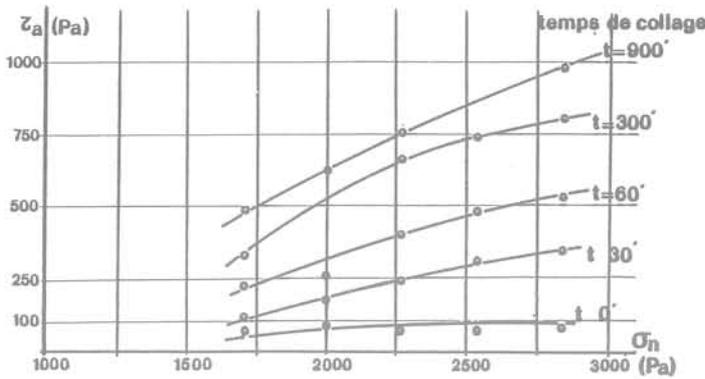


Fig. 1 Loi $\tau = f(\sigma_n)$ à différents temps de collage pour une plaque sur sédiment de la baie de Banyuls

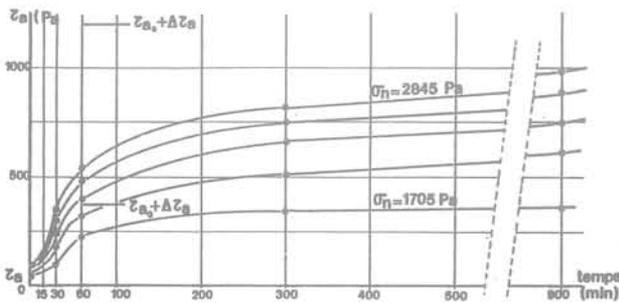


Fig. 2 Loi $\tau_a = f(t)$ pour une plaque de sédiment de la baie de Banyuls

une valeur proche de celle de la cohésion c_u pour la contrainte la plus élevée.

Il est donc possible de préciser la loi $\tau_a = f(t)$ pour ce sédiment. Nous pouvons reconnaître :

- l'existence d'une valeur minima initiale « τ_{a_0} » qui varie en fonction de la contrainte σ_n induite selon une loi du type :

$$\tau_{a_0} = a + \sigma_n \operatorname{tg} \delta;$$

- un temps de collage noté t_0 pour lequel τ_{a_0} garde une valeur constante, t_0 est pratiquement inexistant pour les plus fortes contraintes;
- une rapide progression des valeurs de l'adhérence pour un temps de collage t supérieur à t_0 . Cette progression est d'autant plus rapide que le contact entre le sédiment et la plaque est intense (augmentation de la contrainte σ_n);
- l'existence d'une valeur limite d'adhérence pour un temps de collage préalable d'une dizaine d'heures minimum. Cette valeur limite se rapproche de la valeur de la cohésion c_u mesurée sur le sédiment pour les pressions induites par la plaque (σ_n) les plus élevées.

L'adhérence τ_a , en fonction du temps de collage préalable entre plaque d'acier et sédiment argileux, peut s'exprimer sous la forme générale de l'équation :

$$\tau_a = \tau_{a_0} + \Delta\tau_a [1 - \exp - [(t - t_0)/\lambda]] \text{ pour } t > t_0$$

et

$$\tau_a = \tau_{a_0} \text{ pour } t < t_0$$

τ_a = adhérence entre plaque et sédiment (exprimée en Pa)

τ_{a_0} = adhérence initiale existant pour un temps de collage nul et constante pendant un temps t_0

τ_{a_0} suit une loi de type : $\tau_{a_0} = \sigma_n \operatorname{tg} \delta$

$\Delta\tau_a$ = valeur d'adhérence telle que $\tau_{a_0} + \Delta\tau_a = \tau_a$ (limite de $(\tau_{a_0} + \Delta\tau_a)$ proche de la valeur c_u pour les plus fortes contraintes)

t_0 = temps pendant lequel l'adhérence « τ_a » garde une valeur τ_{a_0} constante (exprimé en minutes)

t = temps de collage entre surface et sédiment avant traction

λ = constante de temps exprimée en minutes.

Les valeurs moyennes de ces différents paramètres calculés à partir des valeurs d'adhérence mesurées avec une plaque en acier brut d'usinage tractée à faible vitesse sur le sédiment de la baie de Banyuls, sont les suivantes :

- pour la plus faible contrainte $\sigma_n = 1717 \text{ Pa}$

$$\tau_a = 50 + 350 [1 - \exp - [(t - 20)/65]]$$

La somme $\tau_{a_0} + \Delta\tau_a = 400 \text{ Pa}$ représente la valeur asymptotique d'adhérence pratiquement atteinte après 1000 minutes (16 h) de collage préalable.

- pour la plus forte contrainte $\sigma_n = 2845 \text{ Pa}$

$$\tau_a = 100 + 900 [1 - \exp - (t - 5)/60]]$$

Les variations τ_a (de 50 à 100 Pa) représentent en fait la variation simple de l'adhérence en fonction de la contrainte déterminée au § 3.2.1 suivant la loi :

$$\tau_{a_0} = a + \sigma_n \operatorname{tg} \delta$$

Les trois facteurs qui varient de manière significative vis-à-vis des influences du temps et de la contrainte sont : $\Delta\tau_a$, t_0 et λ .

- t_0 (temps jusqu'auquel il n'y a pas de variations de l'adhérence en fonction du temps : $\tau_a = \tau_{a_0} = \text{Cte}$) diminue avec les contraintes croissantes : de 20 mn pour $\sigma_n = 1717 \text{ Pa}$ à 5 mn pour $\sigma_n = 2845 \text{ Pa}$;
- $\Delta\tau_a$ (valeur telle que $\tau_{a_0} + \Delta\tau_a = \text{Cte}$ pour un temps très long (une journée) augmente très sensiblement avec la contrainte jusqu'à ce que $\tau_{a_0} + \Delta\tau_a \approx c_u$ pour les plus fortes contraintes, $\Delta\tau_a$ croît de 450 Pa à 900 Pa;
- λ (constante de temps, caractéristique de la rapidité d'augmentation de l'adhérence en fonction du temps pour t supérieur à t_0).

Afin de confirmer cette loi $\tau_a = f(t)$ sur d'autres types d'argiles et de reconnaître ainsi les variations qui peuvent affecter les principaux paramètres de cette loi, nous avons repris ces essais sur trois autres sédiments reconstitués, aussi différents que possible les uns des autres. Chaque série a été réalisée dans des conditions d'expérimentation strictement semblables (plaque, vitesse, contraintes et temps de collage).

Les sédiments utilisés respectivement pour chacune de ces séries sont :

- de la vase de l'étang de Salses-Leucate,
- une argile pure (kaolinite),
- un mélange vase de la baie de Banyuls et 25 % de bentonite.

Leurs caractéristiques physiques au moment des essais sont précisées en Annexe n° 1.

Meyerhof [9] évalue ce rapport α entre 0,1 et 0,3 pour des plaques en acier poli en contact avec des argiles dans le cas d'une modélisation en laboratoire des forces nécessaires à l'extraction de systèmes d'ancrage enfouis dans un sédiment.

Witney (1968) [17] donne une valeur moyenne de α de 11 % dans le cas du contact verre/argile (cohésion de l'argile = 16,6 g/cm²).

Erchul et Smith (1969) [5] ont estimé la valeur de l'adhérence à 25 % de la cohésion.

Plus récemment, toujours en étudiant la résistance à l'extraction de systèmes d'ancrage enfouis dans des sédiments marins, Wang-Demars et Nacci (1977) [16] chiffrent le rapport adhérence/cohésion de 67 % à 75 %.

Il ressort donc nettement de ces études que l'adhérence d'un sédiment sur une surface quelconque est fonction de la cohésion. Cette notion ne peut se développer dans le cas de sables où le frottement intervient seul.

De la même manière Chari, Guha et Mutukrishnaian (1979) [4] ont montré que l'adhérence était également fonction de l'état de surface de l'objet considéré et de la cohésion du sédiment sans qu'il y ait dans tous les cas une relation proportionnelle directe.

Notons que, pour ces essais en laboratoire, les plus grandes cohésions sont atteintes après un temps de repos de l'argile d'environ 72 h, donc un temps de collage équivalent pour les objets testés. Les valeurs d'adhérence les plus faibles sont mesurées à un temps de collage plaque-sédiment de l'ordre de deux heures. Cela laisse supposer que le temps de contact influence aussi l'évolution des valeurs d'adhérence mesurées.

Vesic (1971) [15] énonce l'hypothèse que l'adhérence peut être égale à la cohésion au-delà d'une période allant de quelques jours à plusieurs mois.

En fait, tout sédiment cohérent se compose de particules argileuses dont l'« activité » développe un processus d'adhérence au contact avec une surface quelle qu'en soit la nature. Ce processus physico-chimique se développe avec le temps. L'accroissement de l'adhérence serait lié au phénomène de régénération de la cohésion détruite ou modifiée par le contact objet-sédiment.

3 Analyse expérimentale

Les mesures en nature ont l'avantage de dépendre de la résultante de tous les facteurs susceptibles d'intervenir localement. Elles sont donc utilisables dans des calculs de modélisation d'engins en contact avec des fonds marins. Cependant, les aléas des manipulations et des conditions atmosphériques en mer rendent ces essais complexes et longs. Ils limitent de ce fait le nombre et le choix des sites. Il nous a paru plus logique d'aborder la présente étude par des essais en laboratoire sur des sédiments reconstitués. Des expériences, effectuées in situ, ont ensuite permis de vérifier les conclusions des données acquises en laboratoire.

3.1 Essais en laboratoire

L'étude expérimentale a été menée à l'aide de plaques d'acier posées sur quatre types d'argiles de nature minéralogique aussi différentes que possible. Cependant, l'état physique de ces sédiments reconstitués (mesuré au moment des essais, cf. Annexe 1) est relativement proche de celui d'une argile marine en place : faible cohésion, faible consolidation.

L'état de surface retenu pour la plaque testée est celui d'un acier brut d'usinage rouillé.

Il correspond à l'éventualité la plus pessimiste en ce qui concerne le matériau qui pourrait constituer les vis destinées à la propulsion des engins de ramassage de nodules polymétalliques.

L'adhérence entre la surface métallique et le sédiment, fonction de la contrainte imposée par la plaque, dépend pro-parté du temps de collage.

L'évolution des adhérences mesurées en fonction du temps de collage préalable suit une loi identique à celle proposée précédemment pour chacun des sédiments testés.

L'ensemble des résultats obtenus à partir de ces essais de laboratoire est résumé dans le tableau n° 1. Les valeurs caractérisant la fonction $\tau_a = f(t)$ (tabl. 1) sont extraites d'un nombre important de mesures d'effort de traction. Chacune d'entre elles est obtenue en moyennant les résultats provenant d'une dizaine d'essais. Les valeurs des différents paramètres de la loi $\tau_a = f(t)$ sont ainsi comparées, pour deux contraintes $\sigma_n = 1717$ Pa et $\sigma_n = 2845$ Pa, entre les quatre sédiments testés. Les paramètres géotechniques retenus pour caractériser chacun de ces quatre sédiments sont la cohésion c_u mesurée au Fall Cône Test, la teneur en eau et l'indice de liquidité I_L .

Ces valeurs précisent le comportement spécifique de l'adhérence en fonction du temps pour chacune des argiles vis-à-vis de la plaque :

— sédiment de Salses-Leucate

- de la valeur des différents paramètres nous constatons que l'évolution de l'adhérence de ce sédiment est assez semblable à celle du sédiment de la baie de Banyuls;

- pour la plus forte contrainte σ_n testée, la somme de $\tau_{a0} + \Delta\tau_a = 1000$ Pa au bout d'une vingtaine d'heures de collage est pratiquement égale à la cohésion c_u .

— kaolinite pure

- les valeurs d'adhérence mesurées, même à forte contrainte et long temps de collage, sont proportionnellement faibles par rapport aux valeurs moyennes de

Tableau n° 1
Comparaison entre les paramètres de la loi $\tau_a = f(t)$
pour quatre argiles testées en laboratoire

Sédiment testé	Wl	c_u (Pa)	I_p	I_L	$\sigma_n = 1717$ Pa						$\sigma_n = 2845$ Pa					
					τ_{a0} (Pa)	$\Delta\tau_a$ (Pa)	t_0 (min)	λ (min)	$\alpha = \frac{\tau_{a0}}{c_u}$	$\alpha' = \frac{\tau_{a0} + \Delta\tau_a}{c_u}$	τ_{a0} (Pa)	$\Delta\tau_a$ (Pa)	t_0 (min)	λ (min)	$\alpha = \frac{\tau_{a0}}{c_u}$	$\alpha' = \frac{\tau_{a0} + \Delta\tau_a}{c_u}$
Baie de Banyuls	48,4	1200	8,7	2,3	50	350	20	65	0,04	0,42	100	900	5	100	0,06	0,83
Étang de Salses-Leucate	77,5	1000	13	3,1	60	300	15	~62	0,04	0,34	100	820	10	~60	0,18	1
Kaolinite	42	5000	19	0,8	100	250	~0	~75	0,02	0,07	250	550	~0	~35	0,05	0,16
Mélange 75 % Banyuls 25 % bentonite	68	700	8,9	4,4	50	450	30	~173	0,07	0,71	100	900	25	~100	0,14	> 1 (1,43)

cohésion apparentes de ce sédiment;

- il n'y a pratiquement pas de temps de collage t_0 pendant lequel l'adhérence τ_a garde une valeur minima constante;

- si l'évolution de cette adhérence en fonction du temps peut encore s'assimiler à une loi de la forme $\tau_a = \tau_{a_0} + \Delta\tau_a(1 - \exp - t/\lambda)$ (Nb : $t_0 \sim 0$) il y a augmentation relativement faible de τ_a par rapport à τ_{a_0} :

- pour $\sigma_n = 1717$ Pa : $\tau_a \text{ maxi} = 3,5 \tau_{a_0}$
- pour $\sigma_n = 2845$ Pa : $\tau_a \text{ maxi} = 3,2 \tau_{a_0}$

Ces résultats signifient que l'augmentation de τ_a en fonction du temps se fait dans les mêmes proportions, quelle que soit la contrainte induite par la plaque sur le sédiment.

De par sa structure ionique, la kaolinite est un minéral peu actif d'un point de vue électrique. De plus, en raison de la taille relativement importante des particules qui le constituent, le sédiment est peu susceptible de modifications dans sa structure lorsqu'il est soumis à des sollicitations physiques externes. Il présente une faible sensibilité à l'eau.

L'ensemble de ces facteurs permet d'expliquer et de confirmer à la fois :

- les faibles valeurs du rapport adhérence/cohésion,
- la faible influence du temps sur cette adhérence dans le cas du collage entre une plaque métallique et la kaolinite pure.

— Mélange : 75 % vase de la baie de Banyuls
25 % bentonite

- après un temps de collage initial t_0 compris entre 25 min et 30 min pour lequel les valeurs d'adhérence varient dans de très faibles proportions, le mélange testé montre une assez forte sensibilité de l'adhérence vis-à-vis du temps :

- les valeurs de τ_{a_0} pour les deux contraintes étudiées sont identiques à celles mesurées pour les essais sur des sédiments de Banyuls seuls. Cependant, compte tenu de la cohésion $c_u \sim 700$ Pa, cette adhérence est relativement plus importante. Pour ce mélange, la valeur de α définie comme le rapport τ_{a_0}/c_u varie de 0,07 à 0,14. Ce rapport variait de 0,04 à 0,18 dans le cas du sédiment de la baie de Banyuls;

- les plus longs temps de collage utilisés (900 min) permettent un accroissement encore notable de τ_a bien que dans le cas de la plus forte contrainte ($\sigma_n = 2845$ Pa) la valeur de τ_a (à $t = 900$ min) soit proche de la cohésion c_u mesurée au F.C.T. sur ce sédiment.

Il est évident que la nature minéralogique de l'argile testée est une des raisons majeures pouvant expliquer les variations de comportement au collage d'une plaque sur un sédiment en fonction du temps.

Les différences de sensibilité d'une argile à l'adhérence vis-à-vis du temps de collage préalable sont illustrées par l'étude comparée, pour chaque sédiment, du rapport $\alpha = \tau_{a_0}/c_u$ ou $\alpha' = (\tau_{a_0} + \Delta\tau_a)/c_u$ aux deux contraintes σ_n extrêmes utilisées. Les deux temps retenus sont $t = 0$ et $t > 24$ h (fig. 3). Cette étude montre que :

- l'adhérence est, par rapport à la cohésion, plus faible et moins sensible dans le cas de la kaolinite;
- l'adhérence est nettement plus importante et plus susceptible de varier dans le cas des deux sédiments d'origine marine;
- la bentonite accroît de manière sensible l'importance de τ_a . Dans ce cas, plus que dans tout autre, la conjugaison des deux facteurs (forte contrainte-long temps de collage) a pour effet d'accroître le phénomène.

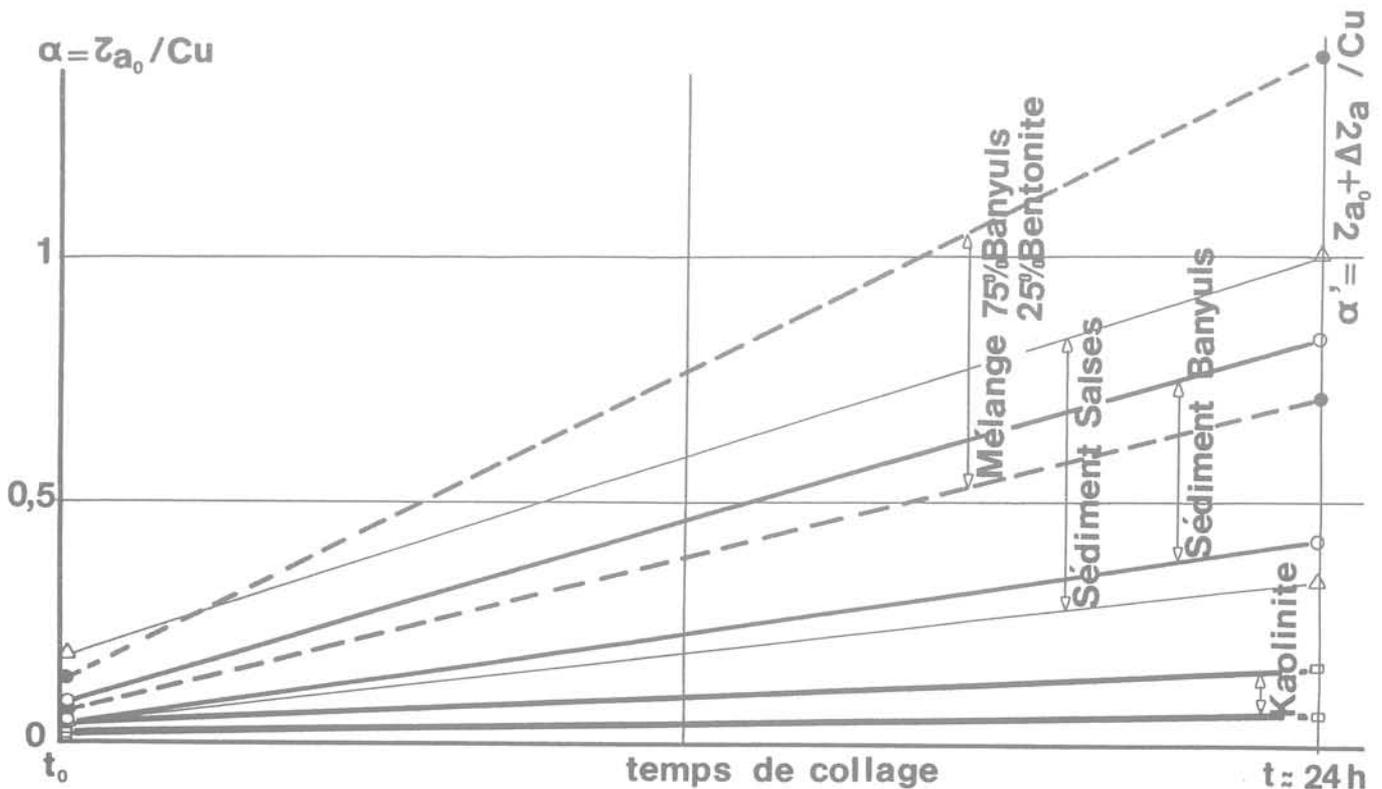


Fig. 3 Rapports α et α' en fonction du temps pour une plaque sur quatre sédiments argileux

On notera également, sans tenir compte de la minéralogie, que les remarques précédentes peuvent être formulées de manière identique si l'on se réfère uniquement à l'état physique du sédiment.

En effet, la kaolinite est l'argile qui présentait la plus faible teneur en eau ($W\% \sim 42\%$) et le plus faible indice de liquidité ($I_L = 0,78$).

A l'inverse, le mélange 75 % sédiment de la baie de Banyuls - 25 % bentonite possède une teneur en eau $W\%$ de 68 % et un indice de liquidité I_L de 3,4.

3.2 Essais in situ

Une étude de l'adhérence τ_a sur fonds marins a été entreprise à l'aide de plaques métalliques enfoncées dans le sédiment par gravité puis retirées après différents temps de contact.

Le principe de ces manipulations et la description du dispositif expérimental utilisé sont présentés dans l'Annexe 2.

Les résultats de cette campagne d'essais permettent de confirmer la modélisation mathématique sur l'évolution de τ_a en fonction du temps proposé à partir des essais en laboratoire. Ils permettent également de préciser les différences constatées pour un sédiment de même origine entre essais in vitro et essais en nature.

Deux sites marins ont été retenus pour ces manipulations :

- un sédiment peu profond (-4 mètres) dans l'étang de Salses-Leucate (Pyrénées-Orientales) au point noté ES 5;
- un fond argileux (-30 mètres) dans la baie de Banyuls (Pyrénées-Orientales) aux points notés B 15 et B 21.

Les caractéristiques sédimentologiques et géotechniques de ces deux formations ont été déterminées après prélèvement d'échantillons (cf. Annexe 2).

Pour chaque essai on détermine les paramètres suivants :

- une adhérence initiale τ_{a_0} correspondant à la force de collage unitaire due au sédiment. Elle est définie comme la force s'opposant à l'enfoncement de la plaque au bout de quelques instants après la mise en place;
- une adhérence τ_a mesurée après un temps de collage préalable t . Elle est définie comme la force de collage unitaire s'opposant à l'arrachage de la partie de la plaque enfouie dans le sédiment.

L'évolution de l'adhérence τ_a en fonction du temps pour les essais effectués à l'étang de Salses-Leucate (point ES 5) est fournie sur la figure 4.

Malgré une différence parfois sensible quant aux valeurs de τ_a trouvées pour chacune des quatre surfaces de plaques — différences qui peuvent être imputées aux difficultés de manipulations inhérentes aux essais en mer et aux erreurs qu'elles entraînent —, l'ensemble des valeurs d'adhérence en fonction du temps de collage montre une évolution caractéristique tout à fait comparable aux lois déterminées en laboratoire sur différentes argiles.

Les données acquises concernent des plaques de surfaces comprises entre 0,25 et 2 m². Elles confirment l'indépendance totale de τ_a en fonction de la surface de contact.

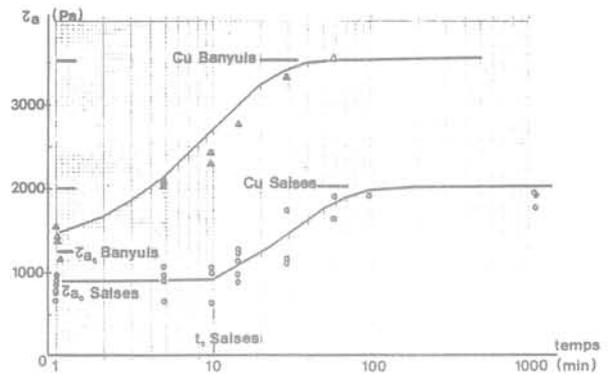


Fig. 4 Loi $\tau_a = f(t)$ pour essais in situ sur sédiments de l'étang de Salses-Leucate et de la baie de Banyuls

Rappelons que cette loi $\tau_a = f(t)$ s'exprime comme suit :

$$\tau_a = \tau_{a_0} + \Delta\tau_a(1 - \exp[-(t - t_0)/\lambda]) \text{ pour } t > t_0$$

et

$$\tau_a = \tau_{a_0} \text{ pour } t < t_0$$

C'est finalement la valeur de chacun des paramètres τ_{a_0} , $\Delta\tau_a$, t_0 et λ qui caractérise le collage d'un sédiment donné sur un type de surface donné.

Les valeurs expérimentales moyennes de ces différents paramètres concernant les essais réalisés sur la vase de l'étang de Salses-Leucate peuvent être déterminées comme suit :

- l'adhérence à Salses de collage nul $\tau_{a_0} = 900$ Pa (soit 0,45 c_u)
- le temps minimum t_0 avant augmentation de l'adhérence : $t_0 = 10$ min
- la constante de temps λ : elle est évaluée à 30 min.

A la différence des essais en laboratoire, la valeur de la somme ($\tau_{a_0} = \Delta\tau_a$) est pratiquement égale à la cohésion moyenne c_u du sédiment.

L'accroissement de l'adhérence $\tau_a = f(\text{temps})$ dans le cas du sédiment de l'étang de Salses-Leucate s'écrit sous la forme :

$$\tau_a = 900 + 1\,100[1 - \exp - (t - 10)/30]$$

Les variations de $\tau_a = f(t)$ pour les sédiments de la baie de Banyuls sont similaires à celles obtenues sur le site de Salses-Leucate (fig. 4). Cependant la comparaison entre ces deux études montre que :

- les valeurs mesurées, et en particulier celles de τ_a , sont nettement plus importantes : τ_{a_0} (adhérence à temps de collage nul) = 1 250 Pa. La cohésion moyenne c_u sur les sédiments provenant de ce site est plus élevée que pour les argiles de l'étang de Salses : $c_u = 3\,500$ Pa. Cependant $\tau_{a_0} = 0,35 c_u$;
- l'adhérence augmente dès les premières minutes de collage : valeur très faible de t_0 (< 1 min);
- la constante de temps λ est évaluée à 10 minutes.

Ainsi la modélisation des variations de l'adhérence τ_a en fonction du temps dans les conditions d'expérience en baie de Banyuls s'écrit :

$$\tau_a = 1\,250 + 2\,250[1 - \exp - (t/10)]$$

Le tableau n° II permet de résumer la comparaison entre les valeurs des paramètres déterminés pour chacun des deux sites et pour plusieurs stations expérimentales en précisant leurs principales caractéristiques géotechniques.

Les variations de τ_{a_0} correspondent aux accroissements de la cohésion du sédiment et corrélativement

aux différences de teneurs en eaux. La constante de temps λ qui traduit la rapidité d'augmentation de τ_a montre que l'influence de t est nettement plus importante dans le cas des sédiments de la baie de Banyuls.

3.3 Comparaison entre les essais en laboratoire et les essais in situ

La différence essentielle existant entre les essais en laboratoire et les essais en nature réside dans le fait que les sédiments utilisés dans le premier cas sont totalement remaniés pour une granulométrie donnée. Ils ont perdu une partie de leurs caractéristiques géotechniques propres et présentent des cohésions plus faibles que dans la nature.

Cependant, le modèle proposé d'évolution de l'adhérence d'un sédiment sur une surface métallique en fonction du temps est identique dans les deux cas.

Si l'on considère les paramètres obtenus pour les plus fortes contraintes σ_n pour les essais en laboratoire, le tableau comparatif n° III met en évidence à la fois le rôle des paramètres physiques (cohésion et teneur en eau) et l'influence du remaniement.

La valeur de la somme $\tau_{a_0} + \Delta\tau_a$ (adhérence à long terme sous forte contrainte) est pratiquement égale à la cohésion c_u , mais la valeur du rapport $\alpha = \tau_{a_0}/c_u$ varie nettement suivant qu'il s'agisse d'essais en laboratoire ou d'essais in situ pour tous les essais (fig. 5).

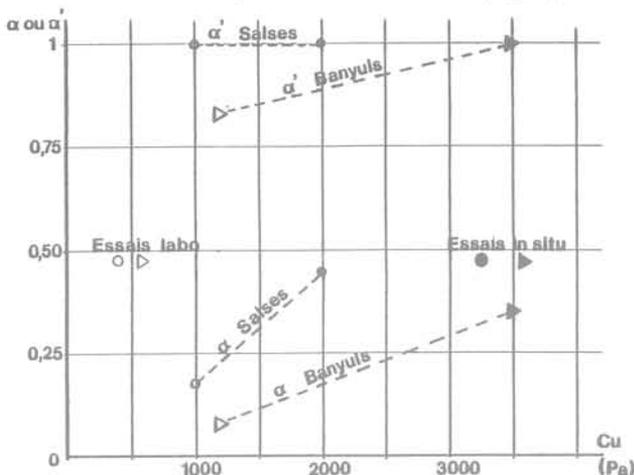


Fig. 5 Comparaison de $\alpha = f(c_u)$ et $\alpha' = f(c_u)$ pour essais en laboratoire et essais in situ

4 Conclusion

Le temps est un facteur important de l'augmentation des forces d'adhérence d'un sédiment argileux au contact d'une surface métallique. Son influence semble prédominante dans les premières heures qui suivent ce contact. L'accroissement de l'adhérence τ_a est surtout sensible au début du collage. τ_a tend par la suite vers une limite proche de la valeur de cohésion c_u du sédiment au-delà d'une période comprise entre 15 et 24 heures. Son influence est concrétisée par une équation de la forme :

$$\tau_a = \tau_{a_0} + \Delta\tau_a [1 - \exp - (t - t_0) \lambda]$$

Le temps n'est qu'un facteur générateur de cette évolution. La nature minéralogique et les caractéristiques géotechniques du sédiment interviennent également pour définir les valeurs de l'adhérence.

La connaissance de l'évolution de $\tau_a = f(t)$, primordiale pour la modélisation de vis d'Archimède destinées à propulser un véhicule sous-marin, intervient dans le calcul de couple mécanique nécessaire au démarrage d'un engin et dans l'évaluation du rendement du système.

Annexes

Annexe n° 1 - Mise en œuvre des essais en laboratoire :

Le principe des manipulations consiste à mesurer la force nécessaire à la traction d'une plaque posée horizontalement à la surface d'un sédiment reconstitué (fig. 6).

La force de traction est mesurée à partir d'un capteur de force et enregistrée avec une précision de $\pm 2\%$.

Les plaques utilisées pour ces essais sont construites en tôle d'acier et permettent de choisir différents états de surface.

La section d'appui de ces plaques sur le sédiment est de :

$$0,193 \text{ m} \times 0,093 \text{ m} \text{ soit une surface de } 0,018 \text{ m}^2.$$

La plaque posée sur de l'argile est tractée horizontalement par un système de tige-guide qui lui laisse un degré de liberté vertical lors de la transmission du mouvement.

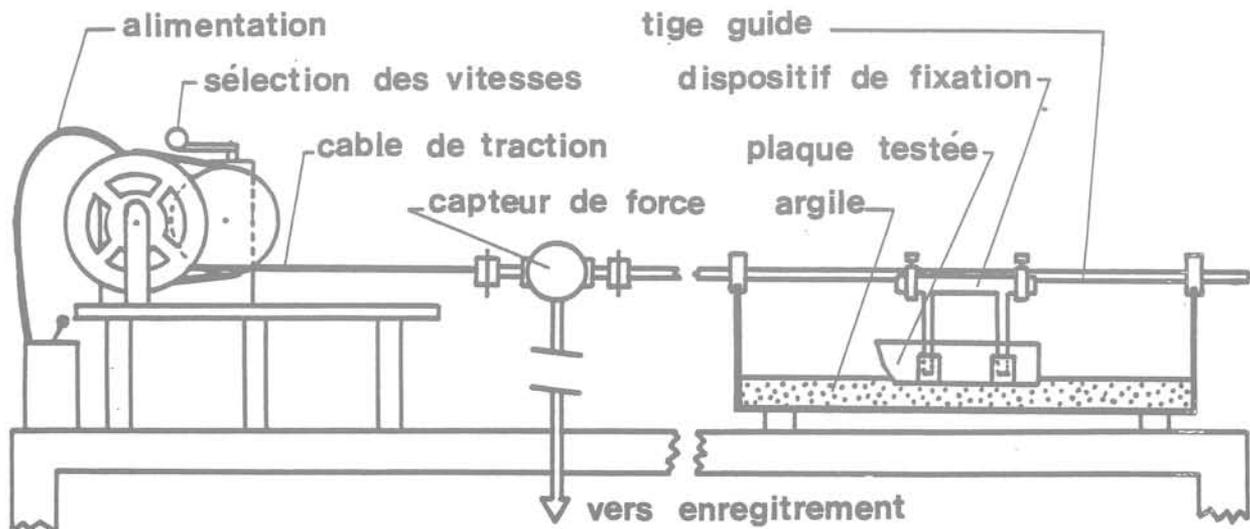


Fig. 6 Dispositif expérimental en laboratoire

Le moteur de l'appareillage d'une boîte à cisaillement impose la vitesse de traction :

$$v \text{ traction} = 1,21192 \cdot 10^{-3} \text{ m/mn.}$$

Les sédiments utilisés sont contenus dans des bacs de 0,70 m de long, 0,25 m de large et 0,15 m de profondeur.

Les argiles préalablement malaxées dans l'eau sont réparties dans les bacs. Il est alors nécessaire de respecter un temps de repos des sédiments de plusieurs jours pour obtenir une compaction et une cohésion compatibles avec les charges utilisées sans qu'il y ait un enfoncement notable des plaques.

Caractéristiques des sédiments testés en cours de manipulation

Vase grise de la baie de Banyuls :

Minéralogie : Illite dominante associée à la chlorite.

- Granulométrie : moyennement fin : d_{50} ~ de 20 à 30 μm .
- Teneur en eau : W % de 120 % (surface) à 50 % (-1 cm).
- Densité humide apparente γ_h = de 1,42 (surface) à 1,71 (-1 cm).
- Cohésion c_u (FALL CONE) : de 500 Pa (surface) à 1200 Pa (-1 cm).
- Limite de liquidité W_L = 37,5.
- Limite de plasticité W_P = 28,6.
- Indice de plasticité I_P = 8,7.

Mélange : 75 % vase grise de la baie de Banyuls - 25 % bentonite (% en poids sec)

- Teneur en eau W % : de 130 % (surface) à 68 % (-1 cm).
- Densité humide apparente γ_h = de 1,40 (surface) à 1,60 (-1 cm).
- Cohésion c_u (FALL CONE) : 300 Pa (surface) à 700 Pa (-1 cm).
- Limite de liquidité W_L = 37,7.
- Limite de plasticité W_P = 28,8.
- Indice de plasticité I_P = 8,9.

Kaolinite :

- Teneur en eau W % : de 106 % (surface) à 42 % (-1 cm).
- Granulométrie : 0,7 % de refus à 40 μm .
- Densité humide apparente γ_h = de 1,43 (surface) à 1,75 (-1 cm).
- Cohésion c_u (FALL CONE) : de 5000 Pa (surface) à 6000 Pa (-1 cm).
- Limite de liquidité W_L = 46.
- Limite de plasticité W_P = 27.
- Indice de plasticité I_P = 19.

Vase de l'étang de Salses-Leucate

- Minéralogie : Illite prédominante avec kaolinite.
- Granulométrie : d_{50} ~ 30 μm .
- Teneur en eau W % : 61 % à 77 %.
- Densité humide apparente γ_h : 1,57 à 1,62.
- Cohésion c_u (FALL CONE) : 1000 Pa.
- Limite de liquidité W_L = 50.
- Limite de plasticité W_P = 37.
- Indice de plasticité I_P = 13.

Annexe n° 2 - Mise en œuvre des essais in situ

Le principe de ces manipulations consiste à mesurer les efforts nécessaires à l'enfoncement et à l'arrachement de plaques en tôle de très faible épaisseur dans les vases marines (fig. 7).

Une structure de protection sur le fond marin permet de guider verticalement les plaques et de les garantir des mouvements hydrodynamiques en cours de manipulation.

Les plaques utilisées en tôle mince de 0,003 m d'épaisseur, ont quatre sections différentes :

- hauteur : 1,10 m ; longueur : 0,40 m
- hauteur : 1,00 m ; largeur : 0,60 m
- hauteur : 1,00 m ; largeur : 0,80 m
- hauteur : 1,00 m ; largeur : 1,00 m

Une plaque posée verticalement sur le fond marin s'enfonce rapidement sous l'effet de son propre poids jusqu'à stabilisation.

La résistance à l'enfoncement est pratiquement due aux seuls frottements exercés par le sédiment sur les surfaces en contact de la plaque : en effet, compte tenu des caractéristiques du sédiment (faible cohésion) de la très faible épaisseur de la tôle, la résistance par effet de pointe sous la plaque peut raisonnablement être négligée.

Nous déduisons ainsi une valeur initiale de frottement unitaire immédiatement après enfoncement.

La force de collage « G » à l'arrachement au bout d'un temps « t » s'exprime ainsi

$$G = F_T - P \quad \text{où}$$

P est le poids déjaugé de la plaque et

F_T la force de traction mesurée au dynamomètre.

L'adhérence est la force T_F par unité de surface exercée sur les deux faces de la plaque.

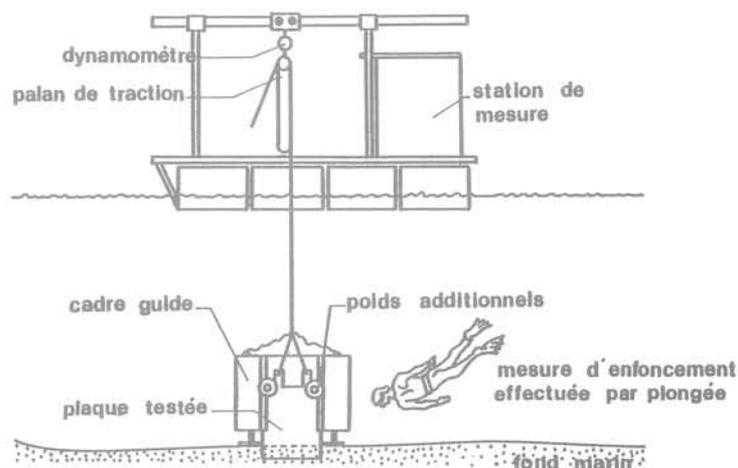


Fig. 7 Dispositif expérimental in situ

Caractéristiques des sédiments marins

Vase de l'étang de Salses-Leucate / Station de mesure ES-5

- Minéralogie : Illite dominante avec kaolinite.
- Granulométrie : sédiment fin moyennement classé médiane d_{50} = de 4 à 60 μm ,
- Sorting index S_0 = 3,3 à 10,

Teneur en eau W % : 80 %.

Cohésion (FALL CONE TEST) $c_u = 2000$ Pa.

Indice de compression $C_c = 0,37$.

Vase de la baie de Banyuls

Minéralogie : Illite dominante associée à la chlorite.

Granulométrie : médiane $d_{50} =$ de 20 à 30 μm .

Sorting index $S_o = 1,3$ à 4
(avec nombreux débris coquilliers)

Teneur en eau W % : station B15 W % = 37 %, station B21 W % = 39 %.

Cohésion (FALL CONE TEST) : station B15 $c_u = 34000$ Pa; station B21 $c_u = 3000$ Pa.

Indice de compression C_c : station B15 $C_c = 0,33$; station B21 $C_c = 0,17$.

Bibliographie

- [1] J.-Y. Boisson (1981). *Étude de l'adhérence de sédiments argileux à des surfaces métalliques*. Thèse présentée à l'Université de Toulouse, soutenue le 7 février 1981 pour obtenir le grade de Docteur de 3^e cycle.
- [2] A. Caquot et J. Kerisel (1966). *Traité de mécanique des sols*. Gauthiers Villars, Paris.
- [3] J. Costet et G. Sanglerat (1975). *Cours pratique de mécanique des sols*. Dunod, Paris, tomes 1 et 2.
- [4] T.R. Chari, S.N. Guha, K. Muthukrishnaiah (1978). *Adhesive resistance of under consolidated sediments*. Faculty of Engineering and Applied Science, Memorial University of Newfoundland, St John's Canada.
- [5] R.A. Erchul et R.J. Smith (1969). *Lubricant and polymer reduction of sediment adhesion*, décembre 1969. Proceeding ASCE Conference, Civil Engineering in the Oceans II, pages 621-640.
- [6] J.I. Fuller (1975). *Behavior of Mechanical elements in submerged clays of low shear strength*. Kennecott Exploration Inc. Paper Number OTC 2242.
- [7] J. Lee Mona (1973). *Breakout of partially embedded objects from cohesive sea floor soils*. Offshore Technology Conference. Paper Number OTC 1904.
- [8] G.G. Meyerhof (1961). *Some problems in the desing of rigid retaining walls*. Proceedings, 15th Canadian. Soils mechanics, Conference Ottawa, p. 59-79.
- [9] G.G. Meyerhof and J.I. Adams (1968). *The ultimate uplift capacity of foundations*. Canadian geotechnical Journal, vol. V, n° 4, nov., pp. 225-244.
- [10] Dirk Neuhaus (1973). *Étude expérimentale d'un modèle de pieu dans un sol cohérent*. Thèse 3^e cycle, Université de Grenoble.
- [11] J.G. Potyondy (1961). *Skin friction between cohesive granular soils and construction material*. Géotechnique, Tome II, n° 4, pp. 339-353.
- [12] G. Sanglerat (1977). *Le pénétromètre statique-dynamique et ses diverses applications pratiques*. Conférence.
- [13] J.M. Tomlinson (1957). *The adhesion of piles in clay soils*. Proceedings 4th Int. Conf Soil Mechanic 2, pp. 66-71, London.
- [14] J.M. Tomlinson (1969). *Fondation design and construction*. 2^e édition, 765 pages, I. Pitman and Son Ltd London.
- [15] S.A. (1971). *Breakout resistance of objects embedded in ocean bottom*. Journal of Soil mechanics and foundations division. Proceeding of the American Society of Civil Engineers. Septembre 1971, pp. 1183-1205.
- [16] M.C. Wang, K.R. Demars, V.A. Nacci (1977). *Breakout capacity of model suction anchors in soil*. Canadian geotechnic journal n° 14, pp. 246-257.

clouage des sols : règles de dimensionnement et leur vérification expérimentale^(*)

par

G. Gudehus

Professeur de Mécanique des Sols et Fondations
I. B. F. Universität Karlsruhe

1 Introduction

Par clouage (cloutage) on entend le renforcement du sol in-situ à l'aide de barres raides (Louis, 1981). Le schéma d'exécution typique est montré sur la figure 1. On commence par une excavation d'environ 1 à 1,5 m de profondeur (a). Le sol doit avoir une certaine cohésion, soit-elle seulement capillaire, pour être suffisamment stable lors de cette étape. La nouvelle surface est couverte par un revêtement (b). Cela consiste, dans la plupart des cas, en une coque de béton projeté, renforcée par un réseau d'acier. Une rangée d'armatures est alors montée (c). Normalement des barres en acier sont placées dans des trous forés et scellées avec du ciment. Leur longueur est de 3 à 8 m, le diamètre externe allant de 7,5 à 15 m, et la distance horizontale pouvant varier entre 1 et 2 m.

Une étape suivante plus profonde est exécutée de la même manière. Pendant l'excavation le sol est déjà stabilisé par les armatures supérieures (fig. 1 d). Si la cohésion du sol est trop faible on peut réduire la hauteur du pas. Le revêtement est appliqué comme auparavant (e). Puis, les armatures sont placées, leur longueur croissant normalement avec la profondeur (f). Dans le cas de murs presque verticaux, on peut atteindre une profondeur totale de 15 à 20 m, selon les caractéristiques du sol (voir paragraphe 3.3).

Si la surface du sol a une forme différente, l'arrangement des armatures doit être changé (fig. 2). Dans un terrain en pente faible on peut installer des barres verticales traversant les surfaces de glissement potentielles (a). La capacité portante d'un sol mou peut être augmentée par des armatures inclinées (b). Le

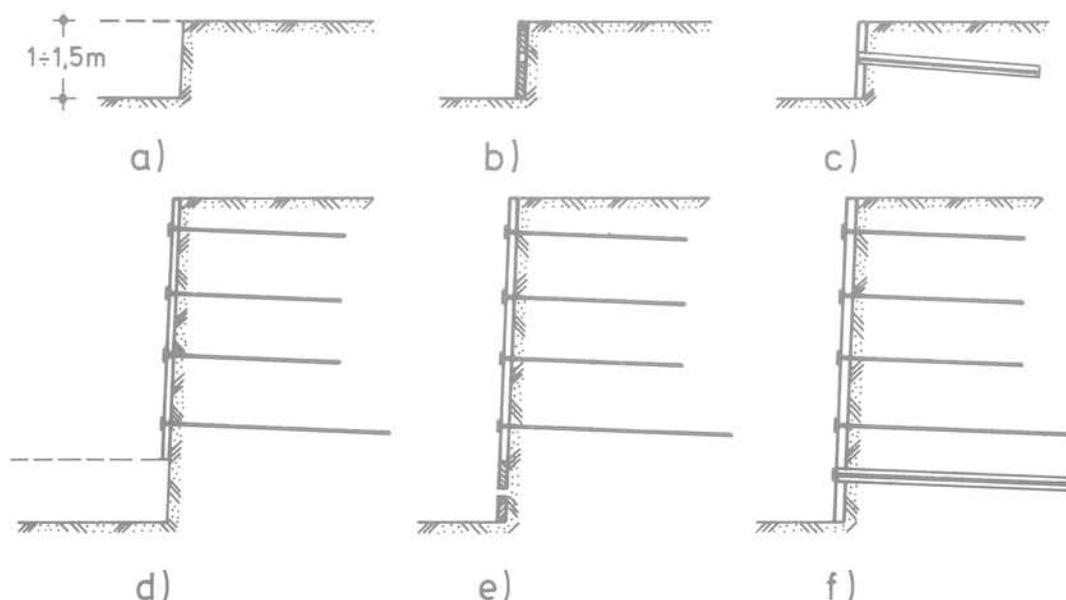


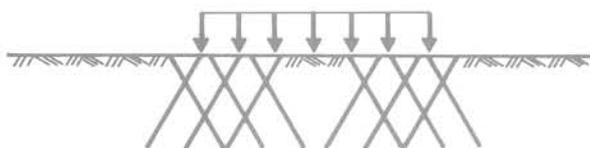
Fig. 1 Phases d'exécution :

a) 1ère excavation – b) 1er revêtement – c) 1er renforcement – d) nième excavation – e) nième revêtement – f) nième renforcement

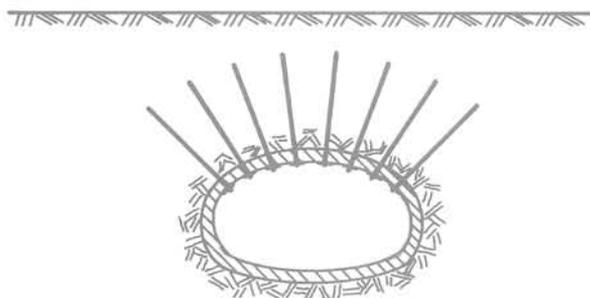
(*) D'après une conférence donnée au Comité Français de Mécanique des sols, Paris, le 18 mai 1981.



a) le long d'un talus



b) dans un sol mou



c) autour d'un tunnel

Fig. 2 Arrangements des armatures

massif de terre autour d'un tunnel peut être stabilisé par des ancrages sans précontrainte (c). Le dernier système est bien connu en relation avec la méthode nouvelle autrichienne.

Un projet de recherche et développement sur le clouage a été effectué durant les années 1975 à 1980 en Allemagne. Pour augmenter et vérifier le savoir technologique, l'entrepreneur K. Bauer (le même que celui qui a développé des techniques d'ancrage dans les sols depuis presque 30 ans) a effectué neuf essais à grande échelle. Le IBF Karlsruhe a développé des règles pour le dimensionnement et les a vérifiées par des mesures in situ aussi bien qu'en laboratoire. Ce projet était partiellement financé par le Ministère Fédéral de la Recherche et de la Technologie (BMFT). Entre-temps la Société Bauer a réalisé plus de vingt projets réels avec le même procédé.

Le présent rapport est principalement consacré aux méthodes de dimensionnement et à leur vérification. Dans le paragraphe 2, on traitera du cas des sols granulaires. Les sols argileux seront l'objet du paragraphe 3. Un projet réel dans un sol mixte sera décrit dans ce contexte. Finalement quelques développements pratiques et théoriques récents seront brièvement traités (paragraphe 4).

2 Sols granulaires

Les buts du dimensionnement sont d'assurer, dans l'ordre d'importance suivant, la stabilité globale et locale, et la petitesse des déformations. On expliquera d'abord les méthodes théoriques développées pour cela à Karlsruhe, et ensuite leur vérification expérimentale. L'exposé suivant se restreindra au système de la figure 1.

2.1 Études théoriques

La **stabilité globale** se perd par le glissement de prismes de terre. Diverses surfaces de glissement sont cinématiquement possibles (fig. 3). Dans le cas d'une surface de Coulomb (plane ou faiblement courbée) on aura un seul prisme, et les armatures inférieures sont arrachées (a). Un cercle de glissement profond peut entourer tous les barres et sortir devant le pied (b). Un prisme de terre peut pousser latéralement un autre prisme sur un plan de glissement moins incliné que la pente du prisme supérieur. Lors d'un tel **mécanisme composé** on aura une troisième surface de glissement séparant deux corps rigides (Gudehus, 1972). Les deux corps peuvent aussi être formés par des surfaces cylindriques (d). Dans le cas d'un tel mécanisme de rotation les trois centres des cercles doivent être sur une droite.

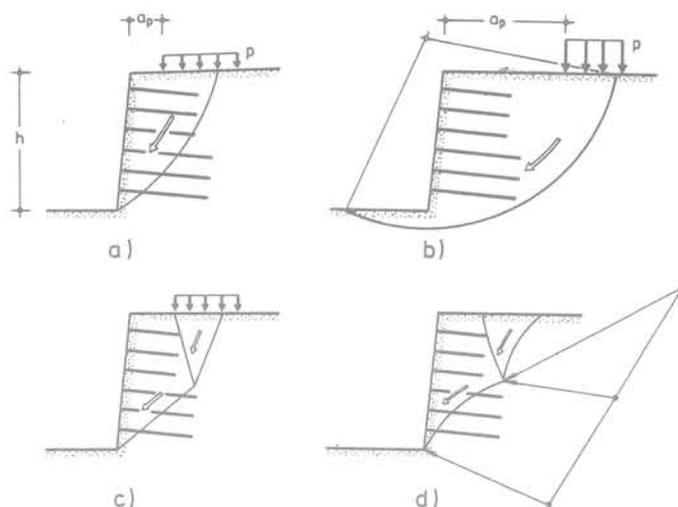


Fig. 3 Mécanismes de ruine d'un massif clouté :

- a) prisme de Coulomb
- b) cercle de glissement profond
- c) translation composée
- d) rotation composée

L'analyse statique suit les principes bien établis de la Mécanique des Sols. Les forces agissantes par unité de longueur sur un prisme de Coulomb sont, à titre d'exemple (fig. 4a) :

W, poids;

P, surcharge résultante;

Q, résultante de la force normale et de la force de frottement associée, inclinée à φ par rapport à la normale;

A, force axiale résultante des parties arrachées des armatures.

La force A est calculée par

$$A = T_m \sum l_{ia} \quad (1)$$

T_m étant la force d'arrachement par unité de longueur d'une armature, et Σl_{ia} la longueur cumulée des sections arrachées (relativement à l'unité de longueur perpendiculairement au plan de représentation). L'équilibre d'état limite peut être atteint par des causes diverses. Par exemple, la surcharge P peut croître sans changement des autres variables (fig. 4 b). Ou bien, la force A peut décroître sans variation de P, ou bien l'angle de frottement peut être réduit. Pour obtenir un seul facteur de sécurité on peut introduire une force fictive T_f agissant le long de la surface de glissement (Goldscheider et Kolymbas, 1980). T_f doit remplacer les diverses causes de ruine (réduction de φ ou T_m , augmentation de P etc.). Le facteur global de sécurité est défini par

$$\eta = \frac{T_R}{T_A} \quad (2)$$

T_R symbolise le travail virtuel des forces résistantes Q et A calculées avec la force fictive T_f (fig. 4 c), tandis que T_A représente le travail des forces motrices W et P. Le déplacement virtuel est un glissement du prisme.

W, P, A et η sont fonctions de la pente θ du prisme. Généralisant le principe de Coulomb, on doit faire varier θ pour obtenir le minimum de η . On peut appeler θ_a la position du minimum; sa valeur est simplement appelée η parce que cet η seul est déterminant pour le dimensionnement.

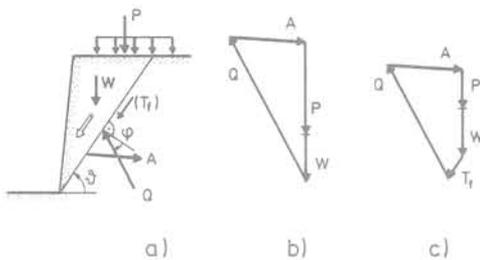


Fig. 4 Analyse statique d'un prisme cloué :
a) système et forces
b) équilibre limite avec surcharge augmentée
c) équilibre limite avec effort tranchant fictif

Le même principe de la sécurité minimale (Gudehus, 1981) s'applique aussi pour les autres mécanismes de la figure 3. On a besoin de plusieurs variables cinématiques pour décrire le mécanisme

- 2 pour le cercle à travers le pied du mur,
- 3 pour le cercle profond,
- 3 pour la translation composée,
- 5 pour la rotation composée.

En introduisant une force fictive T_f , on peut satisfaire les conditions d'équilibre limite. Comme dans le cas de la figure 4, T_f doit remplacer un changement défavorable des paramètres de charge et de résistance. C'est pourquoi le facteur de sécurité η et la position de son minimum dépendent du choix de T_f (voir paragr. 4.2).

Pour un certain ensemble de paramètres (de géométrie, matériaux et charge) on peut déterminer le mécanisme le plus défavorable dans le cadre de la figure 3. Par une série de calculs comparatifs on peut démontrer :

- que le mécanisme de Coulomb n'est déterminant que si la charge est forte (environ $p > \gamma h/2$) et proche du bord (environ $a < h/4$);

- que le cercle profond peut être déterminant dans le cas exceptionnel d'une charge très forte et éloignée du bord;
- que la translation composée est la plus probable (i.e. η est minimal) dans la plupart des cas réels (environ $p < \gamma h/2$, $a > h/4$);
- que la rotation composée donnant le minimum de η est très proche de la translation, de sorte que ce cas ne vaut pas la peine d'une analyse.

La **stabilité locale** ne peut encore être estimée avec la même précision. Dans le cas de conditions extrêmes il est possible que la coque ou les armatures soient déchirées. La distribution des efforts le long des parties de la structure dépend de leur déformation relative par rapport au sol d'une manière très compliquée. De même une prédiction exacte des déplacements est encore impossible.

Cependant, les lois de similitude pour des modèles en sable permettent d'établir une approximation grossière. Pour des contraintes modérées (environ $\sigma < 1$ MPa) le sable est complètement décrit par des caractéristiques sans dimensions (Gudehus, 1980 a). C'est pourquoi on peut transférer toute quantité sans dimension mesurée dans un modèle (Gudehus, 1980 b). Pour le clouage d'un déblai dans l'état en service les quantités suivantes sont importantes (fig. 5) :

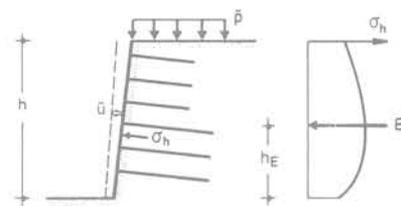


Fig. 5 Quelques quantités déterminantes dans l'état de service

- \bar{u}/h , \bar{u} étant le déplacement moyen du mur. Selon la densité on aura

$$u/h \approx 0,001 \text{ à } 0,003. \quad (3)$$

- K , coefficient de pression des terres, défini par

$$E = \left(\frac{1}{2} \gamma h^2 + \bar{p}h \right) K, \quad (4)$$

E étant la pression de terre et \bar{p} la surcharge moyenne sur le prisme de Coulomb. On aura

$$K = 0,5K_a \text{ à } 0,6 K_a, \quad (5)$$

K_a étant le coefficient de poussée des terres. (On néglige ici la cohésion capillaire.)

- h_E/h , h_E étant la hauteur du point d'application de la résultante E . On aura

$$h_E/h = 0,4 \text{ à } 0,5 \quad (6)$$

selon que la surcharge est faible (environ $\bar{p} < \gamma h/2$) ou non.

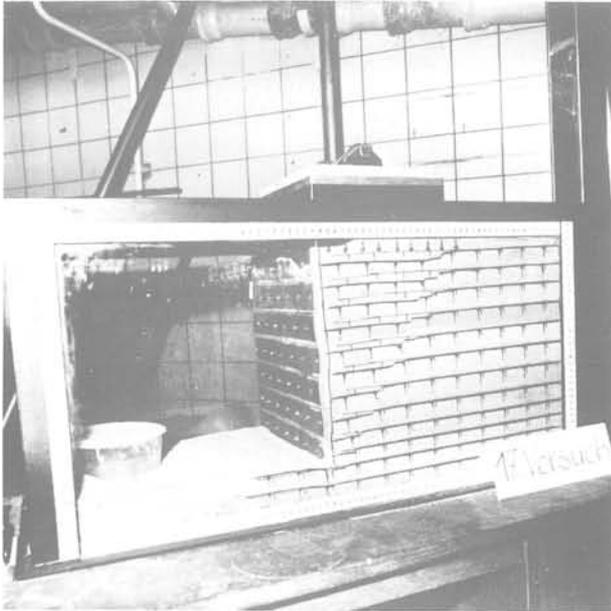
Ces indications suffisent pour estimer les efforts dans la coque et les armatures. On doit les augmenter par des facteurs de sécurité purement empiriques pour le dimensionnement.

2.2 Vérification expérimentale

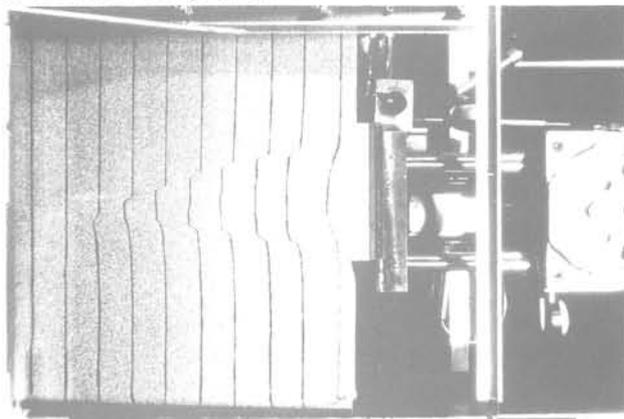
Par plusieurs **essais à échelle réduite** on a vérifié principalement les mécanismes de ruine. On a fait varier l'arrangement des armatures et la position de la surcharge. La force portante T_m par unité de longueur des barres était réduite de sorte que

$$T_m/\gamma h^2 \approx \text{const.} \quad (7)$$

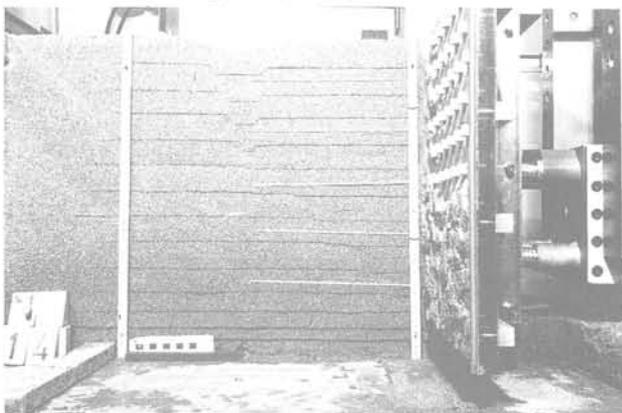
avec la même constante dans le modèle et le prototype. (La dépendance de T_m de la profondeur était faible et négligeable par cette raison). Le sable était mis en place par pluie en chute libre de façon à obtenir diverses densités.



a) avec la surcharge jusqu'au bord



b) avec une surcharge assez éloignée du bord



c) sans surcharge

Fig. 6 Mécanismes de ruine observés à échelle réduite

La figure 6 montre trois mécanismes de ruine fréquemment observés. Avec une surcharge atteignant le bord on obtient le mécanisme de Coulomb (a). Les détails de cet essai sont décrits par Stocker et al. (1979). Dans le cas d'une surcharge plus éloignée du bord on obtient une translation composée (b). Le même mécanisme est aussi provoqué par un déplacement du mur sans surcharge du sol (c). Pour plus de détails voir Gässler (1982).

Quatre **essais à grande échelle** ont été exécutés dans une formation de sable fin de densité moyenne. Le dispositif de deux essais est montré sur la figure 7. Pour obtenir une déformation plane dans une section de 7 m de longueur, deux couches de glissement ont été arrangées jusqu'à une profondeur suffisante. Grâce à ces couches, constituées par 4 cm de bentonite, les déplacements furent en effet limités à l'espace compris entre elles. Les charges ont été appliquées par des poutres et des presses hydrauliques qui s'appuyaient sur des ancrages très profonds. A deux emplacements différents on a augmenté la surcharge jusqu'à l'état limite. Une vue totale de l'essai n° 2 est montrée sur la figure 8.

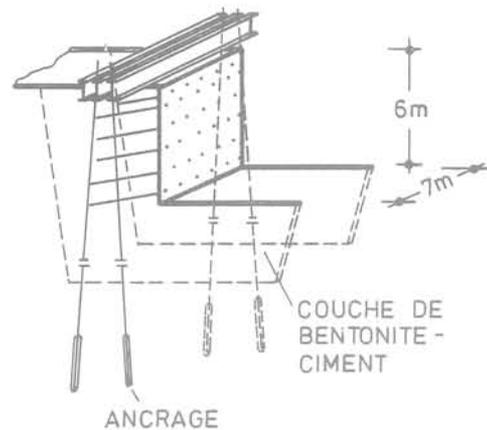


Fig. 7 Dispositif des essais à grande échelle en déformation plane



Fig. 8 Essai à grande échelle dans un sable fin

Les déplacements ont été mesurés à la surface et dans l'intérieur du sol, ces dernières à l'aide d'inclinomètres dans 5 trous forés. Les mécanismes de ruine observés sont montrés sur la figure 9. Lors du premier essai on n'a pu réaliser la ruine qu'après avoir éliminé la rangée inférieure des clous et approfondi l'excavation (a). Ceci est clairement le mécanisme de la figure 3c. Le mécanisme de la figure 3a a été réalisé par une surcharge plus proche au bord (b). Par une déformation continue selon le même mécanisme le sol a atteint l'état critique dans les surfaces de glissement. Les conditions d'équilibre sont satisfaites avec l'angle de frottement résiduel et les forces des armatures selon l'équation 1.

Les efforts axiaux dans les armatures pour le cas de la figure 9b sont montrés sur la figure 10. En gros ils croissent linéairement dans les sections finalement arrachées. La pente moyenne des courbes à droite est égale à la force T_m . La même pente environ a été trouvée lors d'un essai d'arrachement avec un clou isolé (Gässler et Gudehus, 1981). Les efforts axiaux décroissent vers le revêtement.

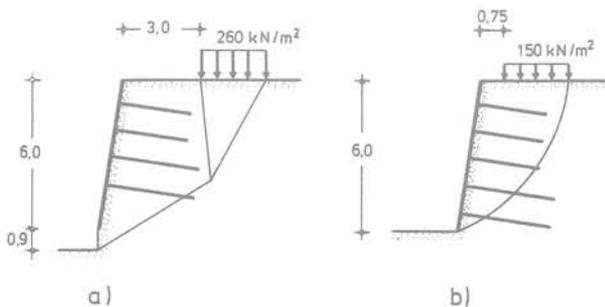


Fig. 9 Mécanismes de ruine observés lors de deux essais à grande échelle

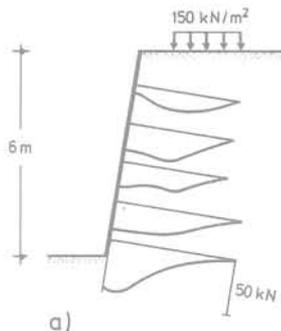


Fig. 10 Efforts axiaux le long des armatures

Les déplacements horizontaux du revêtement lors de l'excavation ont atteint environ $\bar{u} \approx 0,002 h$ en décroissant avec la profondeur. Sous la surcharge maximale ils ont crû jusqu'à $\bar{u} \approx 0,004 h$ avec leur maximum au milieu de la hauteur. D'autres détails sont décrits par Stocker et al. (1979) et Gässler et Gudehus (1981).

La figure 11 donne un exemple des pressions des terres mesurées par des cellules Glötl. La pression résultante coïncida avec celle mesurée en tête des armatures. Après l'excavation la distribution est presque linéaire (a). D'après les équations 4 et 5, on obtient $K \approx 0,5$. Sous la surcharge les pressions croissent particulièrement vers le pied du revêtement (b). La résultante peut être calculée par l'équation 4 avec $K \approx 0,65$.

Le troisième essai à grande échelle a été exécuté avec une surcharge partiellement cyclique. Des sollicitations équivalentes à celles exercées par de lourds camions ont été appliquées par un pulsateur hydraulique. Le sol cloué a montré une adaptation marquée indiquant que les charges cycliques réelles ne mettent pas en danger la structure. Les détails sont décrits par Gässler (1978).

Lors d'un autre essai à grande échelle on a chargé un coin convexe. Dans ce cas tridimensionnel la densité et la longueur des armatures étaient les mêmes que dans les essais « plans » (selon la fig. 7). La figure 12 montre le système après l'application de la charge maximale. Quoique la coque soit fendue, il n'y a pas eu d'effondrement général. Pour les détails voir Stocker et Gässler (1979).

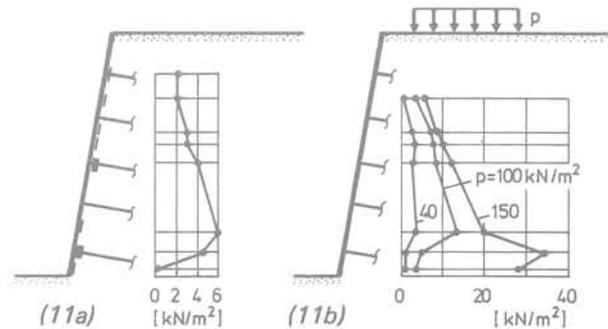


Fig. 11 Pressions des terres mesurées :
a) après l'excavation
b) sous la surcharge

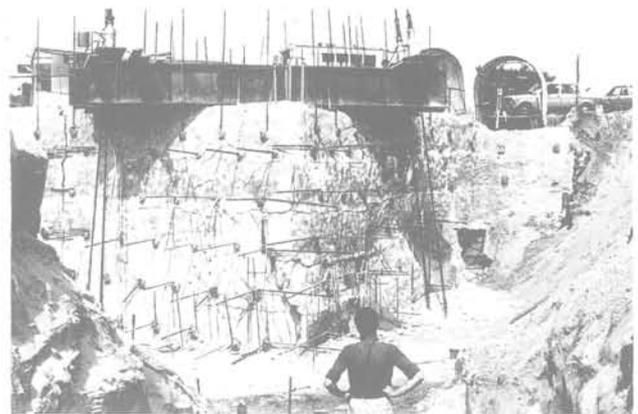


Fig. 12 Coin convexe après chargement jusqu'à l'état limite

3 Sols argileux

Comme c'est l'habitude en mécanique des sols (Gudehus 1981), on peut distinguer trois types de sols argileux, à savoir

- ceux sans préchargement, mous de ce fait (traités dans le paragraphe 3.1);
- ceux préalablement chargés, raides de ce fait (paragraphe 3.2);
- les sols argileux raides avec fissures et cimentation (paragraphe 3.3).

La théorie n'est pas encore aussi bien développée que pour les sols granulaires. C'est pourquoi nous nous concentrerons ici sur les résultats expérimentaux.

3.1 Argiles non surconsolidés

Le but du clouage d'un sol mou est — d'après la fig. 2b — d'augmenter la capacité portante et d'égaliser les tassements inévitables. Un mécanisme possible de ruine est une rotation avec un cercle de glissement profond (fig. 13). Évidemment la sécurité est augmentée par les efforts tranchants (appelés T) des armatures cisailées. Les barres fonctionnant comme des goujons, on peut parler aussi d'un **goujonnage**. L'arrangement du type de la fig. 2b résulte du calcul de ces cercles de glissement qui donnent une sécurité insuffisante sans des forces T. A partir de la théorie d'écoulement autour d'un pieu on peut s'attendre à ce que T croisse avec l'épaisseur de la barre, la cohésion non drainée du sol et la vitesse de déformation (Winter 1980).

On a étudié divers arrangements des armatures par des essais à échelle réduite et des essais de cisaillement. Deux essais à grande échelle ont été exécutés, l'un dans une argile lacustre et l'autre dans une argile organique avec des couches minces de sable fin. Les armatures consistaient en des palplanches légères enfoncées par pression et ébranlements (fig. 14). Des remblais de 5 m ou de 3 m de hauteur avaient été disposés sur les zones armées, et sur le sol voisin non armé. On a observé des tassements réduits et plus uniformes grâce aux armatures (Gudehus 1979). Ce clouage est assez coûteux.

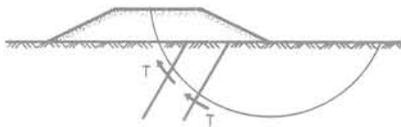


Fig. 13 Goujonnage d'un cercle de glissement profond



Fig. 14 Chantier d'essai avec armatures enfoncées à travers une couche superficielle

3.2 Argiles surconsolidés

On a attendu de nouveau les mécanismes de ruine de la figure 3 lors du clouage des sols argileux. Bien entendu, la cohésion doit apparaître dans le calcul de stabilité. A la différence du sable, la viscosité du sol peut être importante. De plus, des efforts tranchants dans les armatures (cf. fig. 13) peuvent jouer un rôle. Par manque d'une théorie consistante, tous les effets ont été étudiés par des expériences.

On a exécuté trois essais à grande échelle. Il fut assez difficile de trouver des couches uniformes suffisamment épaisses; lors de l'un des trois essais seulement ce fut exactement le cas. Le dispositif était à nouveau celui de la figure 7, la surcharge d'un essai s'étendant jusqu'au bord du revêtement. La figure 15 donne une impression globale; on voit aussi que les déblais latéraux non renforcés ne sont pas stables. Pendant l'exécution on a eu quelques problèmes, ce qui n'est pas surprenant, avec la pluie et le froid. Pour étudier le fluage du sol, la surcharge fut maintenue constante dans diverses périodes de temps.

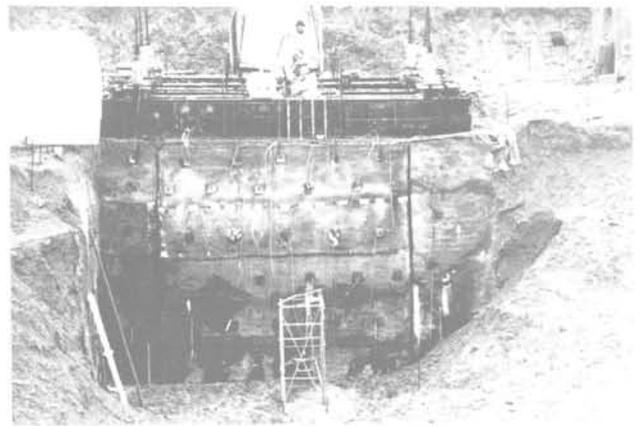


Fig. 15 Vue totale d'un essai à grande échelle dans une argile

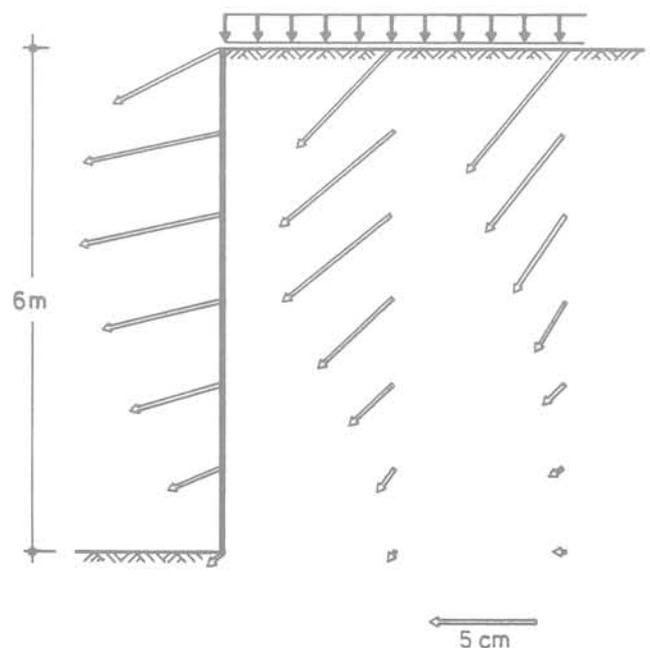


Fig. 16 Déplacements mesurés dans un massif argileux renforcé en état de service

La figure 16 montre un champ de déplacement mesuré dans un état sûr (Schwarz 1980). La déformation moyenne est plus forte que celle du sable et se produit à volume constant. De telles conditions « non drainées » furent maintenues pendant tout l'essai. Les déformations croissent sous charges constantes au cours du temps comme le montre la figure 17. L'abaque de fluage est linéaire dans un diagramme bi-logarithmique, sa pente provenant seulement des caractéristiques du sol.

Dans le cas d'une surcharge jusqu'au bord, l'état limite est celui de Coulomb. On peut calculer les forces agissant sur le prisme glissant (fig. 18), à savoir : poids W , surcharge résultante P , force de cohésion C (calculée avec la cohésion non drainée), force A selon l'équation 1. Ces forces sont en équilibre avec la force normale à la surface de glissement N , si l'on ajoute une petite force tranchante T (fig. 18b). La dernière force doit être portée par les armatures. Sans doute, l'effet de goujonage est faible ici et peut être négligé pour le dimensionnement.

Les distributions des efforts axiaux mesurées le long des armatures étaient analogues à celles de la figure 10, la pente maximale cependant étant plus faible que pour le sable. Les pressions des terres avaient une distribution analogue à celles de la figure 11. Le rôle de la cohésion pour ces dernières n'a pas encore pu être clarifié.

3.3 Argiles fissurées

Quelques projets de clouage ont été réalisés par la Société Bauer dans des sols argileux avec des fissures. A titre d'exemple un cas est traité ici brièvement. Le sol était une marne rouge de la formation Keuper. Les caractéristiques sont bien connues par des essais triaxiaux avec échantillons de 0,6 m de diamètre (Wichter 1980). Dans un terrain faiblement incliné une paroi presque verticale de 16 m de profondeur maximale et d'environ 100 m de longueur devait être stabilisée à long terme. Les armatures de 8 m de longueur maximale étaient scellées avec des injections et protégées contre la corrosion.

L'arrangement des clous avait été préalablement dimensionné par des calculs simples de stabilité (correspondant aux fig. 4 et 18). Les forces d'arrachement, les pressions des terres et les déformations avaient été estimées à l'aide des essais à grande échelle. Dans trois profils des installations avaient été placées pour mesurer les déformations du sol et les forces axiales dans les armatures. Après ces travaux préalables, le gouvernement a donné son autorisation.

Le clouage a été exécuté sans problème; la figure 19 donne une impression des travaux. Les déformations furent très petites ($u \leq 0,0015h$) avec une faible composante de fluage. Les forces d'arrachement des clous furent plus grandes que prévues. Le clouage était nettement plus économique dans ce cas que les autres méthodes de soutènement (mur ancré, rangée de pieux, etc.).

4 Développements récents

4.1 Nouvelles variantes du clouage

Le clouage peut être utilisé pour la reprise en sous-cœuvre directement à côté de bâtiments déjà existants. C'est possible dans le cas des sols

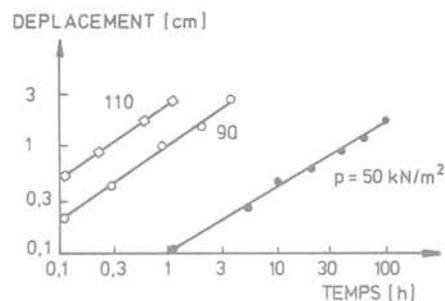


Fig. 17 Déplacements horizontaux au bord du revêtement soumis à différentes charges constantes

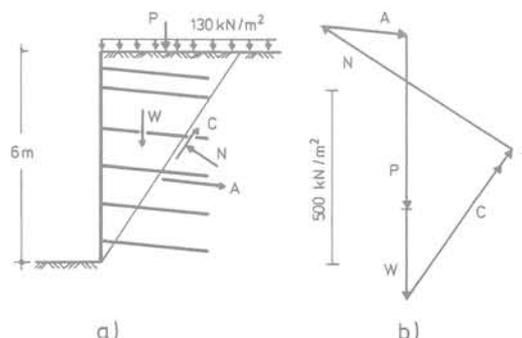


Fig. 18 Etat limite atteint lors d'un essai à grande échelle dans de l'argile



Fig. 19 Clouage à long terme d'une marne rouge

granulaires ou argileux cimentés parce qu'ils cèdent très peu jusqu'à ce qu'une mobilisation suffisante des efforts dans les armatures soit atteinte. Bien entendu, on doit excaver avec beaucoup de prudence. La cohésion doit être partiellement augmentée par injection. Il est adéquat que le revêtement s'étende toujours plus profondément que l'excavation.

Le clouage du type de la figure 2a peut être réalisé par des pieux (ou mieux des goujons) de sections différentes. A présent, trois types d'armatures se composent d'acier et de ciment avec des diamètres de 12 cm à 60 cm sont installés dans des talus d'argile. On mesure les déformations du sous-sol et les efforts dans quelques pieux.

4.2 Méthodes théoriques nouvelles

Pour simplifier le dimensionnement du clouage d'un déblai on a développé des abaques (Gässler et Gudehus 1981). Les paramètres du système peuvent être variables selon la figure 20 (b est la distance horizontale des clous). On a fait varier le mécanisme composé pour trouver le facteur de sécurité minimale

$\min \eta$. Pour chaque ensemble de variables $\lambda = \frac{\ell_N}{h}$ (longueur relative des clous), α , β , ε et ρ on obtient une abaque donnant $\min \eta$ et la pente θ du plan de glissement inférieur. Un exemple se trouve sur la figure 21, et d'autres seront donnés par Gässler (1982). Le paramètre décisif est la résistance spécifique des clous, définie par

$$\mu = T_m / \gamma ab.$$

Le calcul de η n'est pas complètement objectif parce que le choix de la force fictive T_i est partiellement arbitraire (voir paragraphe 2.1). Ce défaut peut être surmonté par le calcul statistique de la sécurité donné par l'Eurocode I. C'est le but d'un projet de recherche à Karlsruhe que d'unifier cette méthode nouvelle et la méthode bien connue des facteurs partiels de sécurité.

D'autres méthodes ont été développées pour le clouage du type des figures 2a et b. On peut calculer l'interaction du sol avec les armatures en tenant compte du fluage et du durcissement du sol (Winter 1980).

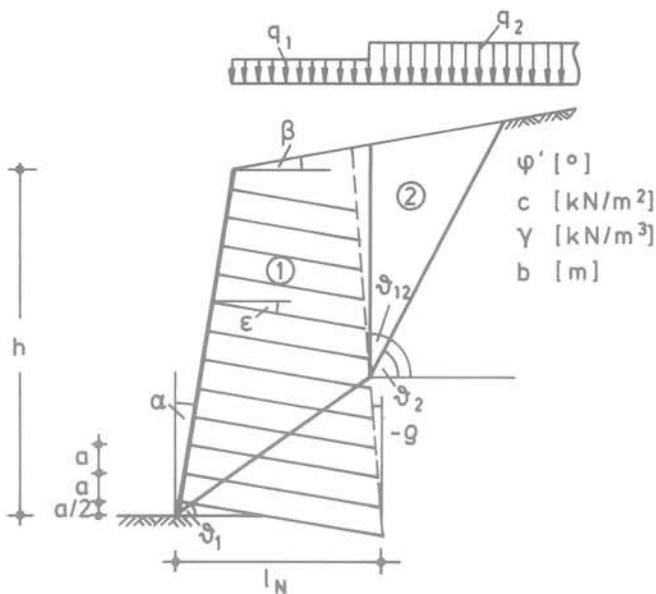


Fig. 20 Paramètres pour le dimensionnement par abaques

5 Conclusion

Le renforcement du sol in situ, appelé clouage, peut être sûr et économique. Des règles de dimensionnements pour des sols granulaires ont été développées et vérifiées par 4 essais à grande échelle. La stabilité globale peut être calculée exactement par des mécanismes composés de translation. Les efforts existants dans le revêtement et les clous peuvent être estimés sur la base des lois de similitude. Les déformations sont petites, même si une partie du clouage est cyclique.

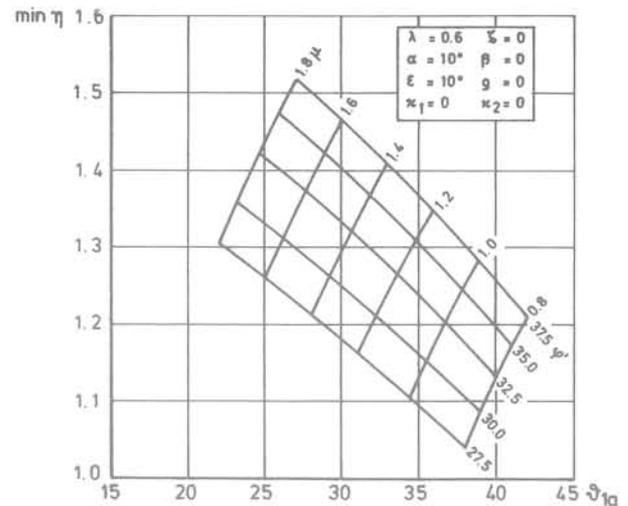


Fig. 21 Abaque de dimensionnement (exemple)

Pour les sols argileux, la stabilité globale peut être calculée à l'aide de méthodes analogues. Dans des sols mous, les armatures supportent des efforts tranchants; ainsi un goujonnage des cercles de glissement est obtenu. Par 2 essais à grande échelle on a pu démontrer cet effet. Pour des déblais dans des sols raides, les armatures supportent des forces axiales. Dans 3 essais à grande échelle, les mécanismes de ruine étaient les mêmes que dans le sable. Les déformations peuvent être plus grandes et en outre augmenter par fluage. Dans le cas des sols argileux fissurés (par exemple marne rouge), les déformations sont plus petites; cela a été démontré par quelques projets réels.

On peut utiliser le clouage à côté de bâtiments existants. Le goujonnage de 3 versants argileux par des pieux est actuellement étudié in situ. Les méthodes de calcul du clouage ont encore été développées en tenant compte des paramètres statistiques et du fluage.

Références bibliographiques

- G. Gässler (1978). *Large Scale Dynamic Test of in situ Reinforced Earth*. Proceed. Dynam. Meth. Soil and Rock Mech., Vol. 2, Balkema, Rotterdam, p. 333.
- G. Gässler et G. Gudehus (1981). *Soil Nailing — Some Aspects of a New Technique*. Proceed Xth Intern. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Stockholm, pp. 665-670.
- G. Gässler (1982). *Tragverhalten und Standsicherheit vernagelter Wände und Böschungen*. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik, Karlsruhe, Heft 90.
- M. Goldscheider et D. Kolymbas (1980). *Berechnung der Standsicherheit mehrfach verankerter Stützwände*. Geotechnik, Jahrgang 3, Heft 4, pp. 156-164.
- G. Gudehus (1972). *Lower and upper bounds for stability of earth-retaining structures*. Proceed. 5th Europ. Conf. Soil Mech. Found. Engg., Mai 1972, Vol. 1, Madrid, pp. 21-28.

G. Gudehus (1980). *Vernagelung von Böschungen und im Damuntergrund*. Schriftenreihe Erd- und Grundbau, Heft 3, Forschungsges. Straßenwesen, Köln.

G. Gudehus (1980 a). *Materialverhalten von Sand : neuere Erkenntnisse*. Bauingenieur 55, pp. 57-67.

G. Gudehus (1980 b). *Materialverhalten von Sand : Anwendung neuerer Erkenntnisse im Grundbau*. Bauingenieur 55, pp. 351-359.

G. Gudehus (1981). *Bodenmechanik*. Enke, Stuttgart.

Louis C. (1981). *Nouvelle méthode de soutènement des sols en déblais*. Travaux No. 553, Mars 1981, pp. 67-75.

W. Schwarz (1980). *Rapport de recherche sur le cloutage des sols argileux*.

M. Stocker et G. Gässler (1979). *Ergebnisse von Grossversuchen über eine neuartige Baugrubenwand-Vernagelung*. Der Tiefbau, Sept. 1979, pp. 677-686.

M. Stocker, G.W. Körber, G. Gässler et G. Gudehus (1979). *Soil Nailing*. Comptes Rendus, Colloque International sur le renforcement des sols, Paris, pp. 469-474.

L. Wichter (1980). *Festigkeitsuntersuchungen an Grossbohrkernen von Keupermergel and Anwendung auf eine Böschungsrutschung*. Veröffentl. Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Karlsruhe, Heft 84.

H. Winter (1980). *Bemessung von Pfahlgründungen und Hangverdübelungen auf Fließdruck*. Vorträge der Baugrundtagung Mainz, Deutsche Gesellschaft f. Erd- und Grundbau.

consolidation d'un sol élastoplastique

par

J.-P. Magnan et A. Belkeziz

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris

1 Introduction

Depuis les travaux de Sandhu et Wilson (1969), Sandhu (1972, 1976), Christian et Boehmer (1970), Christian et al. (1972), Hwang et al. (1971, 1972) et Yokoo et al. (1971 a, b, c), la méthode des éléments finis est devenue un outil courant pour l'analyse (théorique) des problèmes de consolidation. Certains auteurs (Soulié, 1978) ont même trouvé un accord raisonnable entre de « vraies » prévisions du comportement d'un remblai sur sol compressible et les résultats des mesures.

Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées s'est intéressé très tôt à cette technique de calcul numérique et Richard (1975) et Humbert ont introduit dans le programme de calcul par éléments finis ROSALIE un algorithme de traitement des problèmes de consolidation tridimensionnelle dans le cas d'un sol au squelette élastique linéaire (Guellec et al., 1976). ROSALIE a été ultérieurement complété par l'introduction de l'élastoplasticité avec ou sans écrouissage (Belkeziz et Magnan, 1982) dans le module de traitement de la consolidation (ROSALIE-Groupe 9).

L'étude présentée dans cet article a été effectuée en utilisant ce programme. Elle porte sur la consolidation du sol de fondation du remblai B du site expérimental de remblais sur sols compressibles des Laboratoires des Ponts et Chaussées à Cubzac-les-Ponts (Magnan et al., 1978). La consolidation a été calculée pour différentes hypothèses sur la loi de comportement du squelette du sol :

- élasticité linéaire isotrope,
- élasticité linéaire anisotrope,
- élastoplasticité avec écrouissage (modèle Cam-clay modifié).

Les résultats des calculs ont été ensuite confrontés aux mesures.

2 Le programme de calcul : Rosalie-Groupe 9

Le programme ROSALIE de calcul par éléments finis comprend 16 sous-ensemble appelés « Groupes », plus

trois modules de maillage, et procède suivant le schéma de la figure 1. Le neuvième groupe, GROUPE 9, traite des problèmes de consolidation et de diffusion de la chaleur. Les éléments utilisés sont du type « déplacements ». Avec les notations habituelles pour ce genre de problème :

e - tenseur des déformations (on fait l'hypothèse des petites déformations),

g - vecteur des dérivées premières partielles de la charge hydraulique,

E - tenseur d'élasticité,

K - tenseur des coefficients de perméabilité,

H - charge hydraulique, comptée à partir de l'état initial (en supposant $H = 0$, initialement),

γ_w - poids volumique de l'eau,

$$\theta = e_{11} + e_{22} + e_{33},$$

$\dot{\theta}$ - dérivée de θ par rapport au temps,

X^T - tenseur transposé du tenseur X ,

F - forces volumiques,

U - déplacements,

T - forces appliquées à la surface du domaine étudié,

h - débits imposés à la surface du domaine étudié,

Ω - domaine étudié,

S_σ - partie de la surface du domaine Ω où les contraintes sont imposées,

S_v - partie de la surface du domaine Ω où le débit h est imposé,

la résolution du problème de la consolidation d'un sol élastique linéaire passe par la recherche simultanée d'un champ de déplacement U et d'une distribution de charge hydraulique H qui vérifient :

$$\delta \mathcal{F} = \int_{\Omega} e^T E \delta e \, d\Omega - \int_{\Omega} \gamma_w H \delta \theta \, d\Omega - \int_{\Omega} F^T \delta U \, d\Omega - \int_{S_\sigma} T^T \delta U \, dS_\sigma = 0 \quad (1)$$

et

$$\delta J = - \int_{\Omega} \gamma_w g^T K \delta g \, d\Omega - \int_{\Omega} \dot{\theta} \delta H \, d\Omega + \int_{S_v} h \delta H \, dS_v = 0 \quad (2)$$

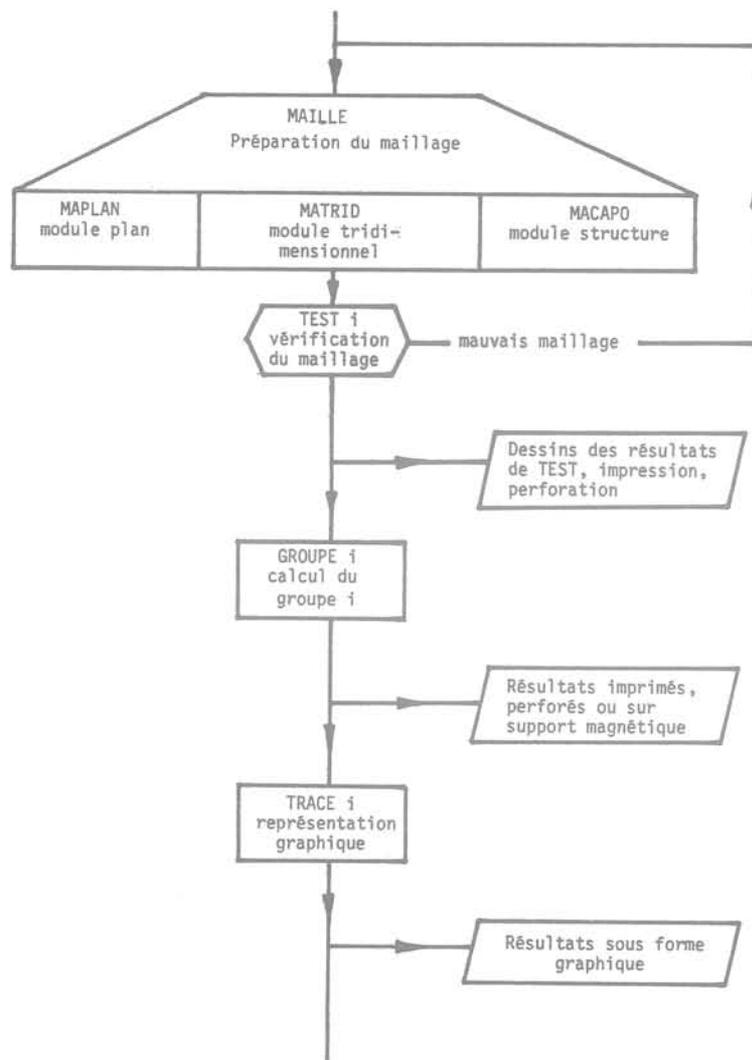


Fig. 1 Structure du programme ROSALIE

pour tout champ de déplacements virtuels admissible (c'est-à-dire vérifiant les conditions de déplacement imposées) δU , avec les champs de déformations $\delta \epsilon$ et $\delta \theta$ associés, et pour toute distribution d'incrément de charge δH admissible (c'est-à-dire vérifiant les conditions aux limites imposées à la charge hydraulique H), avec le champ de dérivées partielles δg associé.

Après discrétisation de l'espace et du temps (par la méthode de Galerkin), l'analyse du problème débouche sur une procédure de résolution itérative sur la base de l'équation matricielle

$$G_{\Delta t} \cdot V_{t+\Delta t} = L_{\Delta t} + G_{\Delta t}^* \cdot V_t \quad (3)$$

avec les notations suivantes :

$$G_{\Delta t} = \begin{bmatrix} R & -C \\ -C^T & -\frac{2\Delta t}{3} K \end{bmatrix}$$

$$G_{\Delta t}^* = \begin{bmatrix} -\frac{1}{2} R & \frac{1}{2} C \\ -C^T & \frac{\Delta t}{3} K \end{bmatrix}$$

$$L_{\Delta t} = \begin{bmatrix} \frac{1}{2} [F(t) + 2F(t + \Delta t)] \\ -\frac{\Delta t}{3} [Q(t) + 2Q(t + \Delta t)] \end{bmatrix}$$

$$V_{t+\Delta t} = \begin{bmatrix} U(t + \Delta t) \\ H(t + \Delta t) \end{bmatrix}, \quad V_t = \begin{bmatrix} U(t) \\ H(t) \end{bmatrix}$$

R - matrice de rigidité du squelette du sol,
 C - matrice de couplage entre l'écoulement et les déformations du squelette,
 Δt - incrément de temps,
 F - matrice-colonne des forces nodales imposées (forces volumiques et forces de surface confondues),
 Q - matrice-colonne des débits nodaux imposés.

Cette équation matricielle se résout « facilement », à la condition d'inverser la matrice $G_{\Delta t}$, qui est symétrique et tridiagonalisable par blocs. Dans le programme ROSALIE-Groupe 9, l'inversion est réalisée par la méthode directe de Choleski par bande. La résolution donne les déplacements U et les charges H au temps $t + \Delta t$, qui permettent de calculer les autres inconnues, et en particulier les contraintes (les conventions de signe du calcul sont celles de la mécanique des milieux continus et non celles de la mécanique des sols).

Il faut noter que l'inversion de la matrice $G_{\Delta t}$, qui conditionne pour une grande part le coût total du calcul, doit être effectuée chaque fois que l'on modifie l'incrément de temps Δt . En pratique, les calculs doivent pour cette raison n'utiliser qu'un nombre limité de valeurs de Δt dans chaque cas traité.

L'introduction de l'élastoplasticité dans la procédure de calcul de la consolidation a été effectuée sous forme incrémentale, en supposant que la fonction $F(\sigma', k) = 0$ est à la fois le critère de plasticité et le potentiel plastique (c'est-à-dire qu'on lui applique le principe de normalité), σ' désignant l'état des contraintes effectives et k un paramètre d'écroutissage.

L'analyse du problème de la consolidation dans un sol élastoplastique conduit à l'établissement de deux équations déduites du principe des travaux virtuels et analogues à celles établies dans le cas du squelette élastique linéaire. L'équation (1) relative au squelette du sol est remplacée par l'équation suivante, écrite dans le cas où la plasticité est traitée par la méthode de la contrainte initiale :

$$\delta \mathcal{F} = \int_{\Omega} e^T E \delta e \, d\Omega - \int_{\Omega} \Delta \sigma_o(t) \delta e \, d\Omega - \int_{\Omega} \gamma_w H \delta \theta \, d\Omega - \int_{\Omega} F^T \delta U \, d\Omega - \int_{S_o} T^T \delta U \, dS_o = 0 \quad (4)$$

avec les mêmes notations que pour l'équation (1), la correction de contrainte $\Delta \sigma_o$ étant obtenue par cumul des corrections introduites à chaque incrément de charge pour caractériser l'état de contrainte réel du sol élastoplastique par rapport à l'état de contrainte fictif calculé en élasticité linéaire :

$$\Delta \sigma_o(t, t + \Delta t) = \Delta \sigma(t, t + \Delta t) - E \, de(t, t + \Delta t),$$

$$\Delta \sigma_o = \int_0^t \Delta \sigma_o(\tau, \tau + \Delta \tau) \, d\tau.$$

L'équation relative à l'écoulement est identique à l'équation (2) établie dans le cas du squelette élastique linéaire.

Après discrétisation de l'espace et du temps, on obtient finalement une équation de récurrence de la forme

$$G_{\Delta t} \cdot V_{\Delta t}^* = L_{\Delta t}^* + G_{\Delta t}^{*'} \cdot V_o^*, \quad (5)$$

avec les notations suivantes :

$$G_{\Delta t} = \begin{bmatrix} R & -C \\ -C^T & -\frac{2\Delta t}{3} K \end{bmatrix}$$

$$G_{\Delta t}^{*'} = \begin{bmatrix} 0 & \frac{1}{2} C \\ 0 & \frac{\Delta t}{3} K \end{bmatrix}$$

$$L_{\Delta t}^* = \frac{1}{2} [F(t) + 2F(t + \Delta t) + 2F_{\Delta \sigma_o}(t)] - \frac{\Delta t}{3} [Q(t) + 2Q(t + \Delta t)]$$

$$V_{\Delta t}^* = \begin{bmatrix} U(t) \\ H(t + \Delta t) \end{bmatrix}, \quad V_o^* = \begin{bmatrix} 0 \\ H(t) \end{bmatrix},$$

$F_{\Delta \sigma_o}$ - matrice-colonne des forces nodales dues aux corrections de contraintes,

autres notations, comme pour l'équation (3).

Cette équation qui permet, par un processus itératif, d'obtenir la solution des problèmes de consolidation dans les sols élastoplastiques, appelle deux commentaires :

- d'une part, comme pour l'équation (3), la résolution de l'équation matricielle (4) passe par l'inversion de la matrice symétrique $G_{\Delta t}$, qui dépend de l'incrément de temps Δt : on a tout intérêt à inverser cette matrice le moins souvent possible, si l'on veut garder le bénéfice du traitement de la plasticité par la méthode des contraintes initiales;
- d'autre part, si l'on regarde la composition de la matrice des inconnues, $V_{\Delta t}^*$, on constate qu'elle ne comporte qu'une fonction définie au temps $t + \Delta t$: la charge hydraulique H . Les déplacements U sont définis au temps t et l'on pourrait craindre qu'ils ne restent constants. En réalité, ils varient, par l'intermédiaire des corrections de contraintes

qu'un processus itératif annexe, inclus dans le processus itératif général relatif au temps, cumule jusqu'à ramener en tout point du maillage l'état des contraintes effectives sur le critère de plasticité.

La figure 2 explique le déroulement des calculs de consolidation dans le cas des sols élastoplastiques.

Dans son état actuel, le programme ROSALIE-Groupe 9 permet de traiter la consolidation de sols dont le critère de plasticité du squelette est l'un des critères de Tresca, Von Misès ou Mohr-Coulomb ou, depuis les travaux de Dang et Magnan (1977), le critère d'élastoplasticité avec écrouissage du modèle Cam-clay modifié.

3 Le cas traité : remblai B du site expérimental de Cubzac-les-Ponts

L'étude a été réalisée sur le cas d'un remblai réel, édifié en 1975 par les Laboratoires des Ponts et Chaussées sur la rive nord de la Dordogne, à Cubzac-les-Ponts (Gironde). Ce remblai a fait l'objet de nombreuses études théoriques et expérimentales et a été décrit dans plusieurs publications antérieures (Dang et Magnan, 1977; Magnan et al., 1978; Shahanguian, 1980; Bagheri, 1980). Nous nous contenterons de rappeler ici la géométrie du remblai et du sol de fondation (fig. 3) et de reproduire la coupe géotechnique du sol de fondation, telle qu'elle résulte de la reconnaissance effectuée avant la construction du remblai (Tableau I).

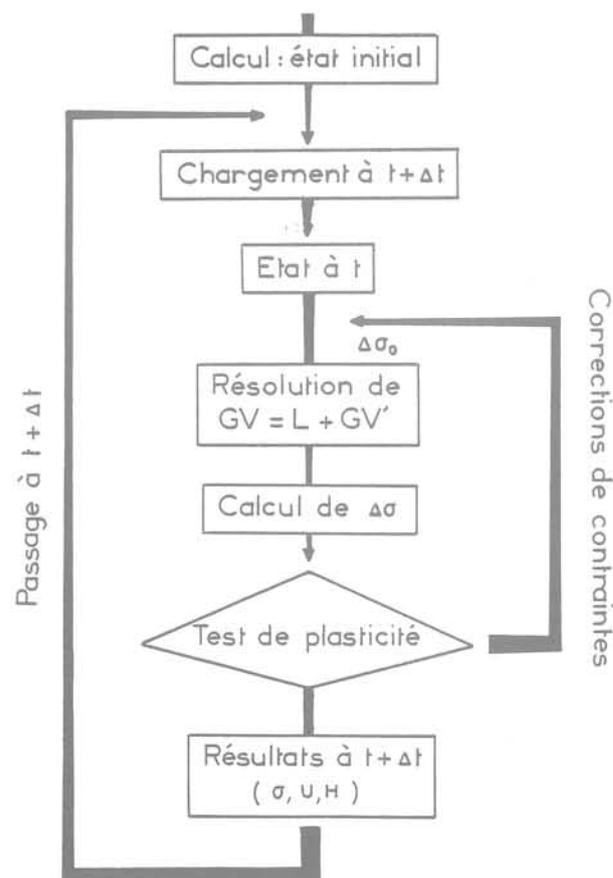


Fig. 2

Tableau 1
Caractéristiques de compressibilité des sols de fondation du remblai B
du site expérimental de Cubzac-les-Ponts

Couches	e_0	σ'_{v0} (kPa)	σ'_p (kPa)	C_a	C_c	A_v	B_v	Drainage vertical						Drainage horizontal			
								$\sigma' = \sigma'_{v0}$		$\sigma' = \sigma'_{v0} + \frac{48,3}{2}$		$\sigma' = \sigma'_{v0} + 48,3$		A_h	B_h	$\sigma' = \sigma'_{v0}$ k_h (cm/s)	pour $\sigma' = \sigma'_{v0}$ k_h/k_v
								k_v (cm/s)	C_v (cm ² /s)	k_v (cm/s)	C_v (cm ² /s)	k_v (cm/s)	C_v (cm ² /s)				
0 à 1 m	1	8,4	78	0,04	0,28	2,2	0,17	$9 \cdot 10^{-8}$	$8,6 \cdot 10^{-4}$	$6,5 \cdot 10^{-8}$	$2,4 \cdot 10^{-3}$	$5,7 \cdot 10^{-8}$	$3,6 \cdot 10^{-3}$	2,3	0,19	$4,6 \cdot 10^{-8}$	0,51
1 à 2 m	2,6	20	68	0,05	1,22	8,24	0,81	$1,25 \cdot 10^{-7}$	$4,2 \cdot 10^{-3}$	$1,2 \cdot 10^{-7}$	$8,7 \cdot 10^{-3}$	$1,15 \cdot 10^{-7}$	$1,3 \cdot 10^{-2}$				
2 à 3 m	3,15	24	36	0,21	1,75	13,4	1,39	$4,3 \cdot 10^{-8}$	$4,7 \cdot 10^{-4}$	$2,5 \cdot 10^{-8}$	$6,6 \cdot 10^{-5}$	$1,7 \cdot 10^{-8}$	$5,7 \cdot 10^{-5}$	11	1,13	$1,4 \cdot 10^{-7}$	3,26
3 à 4 m	3,3	28	36	0,18	1,70	10,5	1,03	$1 \cdot 10^{-7}$	$1,6 \cdot 10^{-3}$	$5,4 \cdot 10^{-8}$	$1,5 \cdot 10^{-4}$	$2,9 \cdot 10^{-8}$	$1,1 \cdot 10^{-4}$	12	1,24	$3,6 \cdot 10^{-7}$	3,60
4 à 5 m	2,42	32	38,5	0,12	1,28	8,95	0,93	$9,7 \cdot 10^{-8}$	$2 \cdot 10^{-3}$	$5,6 \cdot 10^{-8}$	$1,8 \cdot 10^{-4}$	$3,4 \cdot 10^{-8}$	$1,5 \cdot 10^{-4}$	10	1,07	$1 \cdot 10^{-7}$	3,09
5 à 6 m	2,07	36	41	0,10	1,18	7,46	0,78	$1,2 \cdot 10^{-7}$	$3,2 \cdot 10^{-3}$	$6,8 \cdot 10^{-8}$	$2,3 \cdot 10^{-4}$	$4,1 \cdot 10^{-8}$	$1,8 \cdot 10^{-4}$	6,23	0,65	$1,9 \cdot 10^{-7}$	2,42
6 à 7 m	2,13	40	46	0,08	1,11	7,01	0,70	$1,1 \cdot 10^{-7}$	$3,9 \cdot 10^{-3}$	$6,4 \cdot 10^{-8}$	$2,5 \cdot 10^{-4}$	$3,9 \cdot 10^{-8}$	$2 \cdot 10^{-4}$	8	0,84	$1,1 \cdot 10^{-7}$	1
7 à 8 m	2,5	45	57	0,10	1,30	8,42	0,84	$9 \cdot 10^{-8}$	$3,3 \cdot 10^{-3}$	$6,6 \cdot 10^{-8}$	$2,7 \cdot 10^{-4}$	$4,1 \cdot 10^{-8}$	$2,2 \cdot 10^{-4}$	7,4	0,74	$1,5 \cdot 10^{-7}$	1,67
8 à 9 m	2,2	48	68	0,11	1,20	7,52	0,75	$8,2 \cdot 10^{-8}$	$2,6 \cdot 10^{-3}$	$7 \cdot 10^{-8}$	$3 \cdot 10^{-4}$	$4,4 \cdot 10^{-8}$	$2,4 \cdot 10^{-4}$				

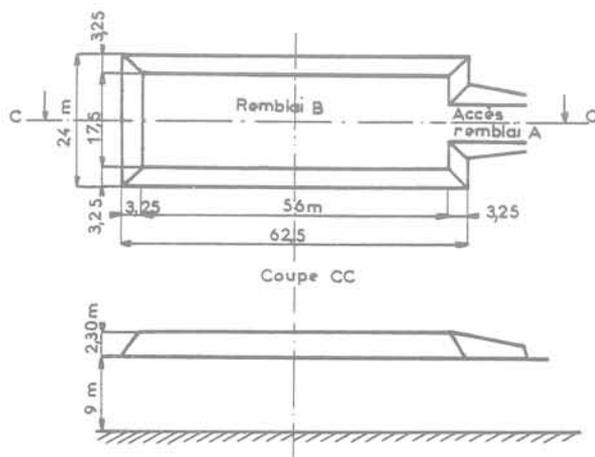


Fig. 3

3.1 Liste et hypothèses des calculs effectués

Trois séries de calculs ont été réalisées sur le remblai B de Cubzac-les-Ponts :

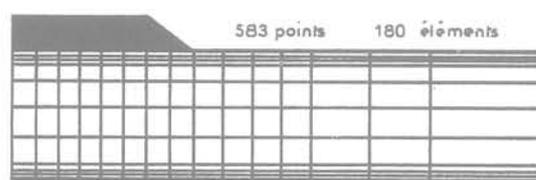
- deux calculs de consolidation dans l'hypothèse d'un sol au squelette élastique isotrope (sol de fondation homogène et sol de fondation divisé en cinq couches horizontales);
- deux calculs de consolidation dans l'hypothèse d'un sol au squelette élastique anisotrope ou plus précisément orthotrope à symétrie de révolution (sol de fondation homogène et sol de fondation divisé en cinq couches horizontales);
- un calcul de consolidation dans l'hypothèse où le comportement élastoplastique du sol est régi par le modèle Cam-clay modifié (sol de fondation divisé en cinq couches horizontales).

Dans tous les cas, le remblai a été remplacé par une distribution trapézoïdale de pressions à la surface du massif de sol.

Maillages et discrétisation du temps

Les calculs ont tous été effectués sur deux maillages correspondant respectivement au cas du massif de fondation homogène et au cas du massif de fondation divisé en cinq couches (fig. 4). Ces maillages sont composés d'éléments rectangulaires à huit nœuds, à l'intérieur desquels les fonctions d'interpolation des déplacements et de la charge hydraulique sont des polynômes du second degré.

Massif homogène



Massif hétérogène



Fig. 4

Pour la discrétisation du temps, on a cherché simultanément à :

- représenter aussi fidèlement que possible la vitesse de construction du remblai,
- couvrir une période de temps suffisamment étendue (20 ans),
- limiter au strict minimum les modifications de l'incrément de temps Δt au cours du calcul, pour limiter le nombre d'inversions de la matrice $G_{\Delta t}$.

Ceci a conduit au choix des incréments de temps suivants (fig. 5) :

- six incréments de 1 jour,
- suivis de quatre incréments de 10 jours,
- suivis de dix incréments de 100 jours,
- suivis de cinq incréments de 1000 jours.

L'utilisation de quatre valeurs de Δt permet de n'avoir que quatre inversions de la matrice $G_{\Delta t}$ à effectuer.

Propriétés du sol (élasticité linéaire isotrope)

Chaque couche de sol est caractérisée par cinq paramètres :

- le coefficient de pression des terres au repos, K_0 ,
- le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν ,
- les coefficients de perméabilité verticale k_v et horizontale k_h .

Faute de résultats expérimentaux, on a attribué au coefficient de Poisson la valeur arbitraire $\nu = 0,35$ et au coefficient K_0 la valeur également arbitraire $K_0 = 0,43$.

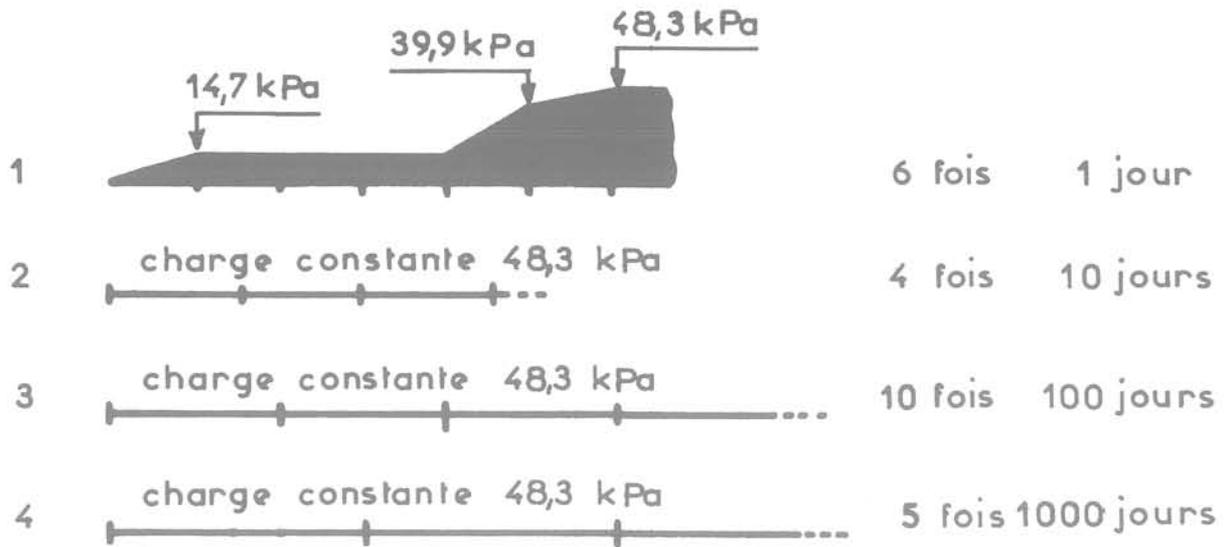


Fig. 5

Tableau 2
Hypothèses du calcul (sol homogène élastique isotrope)

Couche	ν	E(kPa)	k_h (m/s)	k_v (m/s)	K_0
0 m – 9 m	0,35	300	$1,62 \cdot 10^{-9}$	$0,96 \cdot 10^{-9}$	0,43

Tableau 3
Hypothèses du calcul (sol hétérogène élastique isotrope)

Couche	ν	E(kPa)	k_h (m/s)	k_v (m/s)	K_0
0 m – 1 m	0,35	1814	$0,46 \cdot 10^{-9}$	$0,90 \cdot 10^{-9}$	0,43
1 m – 2 m	0,35	3748	$1,25 \cdot 10^{-9}$	$1,25 \cdot 10^{-9}$	0,43
2 m – 4 m	0,35	222	$2,50 \cdot 10^{-9}$	$0,72 \cdot 10^{-9}$	0,43
4 m – 6 m	0,35	246	$2,95 \cdot 10^{-9}$	$1,08 \cdot 10^{-9}$	0,43
6 m – 9 m	0,35	382	$1,30 \cdot 10^{-9}$	$0,94 \cdot 10^{-9}$	0,43

Le module d'Young a été déduit du module œdométrique $E_{œd}$ moyen entre l'état initial du sol et son état final sous le poids du remblai, en utilisant la valeur choisie pour ν . Les coefficients de perméabilité du sol ont été choisis d'après les valeurs indiquées dans la coupe géotechnique (tableau 1).

Les tableaux 2 et 3 rassemblent les valeurs des paramètres adoptées pour les calculs dans les cas du sol homogène et du sol hétérogène.

Propriétés du sol (élasticité linéaire anisotrope)

Chaque couche de sol est caractérisée par huit paramètres :

- le coefficient de pression des terres au repos, K_0 ,
- les cinq paramètres de l'élasticité linéaire orthotrope à symétrie de révolution : E_v , E_h , ν_h , ν_v et G_v ,
- les coefficients de perméabilité verticale k_v et horizontale k_h .

Les valeurs du coefficient K_0 et des coefficients de perméabilité k_v et k_h sont identiques à celles adoptées pour le calcul en élasticité isotrope. Pour les paramètres d'élasticité, pour lesquels on ne disposait

pas de valeurs expérimentales, on a fait les choix suivants :

- le module d'élasticité verticale E_v est égal au module d'Young de l'élasticité isotrope,
- le rapport E_h/E_v est égal à 2, valeur médiane de l'intervalle de variation indiqué pour les argiles dans la synthèse bibliographique de Garnier (1973),
- le rapport G_v/E_v est égal à 0,5, d'après une synthèse des publications concernant ce sujet,
- les valeurs de ν_h et ν_v ont été choisies après une étude paramétrique, de façon à assurer que les déplacements horizontaux continuent vers l'extérieur après la fin du chargement, que le rapport du déplacement latéral maximal au tassement sous l'axe du remblai reste de l'ordre de 0,2 et que le rapport du tassement final au tassement initial soit voisin de 10.

Les tableaux 4 et 5 présentent les valeurs des paramètres utilisées pour les calculs.

Propriétés du sol (élastoplasticité avec écrouissage)

Tableau 4
Hypothèses du calcul (élasticité linéaire anisotrope, sol homogène)

Couche	E_h (kPa)	E_v (kPa)	G_v (kPa)	ν_h	ν_v	k_h (m/s)	k_v (m/s)	K_0
0 m - 9 m	600	300	150	0,9	0,1	$1,62 \cdot 10^{-9}$	$0,96 \cdot 10^{-9}$	0,43

Tableau 5
Hypothèses du calcul (élasticité linéaire anisotrope, sol hétérogène)

Couche	E_h (kPa)	E_v (kPa)	G_v (kPa)	ν_h	ν_v	k_h (m/s)	k_v (m/s)	K_0
0 m - 1 m	3628	1814	907	0,8	0,1	$1,80 \cdot 10^{-9}$	$1,80 \cdot 10^{-9}$	0,43
1 m - 2 m	7496	3748	1874	0,8	0,1	$1,25 \cdot 10^{-9}$	$1,21 \cdot 10^{-9}$	0,43
2 m - 4 m	445	222	111	0,875	0,1	$2,50 \cdot 10^{-9}$	$0,72 \cdot 10^{-9}$	0,43
4 m - 6 m	492	246	123	0,875	0,1	$2,95 \cdot 10^{-9}$	$1,08 \cdot 10^{-9}$	0,43
6 m - 9 m	764	382	191	0,850	0,1	$2,95 \cdot 10^{-9}$	$1,88 \cdot 10^{-9}$	0,43

Tableau 6
Hypothèses du calcul (élastoplasticité avec écrouissage)

Couches	Paramètres d'élasticité		Paramètres de plasticité						Ecoulement	
	E(kPa)	ν	λ	α	M	e_0	e_{λ_0}	e_0^*	k_h (m/s)	k_v (m/s)
0 m - 1 m	6000	0,35	0,12	0,017	1,2	1,00	1,47	1,03	$1,80 \cdot 10^{-9}$	$1,80 \cdot 10^{-9}$
1 m - 2 m	7600	0,35	0,53	0,022	1,2	2,60	4,72	2,66	$1,25 \cdot 10^{-9}$	$1,21 \cdot 10^{-9}$
2 m - 4 m	1220	0,35	0,75	0,085	1,2	3,23	5,78	3,48	$2,50 \cdot 10^{-9}$	$0,72 \cdot 10^{-9}$
4 m - 6 m	1830	0,35	0,53	0,048	1,2	2,25	4,11	2,34	$2,95 \cdot 10^{-9}$	$1,08 \cdot 10^{-9}$
6 m - 9 m	2990	0,35	0,52	0,042	1,2	2,28	4,29	2,24	$2,95 \cdot 10^{-9}$	$1,88 \cdot 10^{-9}$

Chaque couche de sol est caractérisée par onze paramètres :

- le coefficient de pression des terres au repos, K_0 ,
- les huit paramètres qui décrivent la surface d'état limite du modèle Cam-clay modifié (λ , α , M, e_{λ_0} , e_0^*), le comportement élastique isotrope du squelette à l'intérieur de la surface d'état limite (E , ν) et l'état initial du sol (e_0),
- les deux coefficients de perméabilité verticale k_v et horizontale k_h .

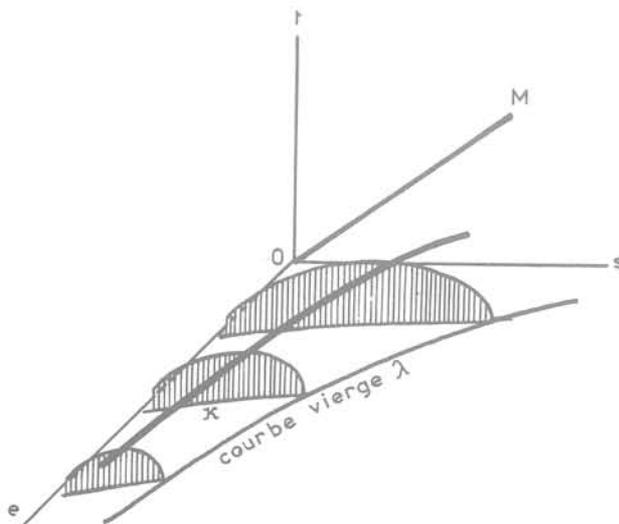


Fig. 6

Pour ce calcul, on a pris un coefficient de pression des terres au repos $K_0 = 0,5$. Les coefficients de perméabilité sont identiques à ceux des calculs précédents. La valeur du coefficient de Poisson ν a été fixée cette fois encore à 0,35. Le module d'Young E a été obtenu par linéarisation des courbes de déchargement-rechargement isotrope (courbe de pente α sur la figure 6).

La valeur des paramètres de la courbe d'état limite a été déduite des résultats des essais œdométriques, sauf pour M, calculé à l'aide de la formule de Burland

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'}$$

(ϕ' - angle de frottement interne du squelette du sol).

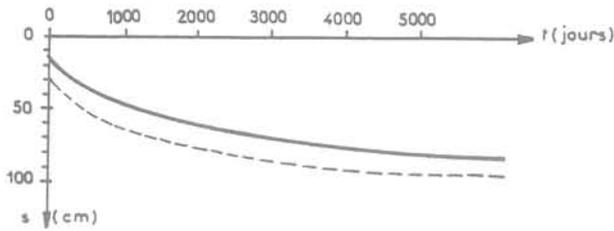
Le tableau 6 présente les valeurs des paramètres utilisées pour les calculs.

3.2 Résultats des calculs

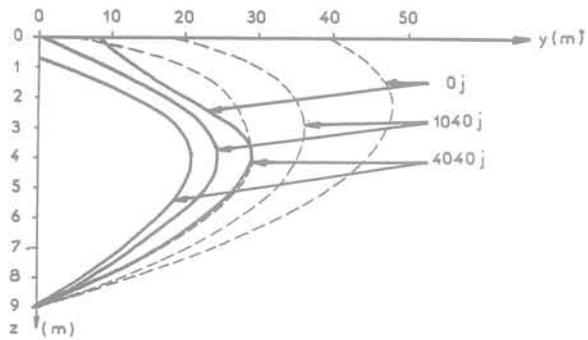
Squelette élastique isotrope

La figure 7 regroupe les résultats des deux calculs effectués avec un massif de sol homogène et un massif de sol hétérogène.

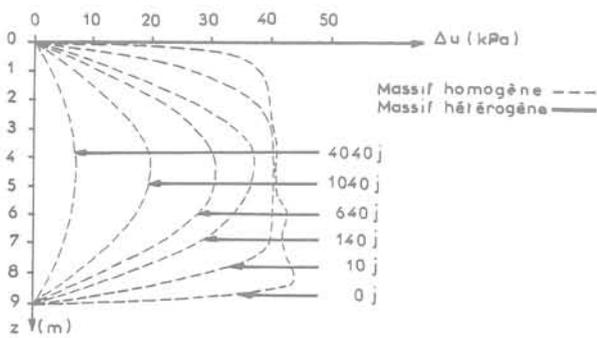
On observe sur cette figure que le tassement initial de la surface du sol sous l'axe du remblai est plus important dans le cas du sol homogène, mais qu'ultérieurement le tassement se poursuit à la même vitesse dans les deux cas.



a - Tassement sous l'axe du remblai



b - Déplacements horizontaux à la verticale du pied du remblai



c - Surpressions interstitielles sous l'axe du remblai

Fig. 7

Le déplacement horizontal du sol à la verticale du pied du remblai est beaucoup plus important dans le cas du massif de sol homogène, ce qui s'explique par la rigidité plus grande des deux couches de surface dans le cas du massif hétérogène. Comme dans tous les calculs de consolidation des sols élastiques isotropes, on obtient une déformée latérale qui revient vers l'intérieur du remblai au cours de la consolidation, ce qui n'est jamais observé sur les remblais réels.

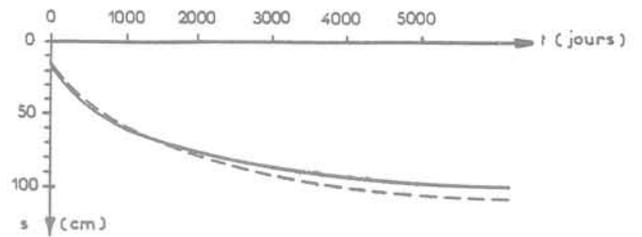
Les isochrones de surpression interstitielle sous l'axe du remblai sont peu différentes lorsque l'on passe du sol homogène au sol hétérogène. On n'a, pour cette raison, représenté qu'un seul réseau d'isochrones sur la figure 7. On note sur l'isochrone correspondant à la fin du chargement ($t = 0$ j) des ondulations provoquées par les oscillations de la solution numérique lors des premières itérations du calcul.

Squelette élastique anisotrope

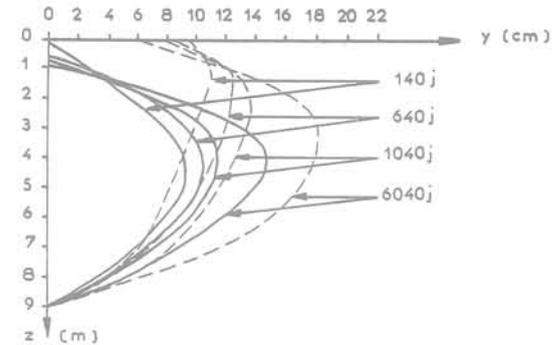
La figure 8 regroupe les résultats des deux calculs effectués dans l'hypothèse du squelette élastique anisotrope (sol homogène et sol hétérogène).

Le tassement du milieu du remblai est le même dans les deux cas.

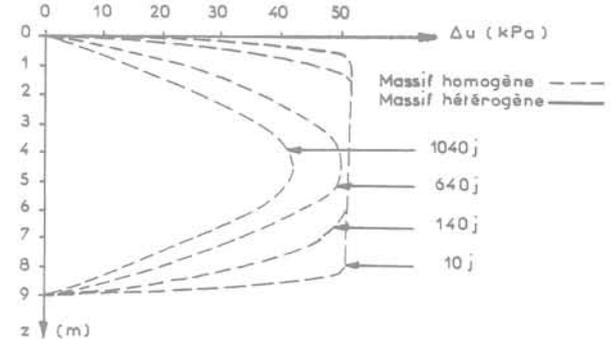
Les déplacements horizontaux sont plus importants dans le cas du sol homogène, toujours parce que les couches supérieures du sol hétérogène sont plus rigides. Les résultats des calculs sont conformes à ce



a - Tassement sous l'axe du remblai



b - Déplacements horizontaux à la verticale du pied du remblai



c - Surpressions interstitielles sous l'axe du remblai

Fig. 8

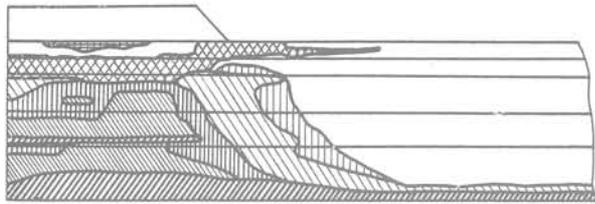
que l'on attendait, compte tenu de la façon dont on a choisi la valeur des paramètres ν_v et ν_h : les déplacements horizontaux augmentent au cours de la consolidation.

Cette fois encore les isochrones de surpression interstitielle diffèrent peu d'un calcul à l'autre et ce sont les isochrones pour le sol homogène qui sont représentées sur la figure 8.

Squelette élastoplastique avec écouvissage

L'évolution des zones plastiques (au sens du modèle Cam-clay modifié) au cours de la construction du remblai puis de la consolidation est représentée sur la figure 9. On note que le sol devient progressivement plastique en commençant par la partie inférieure de la couche. Initialement, l'état limite est atteint dans la partie de la surface d'état limite où les déformations plastiques entraînent un écouvissage du sol. Au cours de la consolidation (pour $t = 1040$ j et $t = 6040$ j), des zones plastiques avec anti-écouvissage se développent dans les deux couches plus rigides qui constituent la partie supérieure du sol.

Les résultats du calcul sont représentés sur la figure 10 sous la même forme que pour les calculs précédents. On note sur cette figure que les déplacements horizontaux sous le pied du remblai se développent vers l'extérieur dans la partie inférieure du sol de fondation et vers l'intérieur dans sa partie supérieure



- zone plastifiée sous $H_r = 0,7\text{ m}$
- zone plastifiée sous $H_r = 1,9\text{ m}$
- zone plastifiée sous $H_r = 2,3\text{ m}$
- à $t = 1040\text{ j}$ { écoulement antiécrouissage
- à $t = 6040\text{ j}$ { écoulement antiécrouissage

Fig. 9

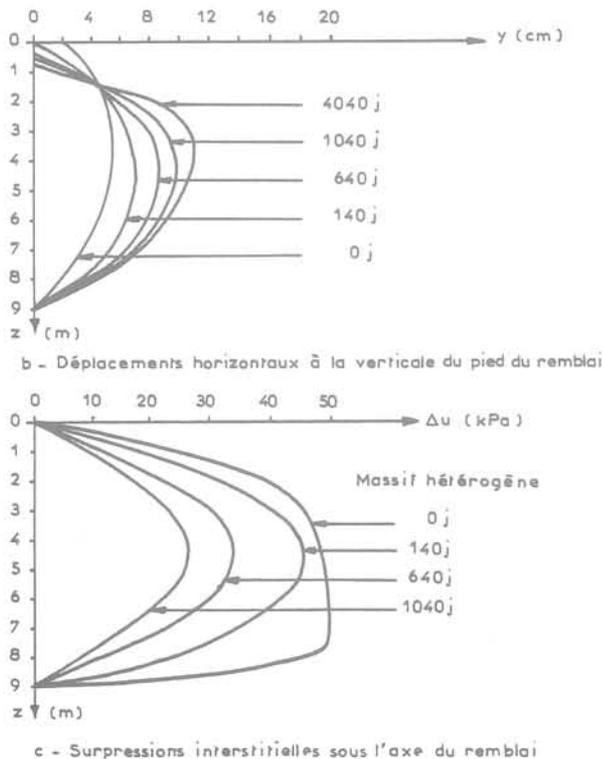
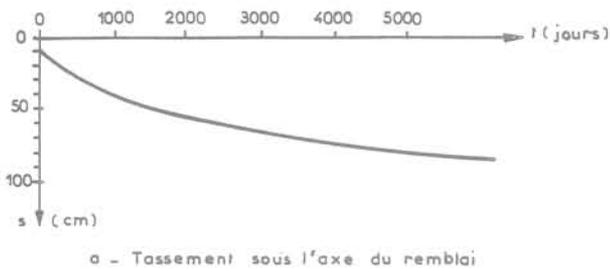


Fig. 10

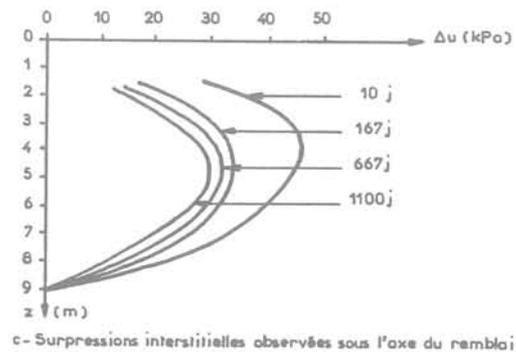
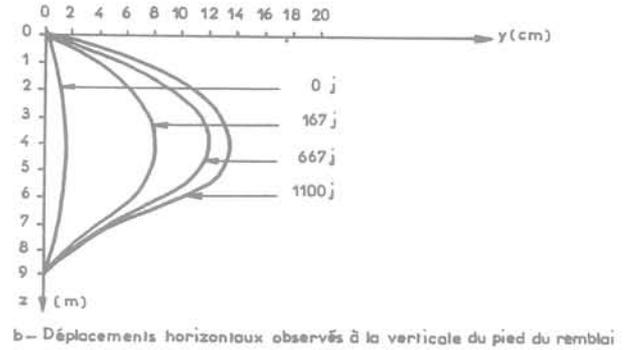
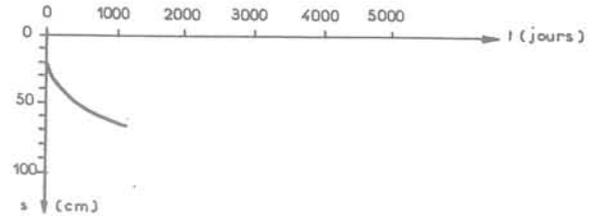


Fig. 11

plus rigide. D'autre part, la dissipation des surpressions interstitielles est plus rapide dans la partie supérieure de la couche.

3.3 Comportement observé du remblai B de Cubzac-les-Ponts

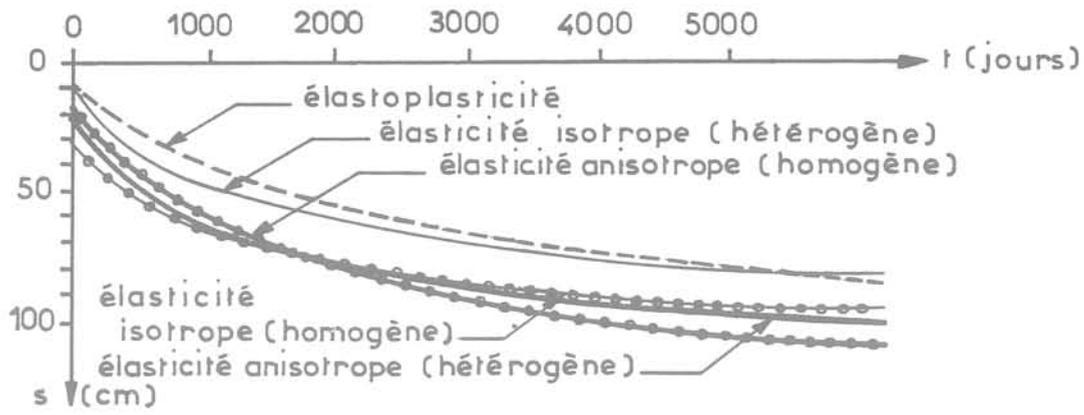
Pour faciliter la comparaison des résultats des mesures avec ceux des calculs, nous avons représenté sur la figure 11 les déplacements et surpressions interstitielles observés sous le remblai, sous une forme analogue à celle des figures 7, 8 et 10.

La partie supérieure des isochrones de surpression interstitielle n'a pas été représentée sur cette figure car le toit de la nappe oscille chaque année entre le niveau du terrain naturel et une profondeur de 1,5 m.

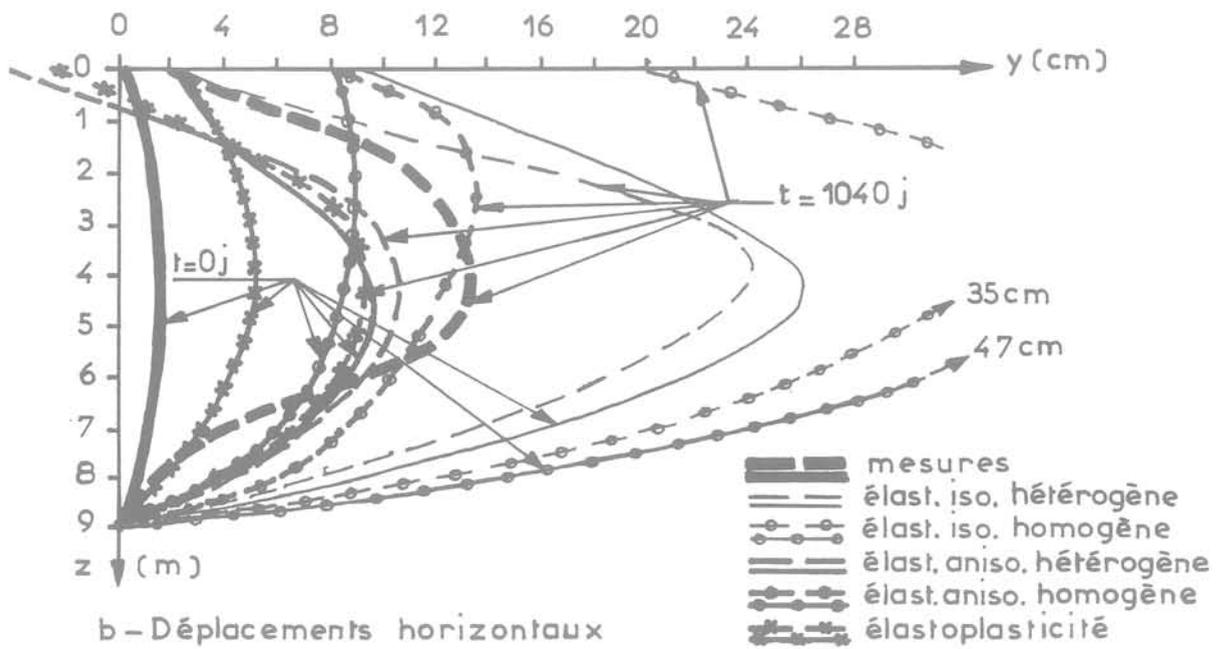
3.4 Comparaison des calculs et des mesures

La figure 12 compare une sélection des courbes de tassement et de déplacements horizontaux et des isochrones de surpression interstitielle calculées avec les mesures correspondantes.

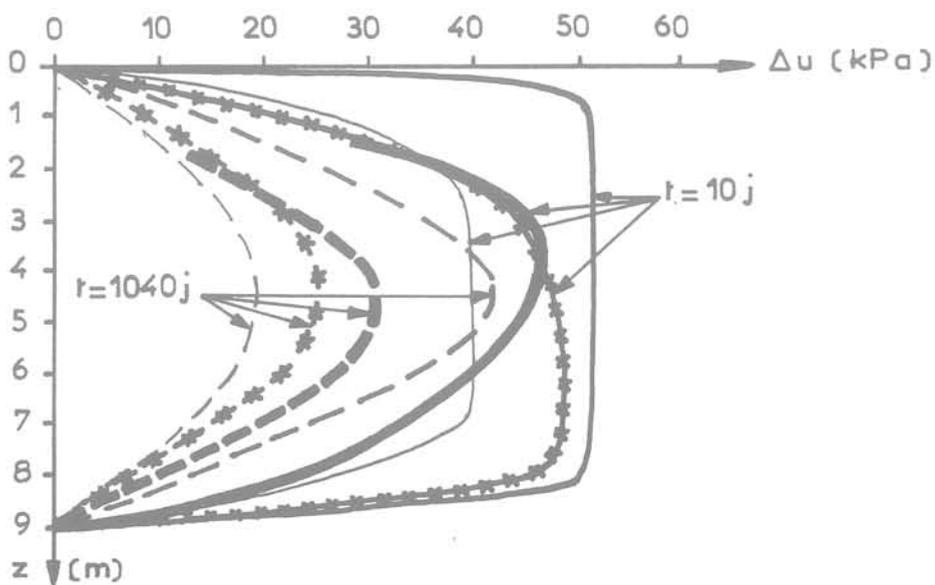
Pour les tassements sous l'axe du remblai, les mesures sont plus proches des calculs effectués en élasticité linéaire isotrope (sol homogène et sol hétérogène) et en élasticité linéaire anisotrope dans le cas du sol homogène.



a - Tassement sous l'axe du remblai



b - Déplacements horizontaux



c - Suppressions interstitielles sous l'axe du remblai

Fig. 12

Du point de vue des déplacements horizontaux, la situation est toute différente : les deux calculs en élasticité linéaire isotrope sont à rejeter parce qu'ils prédisent des déplacements d'amplitude exagérée et dont l'évolution est en contradiction avec celle des mesures. Les déplacements immédiats des calculs élastiques anisotropes sont trop importants mais leur valeur à $t = 1\ 040$ j est proche des mesures. Le calcul en élastoplasticité donne des résultats un peu meilleurs.

La comparaison des isochrones de surpression interstitielle montre que le calcul élastoplastique donne des résultats plus satisfaisants que les autres, notamment dans la moitié supérieure de la couche.

3.5 Commentaires

S'il existe dans chacune des parties de la figure 12 un ou plusieurs calculs en bon accord avec les mesures, aucune des hypothèses n'est vraiment satisfaisante vis-à-vis de l'ensemble des résultats analysés :

- l'élasticité linéaire isotrope conduit à des valeurs aberrantes des déplacements horizontaux,
- l'élasticité linéaire anisotrope est meilleure vis-à-vis des déplacements horizontaux mais moins bonne pour les tassements,
- l'élastoplasticité type Cam-clay modifié est la meilleure pour les déplacements horizontaux et les surpressions interstitielles, mais la pire pour le tassement sous l'axe du remblai.

Même si l'élastoplasticité semble avoir un léger avantage sur les autres modèles de calcul, il est évident que les recherches doivent se poursuivre si l'on veut obtenir un jour des prédictions numériques fiables des déplacements, contraintes et pressions interstitielles dans tout le sol de fondation.

On pourrait tenter d'améliorer les prévisions des calculs en jouant sur les valeurs des paramètres mécaniques du sol de fondation. A part l'élasticité isotrope, qui donne des résultats qualitativement inexacts, les modèles de calcul utilisés conduisent en effet à des erreurs quantitatives que l'on peut espérer corriger en modifiant la valeur des nombreux paramètres :

- 8 paramètres seulement dans le cas de l'élasticité anisotrope (sol homogène), mais
- 40 paramètres pour l'élasticité anisotrope dans le cas du sol hétérogène divisé en 5 couches et
- 55 paramètres dans le cas des calculs élastoplastiques avec écrouissage.

Dans le cadre de l'étude rapportée ici, on a refusé d'entrer dans le jeu arbitraire des études paramétriques. Ce choix s'explique par trois raisons :

- d'une part, on ne disposait pas de valeurs mesurées des paramètres qui puissent garder leurs modifications ultérieures à l'intérieur de limites raisonnables,
- d'autre part, le coût important des calculs élastoplastiques interdisait en pratique leur multiplication,
- et enfin, il a été jugé préférable de continuer de perfectionner le modèle de calcul dans le sens d'une élastoplasticité anisotrope avec écrouissage, plutôt que de rester au niveau du modèle Cam-clay modifié (ce travail est en cours au L. C. P. C.).

Il peut être utile de faire un dernier commentaire sur les calculs présentés dans cet article : l'utilisation des méthodes numériques est rarement exempte de problèmes de convergence, d'oscillations des résultats,

etc. qui font que les résultats publiés ont souvent été précédés de calculs préliminaires variés, destinés à améliorer le maillage ou à tester le choix des incréments de temps. Les calculs effectués dans le cadre de la présente étude ont comporté un certain nombre d'étapes préliminaires de ce genre, destinées à tester le maillage mais non les valeurs des paramètres mécaniques du sol.

4 Conclusion

La comparaison sur le cas du remblai B du site expérimental de Cubzac-les-Ponts des possibilités des modèles élastique isotrope, élastique orthotrope de révolution et élastoplastique isotrope avec écrouissage (Cam-clay modifié) pour l'analyse numérique des problèmes de consolidation des sols de fondation compressibles a mis en évidence les défauts qualitatifs de l'élasticité isotrope et les possibilités offertes par l'élasticité anisotrope et l'élastoplasticité. Pour la prédiction des déplacements horizontaux du sol de fondation sous les remblais, en particulier, le progrès réalisé par abandon de l'élasticité isotrope dans les calculs de consolidation est très sensible puisque l'on a pu obtenir pour la première fois des déplacements horizontaux évoluant vers l'extérieur au cours de la consolidation.

Toutefois, des études complémentaires, utilisant des valeurs des paramètres déterminées en laboratoire sur des échantillons de sol intact, seront encore nécessaires si l'on veut démontrer la validité de l'une ou l'autre de ces deux méthodes, qu'il n'est pour l'instant pas question d'utiliser au niveau de l'élaboration des projets.

Remerciements

La mise au point de la version du programme ROSALIE-Groupe 9 utilisée pour cette étude a été beaucoup facilitée par les conseils de MM. Franck, Guellec et Humbert, auxquels les auteurs expriment leur gratitude.

Références bibliographiques

- Baghery S. (1980). Probabilités et statistiques en mécanique des sols : analyse probabiliste de la stabilité et des tassements de remblais sur sols compressibles (site expérimental de Cubzac-les-Ponts). Thèse de docteur-ingénieur. École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, déc. 1980, 277 pages.
- Belkeziz A., Magnan J. P. (1982). Analyse numérique de la consolidation bidimensionnelle des sols élastoplastiques. Traitement par la méthode des éléments finis et application au remblai expérimental B de Cubzac-les-Ponts. Laboratoire central des Ponts et Chaussées. Rapport de Recherche à paraître.
- Christian J.T., Boehmer J.W. (1970). Plane strain consolidation by finite elements. Proc. ASCE, Journal of S. M. F. D., vol. 96, n° SM4, 1436-1457.
- Christian J.T., Boehmer J.W., Martin P.P. (1972). Consolidation of a layer under a strip load. Proc. ASCE, Journal of S. M. F. D., vol. 98, n° SM7, 693-707.

- Dang M.T., Magnan J.P. (1977). Application des modèles élastoplastiques de l'Université de Cambridge au calcul du comportement d'un remblai expérimental sur sols mous. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Rapport de Recherche LPC n° 74, 106 pages.
- Garnier J. (1973). Tassements et contraintes. Influence de la rigidité de la fondation et de l'anisotropie du massif. Thèse de doctorat de spécialité. Université Scientifique et Médicale de Grenoble, 193 pages.
- Guellec P., Ricard A., Humbert P. (1976). Notice de présentation du programme Rosalie. Laboratoire central des Ponts et Chaussées. Rapport du Département de Géotechnique.
- Hwang C.T., Morgenstern N.R., Murray D.W. (1971). On solutions of plane strain consolidation problems by finite element method. Canadian Geotechnical Journal, vol. 8, n° 1, 109-117.
- Hwang C.T., Morgenstern N.R., Murray D.W. (1972). Application of the finite element method to consolidation problems. Proc. 1st Intern. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Vicksburg, 739-760.
- Magnan J.P., Mieussens C., Queyroi D. (1978). Comportement du remblai expérimental B à Cubzac-les-Ponts. Revue Française de Géotechnique, n° 5, 23-36.
- Ricard A. (1975). Étude des massifs continus à comportement non linéaire. Application aux problèmes de génie civil. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Rapport de recherche LPC n° 44.
- Sandhu R.S. (1972). Finite element analysis of consolidation and creep. Proc. 1st Intern. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Vicksburg, 697-733.
- Sandhu R.S. (1976). Variational principles for finite element analysis of consolidation. Proc. 2nd Intern. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Blacksburg, 20-41.
- Sandhu R.S., Wilson E.L. (1969). Finite element analysis of seepage in elastic media. Proc. ASCE, Journal of Engineering Mechanics Div., vol. 95, n° EM3, 641-652.
- Shahanguian S. (1980). Détermination expérimentale des courbes d'état limite de l'argile organique de Cubzac-les-Ponts. Thèse de docteur-ingénieur. Université Pierre et Marie Curie (Paris VI). Avril 1980.
- Soulié M. (1978). Les éléments finis : outil de prédiction. Application aux remblais sur sols compressibles. Coopération France-Québec : E.N.P.C.-Université Laval. Séminaire de formation continue sur les Nouvelles méthodes d'étude des remblais sur sols compressibles.
- Yokoo Y., Yamagata K., Nagaoka H. (1971 a). Finite element analysis of consolidation following undrained deformation. Soils and Foundations, vol. 11, n° 4, 37-57.
- Yokoo Y., Yamagata K., Nagaoka H. (1971 b). Variational principles for consolidation. Soils and Foundations, vol. 11, n° 4, 25-35.
- Yokoo Y., Yamagata K., Nagaoka H. (1971 c). Finite element method applied to Biot's consolidation theory. Soils and Foundations. Vol. 11, n° 1, 29-45.

fissuration longitudinale des chaussées

par

Alfonso Rico Rodriguez

Dans plusieurs pays d'Amérique latine, d'Afrique et d'Asie, il est fréquent d'observer une rupture caractéristique des nouvelles routes ou des routes reconstruites, élargies ou aménagées pour les exigences croissantes du trafic routier. Cette rupture est mise en évidence par la formation de fissures, très rapprochées les unes des autres, qui se développent systématiquement à 1 ou 2 mètres des bords du remblai près de la surface de roulement. Ces fissures s'étendent longitudinalement sur des centaines de mètres, voire sur des kilomètres, suivant une direction régulière généralement des deux côtés de la route.

Si l'on ne prend pas des mesures préventives, la largeur et la profondeur de ces fissures augmentent et d'autres fissures peuvent apparaître parallèlement aux premières. L'effet de l'eau de pluie qui remplit ces fissures est probablement la cause principale de leur développement qui a pour résultat la rupture des talus par la pression hydrostatique de l'eau. Un effet secondaire d'importance est la destruction de l'uniformité de la surface du remblai par désintégration des lèvres des fissures. Il a été observé également que ces fissures ont une tendance à se propager vers le centre de la chaussée, détruisant ainsi la surface de roulement. En résumé, les fissures longitudinales peuvent détruire une route si des mesures correctives ne sont pas prises à temps.

Il a déjà été dit que cette détérioration peut être observée aussi bien sur les nouvelles routes que sur celles qui ont été reconstruites, renforcées ou élargies. Dans ce dernier cas, la fissuration est due à l'influence du compactage.

En ce qui concerne l'Amérique latine, et dans la limite de l'expérience personnelle de l'auteur, le compactage a été très peu ou pas du tout employé dans la construction routière. Au Mexique, par exemple, la première route compactée a été réalisée en 1950. De ce fait, une grande proportion des anciennes routes, modernisées ou élargies de nos jours, ont été compactées d'une façon très insuffisante. Il est bien

connu que le compactage augmente la tendance des sols fins (ou des sols ayant une grande proportion de particules fines) à la fissuration. En conséquence on peut observer actuellement des fissures sur les chemins aménagés ou modernisés et qui ont été mis en service depuis plus de 25 ans sans avoir jamais montré de fissuration longitudinale apparente. Il est évident que l'élargissement et le renforcement sont faits avec des techniques modernes de construction qu'on considère comme adéquates. De tels accidents engendrent évidemment des inconvénients structurels, mais, et c'est peut-être plus important, ils remettent en question les nouvelles technologies et les techniciens, car des chemins modestes avec des niveaux de service acceptables sont ruinés lorsqu'on essaie de les réparer ou de les remplacer par d'autres de meilleure apparence ou plus larges et qui sont détruits rapidement.

Pour mieux comprendre les causes fondamentales du problème de fissuration longitudinale, il est nécessaire de faire un aperçu de l'évolution des politiques de compactage des sols en Amérique latine et faire quelques remarques sur les matériaux utilisés pour la construction routière.

Il y a à peine 30 ou 35 ans, les ingénieurs pensaient que le compactage des remblais n'était pas nécessaire. Quelques-uns d'entre eux considéraient le compactage comme une technique à la mode dont le coût ne correspondait en aucun cas au profit qu'on en tirait. En fait cette technique a été considérée comme exotique et soumise à l'opposition naturelle aux nouveautés. Il est clair que cette attitude ne pouvait pas durer longtemps et le compactage a été rapidement accepté à tous les stades en devenant une méthode essentielle pour la construction des routes. La définition initiale du compactage comme une méthode d'amélioration de la densité des sols, ajoutée à la méconnaissance des diverses méthodes de compactage, ce qui est très courant spécialement pour les personnes qui travaillent sur chantier, ont fait évoluer les façons de penser

et on a atteint ce qu'on peut appeler « l'âge du compactage à tout prix ». On avait l'idée que plus un matériau est compacté, meilleures sont les propriétés que l'on peut en tirer, indépendamment de toute autre considération. Le compactage n'était pas utilisé comme une des méthodes pour améliorer le comportement mécanique d'un sol, mais très souvent il était, malheureusement, la seule qui soit prise en compte.

On doit citer une autre condition importante pour définir l'environnement de la construction routière en Amérique latine. Les réseaux nationaux supportaient traditionnellement des niveaux de trafic très bas; de nos jours la situation a changé et au Mexique, par exemple, il y a des autoroutes représentant moins de 25 % du réseau total, avec un trafic journalier de plus de 20 000, 50 000 et même 150 000 véhicules. Dans d'autres pays d'Amérique latine le trafic est encore plus petit et il est fréquent de faire les projets de routes pour un trafic estimé à 500 à 1 000 véhicules par jour.

D'autre part, on est très conscient du rôle social et politique joué par les transports dans les pays en voie de développement. Cette prise de conscience oblige à rechercher essentiellement la minimisation du prix initial des travaux, car on sait bien qu'il y a beaucoup à faire pour soulager toutes les déficiences ancestrales de l'état social. On peut penser que ce critère vise trop loin avec des conséquences sévères car, malgré le grand soin apporté au coût initial des autoroutes, on néglige d'autres aspects importants tels que l'entretien et l'exploitation. Dans des pays comme le Mexique, avec un développement extrêmement croissant, ce critère a conduit à un réseau routier non souhaitable dans les conditions actuelles et qui sera une source de problèmes dans l'avenir où l'on prévoit des trafics et des charges importants. En conclusion, on voit que divers aspects n'ont pas été suffisamment considérés dans le projet et la construction des réseaux nationaux de transport, car on a considéré que le point le plus important était de minimiser le prix initial de chaque route.

Le résultat de cette façon de penser est l'emploi de matériaux de mauvaise qualité, qui ne conviennent pas pour la construction des routes. L'utilisation de sols très plastiques avec des particules fines est courante et, d'autre part, la pratique du drainage visant à protéger les massifs de sols des terrassements, ainsi que le revêtement, n'est pas très courante. Finalement, l'emploi de sols stabilisés dans les routes est très rare.

Considérons les conséquences de la coexistence de ces deux critères.

L'emploi fréquent de matériaux de qualité douteuse et l'idée que le compactage est meilleur lorsque les niveaux d'énergie appliquée sont plus grands conduisent à des problèmes d'instabilité volumique sous l'effet de l'eau dans les terrassements, et naturellement à des problèmes de fatigue qui concernent 25 % du réseau routier.

C'est dans ce panorama que le problème de la fissuration longitudinale des remblais en Amérique latine doit être examiné.

Le mécanisme de fissuration a été conçu comme suit.

a) En chaque point du sol, préalablement à la construction d'une route, il existe un équilibre hydraulique entre l'évaporation superficielle et l'écoulement d'eau des couches inférieures, soit par capillarité, soit par remontée de la nappe phréatique pendant la saison des pluies. La précipitation pluviale dans la région est un élément qui participe ainsi à cet équilibre global.

b) Le régime hydraulique est modifié lorsque le remblai est construit, empêchant l'évaporation du sol juste sous l'ouvrage. De ce fait la teneur en eau du sol dans les zones imperméables tend à augmenter si le climat comporte une action solaire intense.

c) Si le remblai possède une grande proportion de particules fines, la teneur en eau augmentera par infiltration de l'eau en provenance des couches inférieures, spécialement pendant les saisons de pluies. D'autre part, et surtout pendant la saison sèche, l'eau du remblai s'évapore sous l'effet de l'intense action solaire. Ces phénomènes ne sont cependant pas uniformes dans tout le corps du remblai; les talus sont les zones les plus sensibles puisqu'ils sont les plus exposés à l'air, contrairement aux parties centrales plus protégées, surtout lorsqu'il y a un tapis, d'où un effet différentiel d'évaporation entre les matériaux qui se trouvent sur les côtés et ceux du centre du remblai. Il est courant d'observer pendant la période sèche que la teneur en eau des talus est réduite considérablement, tandis que dans la partie centrale elle reste pratiquement constante à toute époque; dans certains cas, on a même pu rapporter des augmentations de la teneur en eau des zones centrales en période sèche.

d) Lorsqu'un sol ayant beaucoup de particules fines perd son eau par évaporation, il en résulte un processus de contraction volumique; l'évaporation différentielle est donc accompagnée par son équivalent de retrait différentiel. Ce retrait est plus important dans les talus que dans la partie centrale du remblai, ce qui produit des fissures d'autant plus grandes que les sols utilisés sont plus sensibles aux variations volumiques par séchage. Si l'on considère une section droite quelconque du remblai, la zone fissurée apparaîtra quelque part entre le centre et les épaulements de la route; puisque toutes les sections droites voisines sont dans des conditions similaires, les zones de fissuration seront pratiquement en coïncidence. Dans la chaussée, considérée globalement, deux zones fissurées longitudinalement apparaîtront de chaque côté du remblai et dans la même direction.

e) Lorsque le dernier mécanisme est raisonnable, les fissures apparaissent au début de la saison sèche d'une façon relativement brutale.

f) Il est bien connu que jusqu'à un certain niveau au-dessus de la nappe phréatique, le sol contient de l'eau qui remplit pratiquement complètement les vides et à partir de ce niveau le degré de saturation décroît lorsqu'on s'éloigne de la nappe. Toute cette eau interstitielle est dans un état de traction décroissante avec le degré de saturation. En outre, dans la zone partiellement saturée, il y a de la vapeur d'eau dont la pression peut être réduite par l'évaporation superficielle ou par une chute de la température.

Dans la partie basse de cette zone, près de la limite où le phénomène capillaire engendre une saturation presque complète, il y a toujours continuité dans l'eau mais, puisque cette eau ne remplit pas tous les vides, les contraintes effectives ne seront plus égales à la différence entre les contraintes totales et la pression interstitielle. Dans la partie haute de la zone partiellement saturée, l'eau ne présente pas de continuité et le degré de saturation décroît rapidement vers la surface du sol. Les mouvements de la vapeur d'eau dépendront du gradient de pression de vapeur qui peut exister. Si la pression de vapeur augmente, par exemple à cause d'une montée de la température ambiante, l'eau a tendance à remonter, ce qui réduit la couche de sol partiellement saturé. Cependant, en fonction de l'environnement extérieur et du type de sol, du fait que

dans la frontière supérieure en contact avec l'air la tension capillaire et les conditions sont les mêmes que dans les zones voisines, la distribution de la pression dans l'eau est plus grande que celle qui correspondait à une loi linéaire et est seulement équilibrée par une réduction du rayon des ménisques d'eau entre les grains. Un écoulement continu vers la surface s'établit ainsi, comme par exemple dans les zones désertiques pendant les périodes sèches sous une action solaire intense.

Si l'on considère les conditions et le mécanisme de rupture cités ci-dessus, il apparaît que la fissuration longitudinale se produit lorsque l'on a :

- une alternance des saisons sèches et pluvieuses, avec une forte action solaire pendant les périodes sèches;
- une action capillaire intense, dans le sol naturel d'assise et dans le remblai lui-même. La nappe doit être proche de la surface du sol naturel comme c'est le cas des zones plates ou des dépressions;
- une utilisation de sols susceptibles d'avoir d'importants changements volumiques lorsque la teneur en eau varie.

Ces conditions sont très fréquentes au Mexique. Si en plus elles sont accompagnées de l'utilisation dans les ouvrages en terre de sols ayant une proportion considérable de particules fines et par l'emploi systématique du compactage, on comprend pourquoi la fissuration longitudinale est un sérieux problème pour les routes mexicaines. Ceci explique en même temps l'intérêt des ingénieurs mexicains pour ce sujet, qui a été étudié depuis plus de dix ans par « El Secretaria de Asentamientos Humanos y Obras Públicas » et par « l'Instituto de Ingeniería » de l'Université Nationale.

Trois objectifs ont guidé les travaux de recherche de ces deux organismes :

- connaître les conditions de chantier qui mènent à la fissuration, savoir comment la fissuration évolue et proposer des mesures pour la corriger lorsqu'elle est déjà visible, ou pour la prévenir, ou pour l'éliminer dans les nouveaux projets;
- déterminer expérimentalement quels sont les sols les plus couramment associés au problème de fissuration et établir des critères pour les dépister en développant des méthodes de classification des sols en fonction de leur sensibilité à ce phénomène;
- confirmer expérimentalement les mécanismes qui engendrent ce problème et déterminer leurs corrélations quantitatives avec les conditions sur chantier et leur évolution.

1 Recherche sur chantier

Compte tenu des brusques changements de climat entre les saisons sèches et les saisons fortement pluvieuses, couramment observés au Mexique, on s'est intéressé à la réponse des sols et des remblais aux changements volumiques. Considérons les dilatations d'une route typique construite sur un sol argileux, présentées sur la figure 1; il s'agit d'un remblai de 1,5 m de hauteur constitué par un sol ayant une grande proportion de particules fines. Le sol naturel a subi des gonflements assez notables à la fin de la période des pluies (ligne en pointillé) par rapport à la position initiale rencontrée à la fin de la période sèche (ligne en trait continu). On remarquera que la tranchée latérale est trop près de la structure et qu'elle a été inondée. On remarquera aussi que le corps du remblai n'a pas bougé par rapport aux talus et au sol naturel d'assise. Ce schéma est en bon accord avec les hypothèses indiquées précédemment.

Plusieurs études in situ ont porté sur les variations de la teneur en eau des remblais et des sols d'assise, avec des carottages et des essais de laboratoire.

La figure 2a correspond à un remblai de 4 m de haut construit avec un sable argileux, issu de la décomposition et de la désintégration partielle d'un schiste. La partie centrale du remblai est constituée par une argile, produit de décomposition totale de la même roche; le sol d'assise est composé de cette même argile. Ceci est un cas de modernisation et d'élargissement et le remblai argileux initial est couvert et protégé par un sable argileux. Les chiffres entre parenthèses indiquent les teneurs en eau à la fin de la construction, correspondant dans ce cas à la fin de la saison des pluies.

A cette première étape, la surface du remblai n'a pas été protégée. Le sable argileux a été compacté à 95 % de la densité sèche maximale Proctor Standard, avec 17,5 % de teneur en eau optimale et l'argile inférieure a été compactée à 90 % du Proctor Standard et avec une teneur en eau optimale de 37,5 %.

La figure 2b montre le même remblai non protégé à la fin de la période sèche. Les chiffres entre parenthèses représentent toujours les teneurs en eau mesurées et les chiffres sans parenthèses correspondent aux variations volumiques en pourcentage observées dans le remblai. On notera que le remblai argileux initial n'a pas eu de changements sensibles, comparés à ceux du sol d'assise et du sable argileux.

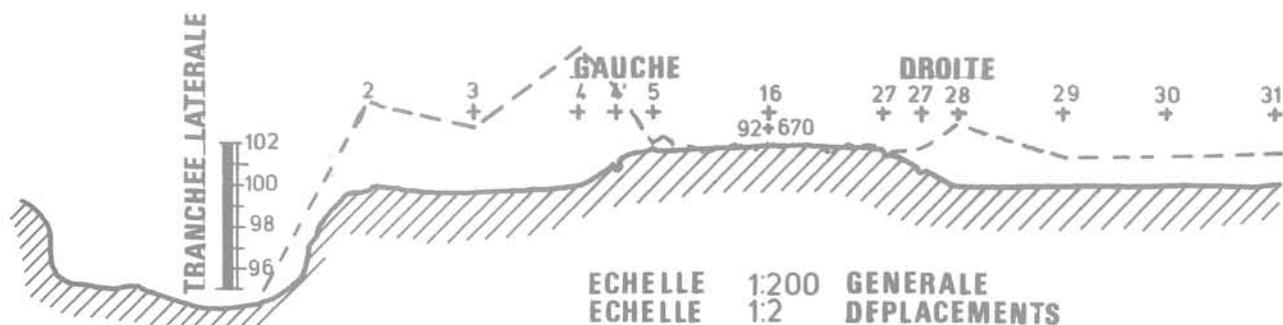
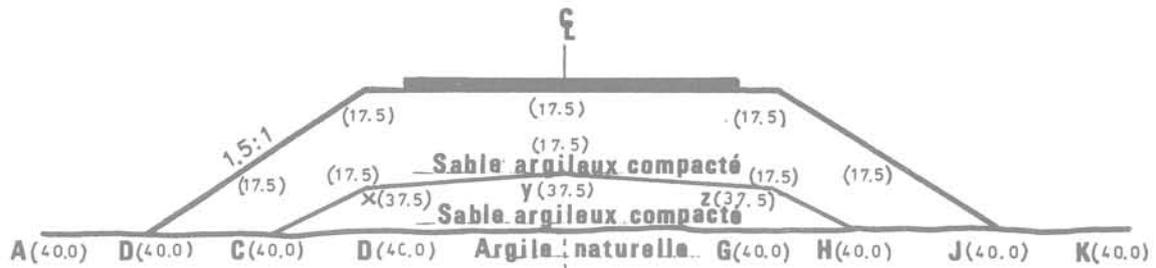
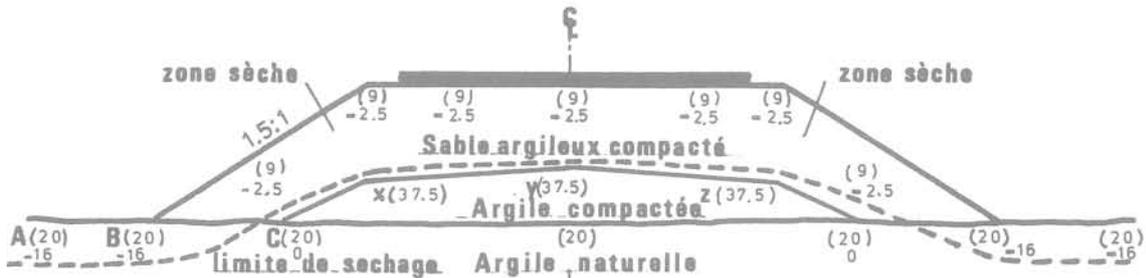


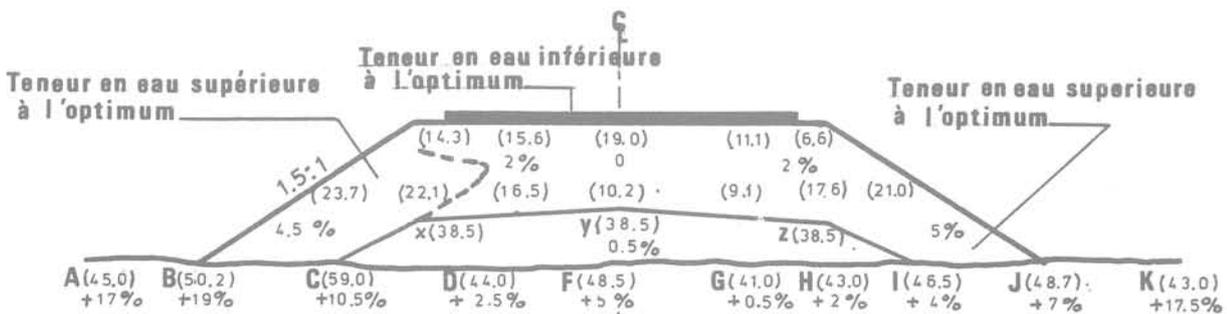
Fig. 1 Déplacements du sol dans une section naturelle



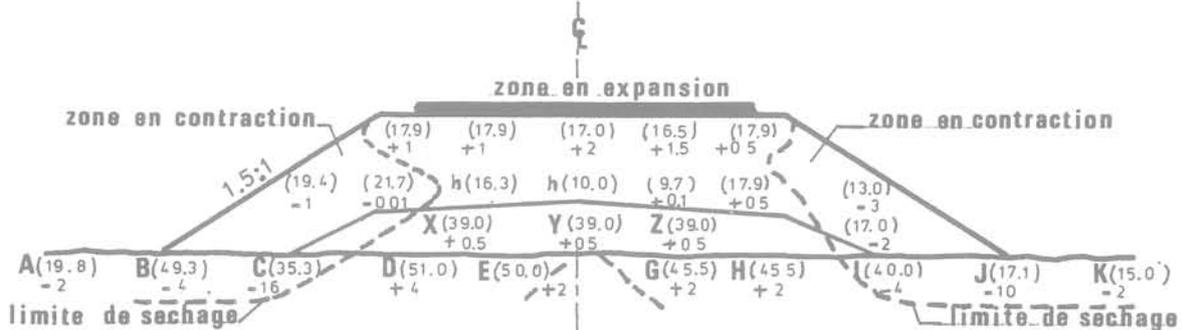
ETAPE I : REMBLAI NON PROTEGE _ FIN DE LA SAISON DES PLUIES



ETAPE II : REMBLAI NON PROTEGE _ FIN DE LA SAISON SECHE



ETAPE III : REMBLAI LEGEREMENT PROTEGE _ FIN DE LA SAISON DES PLUIES



ETAPE IV : REMBLAI AVEC UN RECOUVREMENT D'ASPHALTE _ FIN DE LA SAISON SECHE



ECHELLE

Fig. 2 Séquence des changements de volume d'un remblai routier

A la fin de cette saison sèche la surface de roulement a été protégée et les conditions montrées sur la figure 2c correspondent à la fin de la saison des pluies suivante, avec la même interprétation pour les chiffres entre parenthèses. Les chiffres sans parenthèses indiquent les variations volumiques qui sont maintenant des dilatations, dont les plus importantes ont eu lieu dans les talus et dans le sol d'assise, surtout aux endroits où il n'y a pas de protection. On observe également que la teneur en eau à l'intérieur du remblai reste inférieure à la teneur optimale tandis que dans le talus elle est considérablement plus grande. Le potentiel capillaire

peut expliquer la faible augmentation de la teneur en eau initiale du remblai argileux par rapport à la teneur en eau naturelle d'origine. Immédiatement après, le remblai a été recouvert par une couche d'asphalte et la figure 2d montre les mesures effectuées à la fin de la saison sèche suivante. On a conservé la présentation des résultats par des chiffres entre parenthèses, mais les chiffres sans parenthèses correspondent à un retrait lorsque le signe est négatif et à un gonflement dans le cas contraire. Il est évident qu'à la fin de la saison sèche la teneur en eau de ce remblai protégé par une couche d'asphalte est restée la même ou a

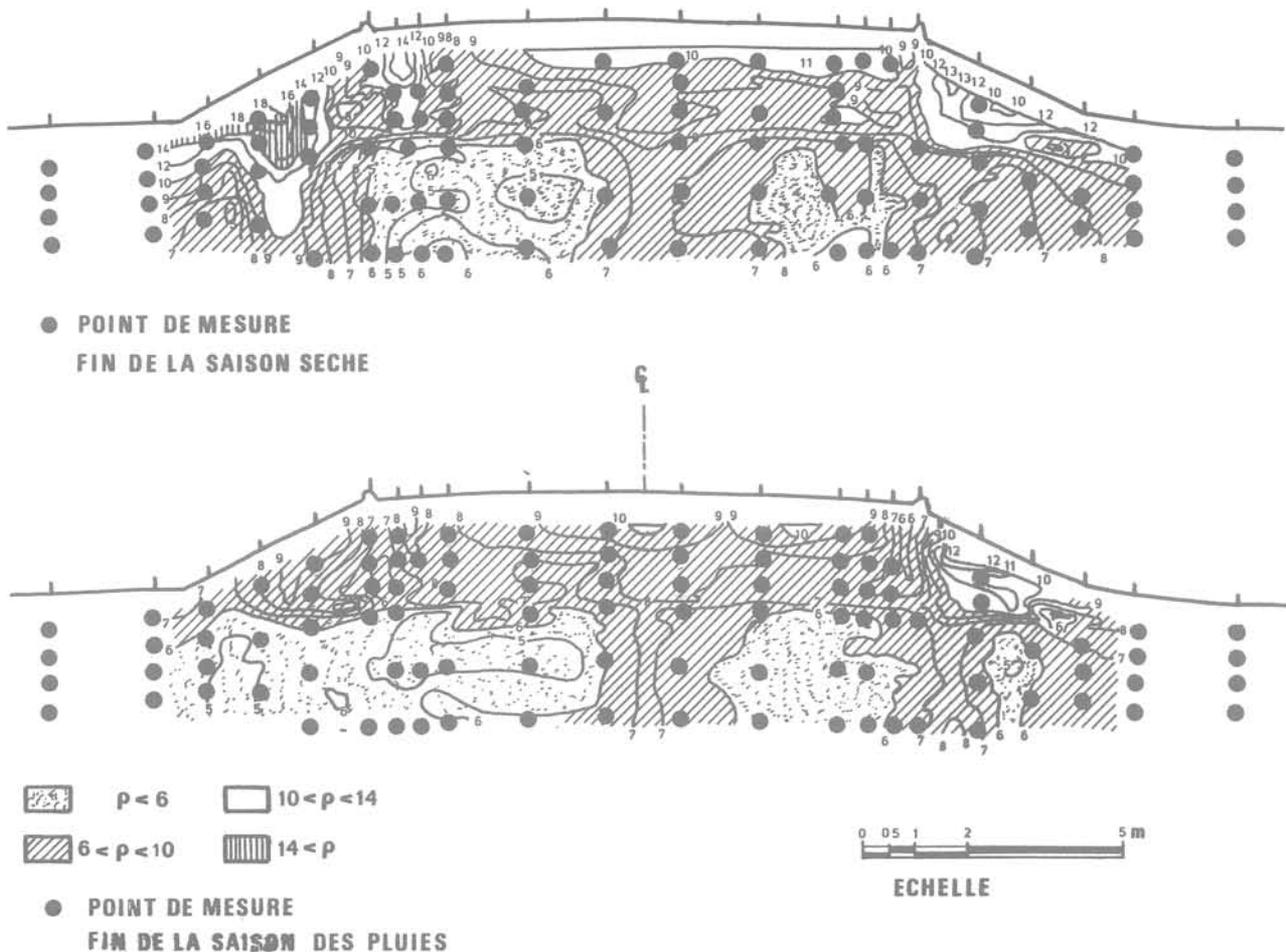


Fig. 3 Mesures caractéristiques de la résistivité dans un remblai routier

légèrement augmenté, alors que les zones de talus se sont desséchées, d'où la présence d'un processus de retrait. Dans le sol d'assise la zone non protégée par le remblai s'est considérablement desséchée.

Ces résultats représentatifs de toutes les sections étudiées viennent corroborer les hypothèses de base formulées pour expliquer le phénomène.

Une autre étude in situ qui doit être mentionnée est l'ensemble de mesures de résistivité électrique réalisées dans plusieurs sections de contrôle pratiquées sur différentes routes fissurées. Le but était de déterminer indirectement la teneur en eau en plusieurs endroits et ses variations saisonnières avec une méthode non destructive. La méthode de mesure est classique avec l'installation d'électrodes dans le corps du remblai. Sur la figure 3 on présente un remblai de 14 m de long et 3 m de haut, construit avec un matériau dont la teneur en argile est de 35 %. Le sol d'assise est argileux.

La figure 3a montre les résultats des mesures de résistivité à la fin de la période sèche et la figure 3b correspond à la fin de la saison des pluies. On observe à nouveau que le dessèchement a lieu dans les talus et qu'il est négligeable au centre du remblai. Le sol d'assise tend également à se dessécher par évaporation dans les parties qui ne sont pas protégées par le remblai. Dans les zones des talus, la résistivité peut augmenter dans la proportion du simple au double à la fin de la saison sèche, ce qui révèle une réduction correspondante de la teneur en eau.

2 Recherche en laboratoire

Un programme de recherches très étendues a été effectué depuis quinze ans; la série de travaux réalisés au Secretaria de Obras Públicas (sous la direction de l'auteur et de M. R. V. Orozco) et à l'Instituto de Ingeniería (M. J. Alberro) sera présentée maintenant.

2.1 Travaux de MM. Rico et Orozco

On considère deux matériaux utilisés couramment pour la construction de routes dans la zone du Yucatán : le premier est une argile fortement compressible et l'autre est un limon ou stable argileux calcaire, tous deux résultats de la décomposition et de la désintégration d'une roche calcaire caractéristique de cette zone karstique du Yucatán. Le matériau argileux est le plus difficile à traiter mais il est parfois utilisé pour la reconstruction des remblais. Le sable est le matériau de base pour la construction initiale des remblais. Le tableau de la figure 4 résume quelques propriétés des deux matériaux.

Les essais de gonflement réalisés avec le dilatomètre Hveem ont permis de déterminer ce qu'on appelle les « trajets compactage en fonction de la teneur en eau ». Ces courbes sont construites comme suit : à partir de la densité sèche maximale Proctor pris comme état de référence, on calcule les pourcentages de compactage en faisant le rapport entre le poids volumique à un instant donné et la valeur de référence.

Sol	Echantillon	LL %	LP %	I _p %	LR %	Colloïdes %	S _s %	M.O. %	CO ₃ Na ₂ %	CO ₃ HNa %	CLNa %	Potentiel de gonflement d'après Holtz et Gibbs
Sable argileux	remanié	31	20	11	18	7	2,74	2	70	0,7	0,06	modéré à moyen
Argile naturelle	intact	94	37	57	13	59	2,39	22	-	0,7	0,07	élevé à très élevé très élevé très élevé
		111	38	73	3	74	2,36	19	-	0,4	0,08	
		112	34	78	10	37	2,38	12	-	0,7	0,06	
Argile compactée	remanié	88	36	52	-	56	-	-	-	-	-	élevé à très élevé très élevé très élevé élevé à très élevé élevé à très élevé très élevé très élevé très élevé
		103	37	56	-	66	-	-	-	-	-	
		125	41	84	-	64	-	-	-	-	-	
		95	34	61	-	-	2,48	-	-	-	-	
		98	29	69	-	-	2,45	-	-	-	-	
		122	26	96	-	-	2,39	-	-	-	-	
		115	28	87	-	-	2,38	-	-	-	-	
116	31	85	-	-	2,40	-	-	-	-			

Fig. 4 Propriétés des sols étudiés

LL limite de liquidité
 LP limite de plasticité
 I_p indice de plasticité
 LR limite de retrait
 S_s densité
 MO teneur en matière organique

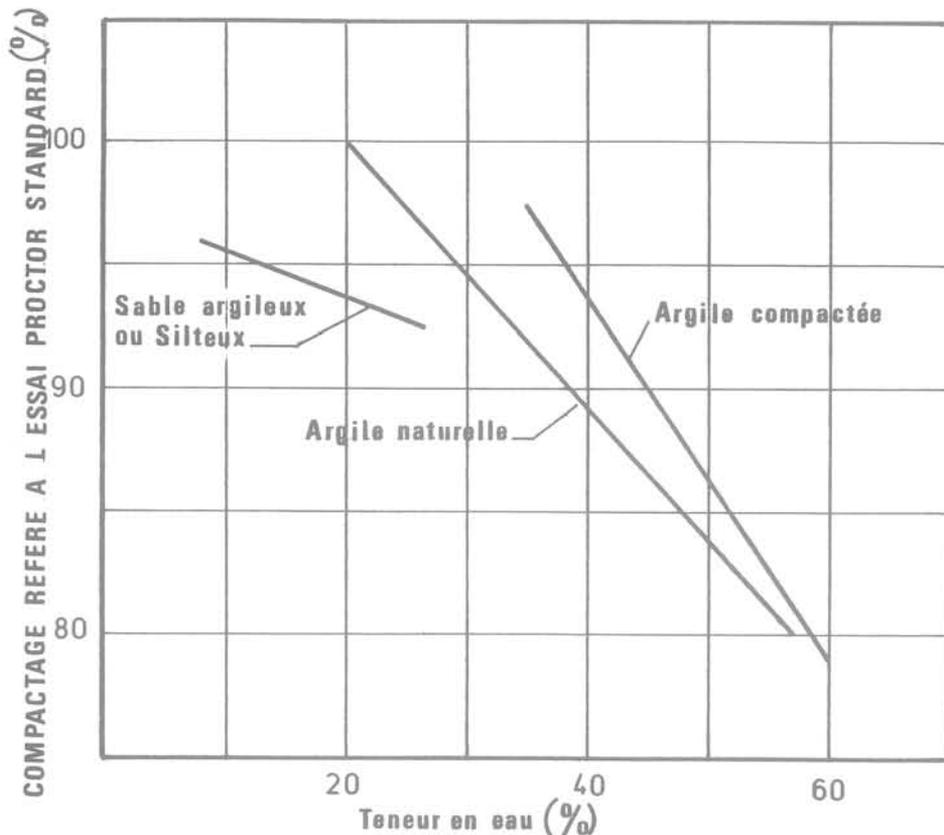


Fig. 5 Trajets (compactage - teneur en eau)

$$\frac{\Delta V}{V_i} = 1 - \frac{G_i}{G_f} \dots 1$$

$$\frac{\Delta V}{V_i} = \frac{1}{1 + \frac{K}{W - W_i}} \dots 2$$

Equations du changement de volume

Différents échantillons de sable et d'argile ont été compactés du « côté sec » et placés dans le dilatomètre Hveem, en les laissant se dilater librement jusqu'à ce que la condition finale appelée saturation soit atteinte. Dans tous les cas l'évolution volumique a été observée en fonction des variations de la teneur en eau et cette évolution, qui est obtenue pour chaque échantillon essayé, est appelée « trajet ».

Un exemple représentatif de trajet pour ces sols est montré sur la figure 5. Il est clair que plus la courbe est aplatie, moins le sol est sensible aux variations volumiques. Il faut observer que la plupart des courbes

expérimentales sont assez proches de celles qui sont présentées ici comme des courbes typiques. Pour le sable et l'argile compacte, les trajets obtenus sont des droites et ceux de l'argile naturelle sont légèrement courbés, dans les trajets représentatifs de la figure 5, on a volontairement omis cette courbure.

La formule 1 ci-dessous exprime les variations volumiques du sol en fonction des degrés de compactage (initial et final) de chaque échantillon de sol. Le degré de compactage final est exprimé par rapport à la densité sèche maximale Proctor :

$$\frac{\Delta V}{V_i} = 1 - \frac{G_i}{G_f} \quad (1)$$

L'application de cette formule à un cas réel est faite à partir d'un *trajet* faisant intervenir les conditions de compactage initial et la teneur en eau du sol. Dans un tel cas les *trajets* fournissent un critère pour évaluer le pourcentage de variation volumique du sol en fonction de la teneur en eau. Ces *trajets* ont ainsi été utilisés avec succès à divers projets pour estimer le comportement futur de l'ouvrage.

A partir de l'expression (1) on obtient facilement la formule (2) où w est la teneur en eau maximale prévue pour le remblai étudié, et w_i la teneur en eau initiale du même matériau; w_i sera en général la teneur en eau optimale de compactage in situ; K est un paramètre adimensionnel qui dépend de la pente du *trajet* envisagé et du degré de compactage initial du sol.

$$\frac{\Delta V}{V_i} = \frac{1}{1 + \frac{K}{w - w_i}} \quad (2)$$

L'intérêt de cette expression est qu'elle permet de donner un critère de projet pour déterminer le degré de compactage et la teneur en eau pour qu'un sol devant être placé dans un remblai minimise sa sensibilité aux changements volumiques. Pour illustrer cela, la figure 6 montre les courbes de K en fonction de la teneur en eau initiale pour le sable argileux ou silteux cité précédemment. Les courbes ont été obtenues au laboratoire avec un dilatomètre qui mesure les variations volumiques du sol en fonction des variations de la teneur en eau à partir d'une valeur initiale donnée, jusqu'à la valeur finale, c'est-à-dire de saturation dans le dilatomètre.

Si la teneur en eau optimale de compactage du matériau sur le chantier est par exemple de 17,5 %, la figure montre qu'à 96 % du compactage initial la valeur de K est de 6,5, mais que pour 100 % elle est réduite à 3,5. Avec ces deux valeurs de K et avec une estimation de la teneur en eau que le sol peut atteindre dans le remblai, la formule 2 permet de calculer les variations volumiques correspondant à ces deux degrés de compactage : dans ce cas particulier le compactage à 96 % est meilleur que celui à 100 %.

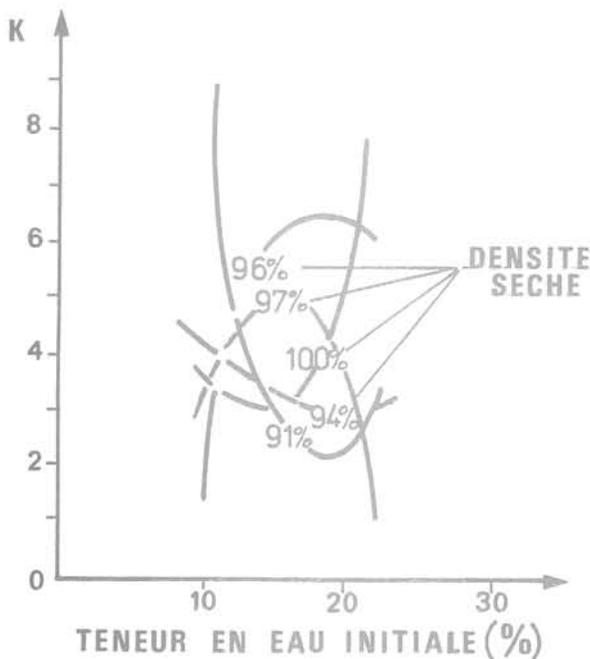


Fig. 6 Valeurs de K pour des teneurs en eau et des degrés de compactage différents

Vu la forme compliquée des courbes donnant la valeur de K , on peut dire qu'il n'y a pas de relation apparente sous forme d'expression simple entre le degré du compactage donné au sol du remblai et les variations volumiques pour chaque sol et pour chaque condition particulière. Ce fait, qui confirme l'expérience des praticiens, indique qu'il est nécessaire de faire pour chaque projet l'étude détaillée qui vient d'être décrite ici.

2.1 Travail de M. Alberro

Le but de ce travail était de déterminer la sensibilité aux déformations volumiques des sols utilisés couramment pour la construction des remblais en fonction de leur teneur en eau initiale et de leur poids volumique.

Deux matériaux ont été considérés, ils sont dénommés CH dans la classification de Casagrande, avec $LL = 85\%$ et 79% respectivement, $IP = 55\%$ et 47% et LR de $13,7\%$ dans les deux cas.

La recherche a été réalisée en laboratoire sur des éprouvettes compactées avec une énergie spécifique de $7,5 \text{ kg} \cdot \text{cm/cm}^3$ pour le premier matériau et de $1; 3,3; 7,5$ et $30,1 \text{ kg} \cdot \text{cm/cm}^3$ pour le deuxième. Des essais de dilatation volumique ont été effectués en même temps que des essais triaxiaux sur ces éprouvettes en faisant diverses combinaisons des paramètres suivants : énergie de compactage, teneur en eau initiale, pression de confinement et aussi contrepression interstitielle.

La figure 7 présente les dilatations volumiques du deuxième matériau compacté à trois niveaux différents d'énergie en fonction de la teneur en eau initiale, et la figure 8 présente la dilatation volumique des mêmes échantillons en fonction de la pression effective de confinement employée dans l'essai triaxial.

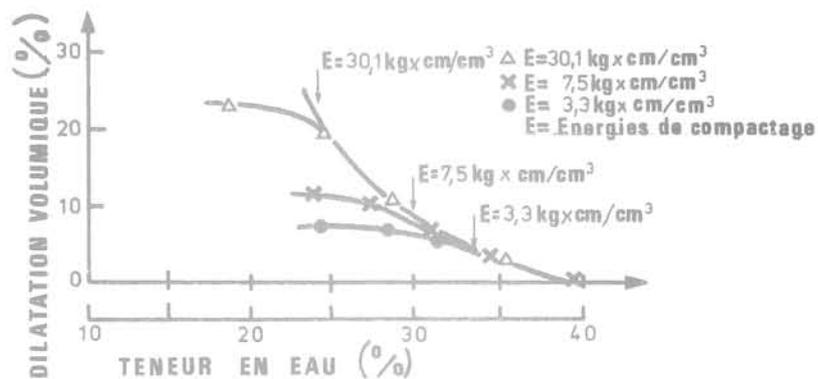


Fig. 7 Gonflement en fonction de la teneur en eau initiale

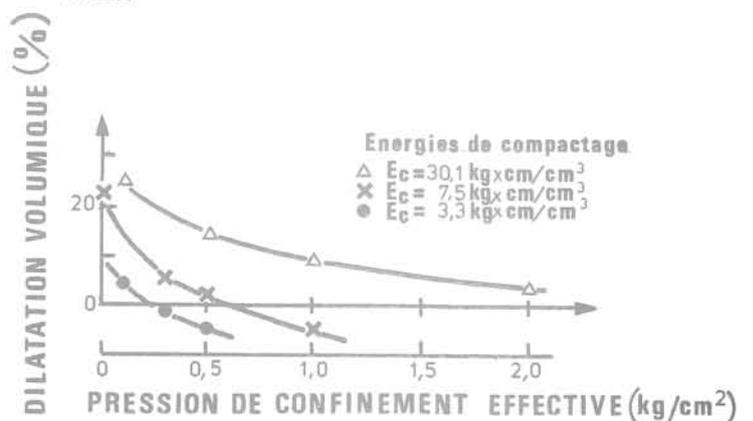


Fig. 8 Gonflement en fonction de la pression effective

Les essais de dilatation ont été complétés par des essais de retrait par un séchage lent.

Les résultats importants de cette recherche sont les suivants :

a) *Influence du poids volumique initial*

Pour une même teneur en eau de compactage, les échantillons les plus denses ont montré un plus grand gonflement, ce qui est corroboré par d'autres résultats rapportés dans la littérature (fig. 7). Les courbes de dilatance ont une enveloppe commune, ce qui implique que le gonflement de tous les échantillons avec une teneur en eau supérieure à l'optimum dépend essentiellement de la teneur en eau de compactage.

b) *Influence de la teneur en eau de compactage*

La dilatation volumique augmente lorsque la teneur en eau de l'échantillon décroît. Ce résultat a déjà été obtenu par d'autres chercheurs.

c) *Influence de la structure de l'échantillon*

Il est connu que les sols naturels prélevés de façon à rester intacts sont moins dilatants que les sols compactés à la même teneur en eau. Il est connu, aussi, que la structure d'un sol compacté est liée à la position du sol sur la courbe de compactage. Ce fait a été traité largement dans la littérature, par exemple Maranha das Neves à Lisbonne ou Lambe au M. I. T. ont suggéré qu'il se forme une structure floculée dans les sols compactés avec une teneur en eau inférieure à l'optimum et que cette structure devient de plus en plus orientée lorsque la teneur en eau dépasse le point optimal. La recherche faite au Mexique pour étudier le comportement des sols fins compactés suggère que la description de la structure de ce type de sols en fonction de la position et des relations entre les particules, prises individuellement, n'est pas possible et que la structure des sols fins compactés est principalement une question d'assemblage et de liens entre des mottes, des groupes de particules et non des particules isolées. Actuellement des travaux sont effectués au Mexique pour déterminer les structures qui constituent les groupes floculés de particules. Il semble que pour des teneurs en eau supérieures à l'optimum, tous les sols fins ont pratiquement la même structure, indépendamment de l'énergie de compactage; au contraire, pour les échantillons compactés à des teneurs en eau inférieures à l'optimum, la structure des floculats dépend fortement de l'énergie de compactage. On peut dire alors que les grandes énergies induisent de fortes pressions interstitielles par osmose, ce qui du même coup engendre de grands gonflements lorsque les pressions sont dissipées par humidification.

d) *Influence de la pression de confinement*

La dilatation d'un sol compacté à une teneur en eau et une densité données est réduite notablement lorsque la pression effective de confinement augmente (fig. 8), ce qui réduit l'équilibre de la teneur en eau. Il en résulte que lorsque le sol est mis en contact avec de l'eau libre le degré de saturation de l'échantillon augmente sans changement de volume.

e) *Influence du temps de repos*

Lorsque le temps entre la préparation de l'échantillon à la teneur en eau de compactage et le compactage proprement dit augmente, le potentiel de gonflement décroît. Ce phénomène doit être relié aux propriétés de thixotropie des argiles. Puisque la résistance au cisaillement des sols augmente avec le compactage, l'efficacité de l'énergie décroît et l'on obtient des poids volumiques moins grands; le potentiel de gonflement correspondant se trouve donc diminué.

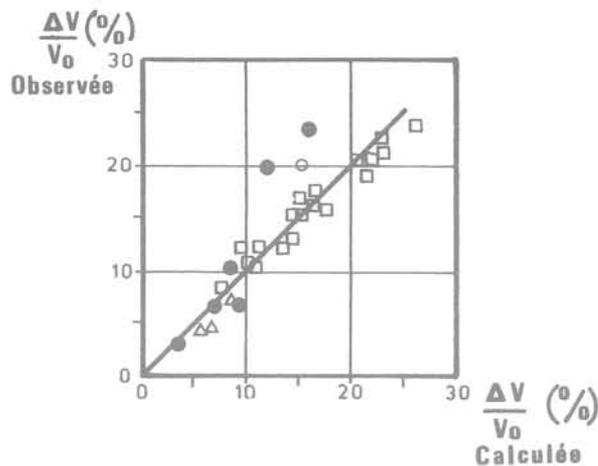


Fig. 9 Variations volumiques calculées et observées

Le résultat final du travail de M. Alberro est un ensemble d'expressions reliant les variations volumiques des sols de gonflement ou de retrait à des paramètres simples de comportement tels que l'indice de plasticité, la teneur en eau initiale, le poids volumique initial, la limite de retrait, etc. Pour illustrer l'intérêt de ces expressions, la figure 9 montre les résultats obtenus pour la prévision des gonflements des sols utilisés dans la construction routière au Mexique et la comparaison avec les valeurs mesurées en laboratoire. Les expressions de M. Alberro ont été publiées dans les comptes rendus de la Conférence Panaméricaine de Mécanique des Sols et des Fondations qui a eu lieu récemment à Lima.

3 Développement d'un modèle mathématique pour le phénomène de fissuration longitudinale

A partir des recherches financées par le Secretaria de Asentamientos Humanos y Obras Publicas pour être effectuées par l'Instituto de Ingenieria de l'Université Nationale, ces deux organismes ont mis au point et développé ensemble un modèle physicomathématique de la fissuration longitudinale des remblais.

Pour cela il était nécessaire d'étudier :

- la distribution des contraintes et des déplacements induits dans un remblai lorsque l'on impose des déformations de dilatation ou de contraction au remblai ou au sol d'assise,
- les déformations volumiques des sols en fonction de leur teneur en eau et de leur densité initiales,
- la distribution et la variation de la teneur en eau des sols constituant le remblai et le terrain de fondation lorsque des variations saisonnières ont lieu.

Pour cette étude on a utilisé la méthode des éléments finis pour déterminer les déplacements, les contraintes effectives et les pressions interstitielles produites par les variations volumiques dans le sol. Le maillage était constitué par des triangles. La formulation matricielle du problème comprenait :

- une matrice de rigidité pour l'ensemble des éléments, en terme de contraintes effectives,

- une relation matricielle entre les déformations volumiques des triangles et les déplacements des nœuds,
- une relation matricielle entre le volume de chaque triangle et la pression interstitielle,
- la matrice du poids propre et des surcharges,
- la matrice des déformations volumétriques imposées aux éléments.

Un programme de calcul pouvait alors être rédigé; en lui donnant les gonflements et les retraits des matériaux du remblai et du sol d'assise, on peut calculer la distribution des contraintes de traction engendrées.

Ce modèle a bien évidemment une double utilité, comme c'est souvent le cas dans ce genre de simulation des phénomènes physiques : d'une part il est possible de calculer les variations volumiques à partir de données réelles et avoir une idée des contraintes de traction et de leur distribution dans l'ouvrage; d'autre part, dans le cas d'un projet lorsqu'on connaît les propriétés des matériaux, il est possible de faire une estimation des variations volumétriques à partir des critères indiqués, et le modèle permet de se faire une idée des contraintes de traction qui risquent de se produire et de leur distribution. Au-delà de ces applications évidentes, le modèle en a d'autres qui ne sont pas moins utiles : grâce aux facilités de calculs des ordinateurs et en donnant des valeurs arbitraires aux paramètres, on peut se rendre compte du poids de chacun des paramètres et leurs relations. Grâce à cela les critères du projet gagnent en finesse et en précision.

En termes généraux, les gonflements et retraits maximaux qui peuvent être atteints dans un problème réel sont de l'ordre de 20 % et les valeurs minimales sont nulles. Curieusement pour des calculs réalisés avec des données réelles, le modèle conduit à des contraintes effectives maximales de traction qui vont jusqu'à 7,5 MPa, ce qui explique largement les phénomènes de fissuration observés.

Les figures 10 à 12 représentent les contraintes de traction (en MPa) données par le modèle, en supposant une zone de gonflement au centre et au-dessous du remblai et une zone de retrait dans les talus et dans le sol d'assise non protégé par le remblai lui-même. Sur chaque figure on peut voir l'amplitude des gonflements et des retraits.

D'après le modèle, il apparaît que :

- 1) le maximum du retrait a plus d'influence que le maximum du gonflement pour le développement de la fissuration,
- 2) les variations volumiques différentielles sont plus significatives dans le corps du remblai que dans le sol d'assise.

Ces deux conclusions ont été corroborées par les observations sur chantier. Les fissures apparues dans les remblais constitués de sols fins posés sur des roches, ce qui représente des cas tout à fait exceptionnels, sont toujours très fines car il n'y a pas de mouvement d'eau en provenance du sol d'assise, ce qui est à l'origine des plus fortes variations volumiques.

4 Solutions proposées au problème de la fissuration

Il y a évidemment deux types de problèmes importants :

- a) les remèdes à apporter à des remblais existants fissurés,
- b) les projets de nouveaux remblais pour lesquels le phénomène de fissuration n'aura pas lieu ou pour que ces remblais soient protégés contre son développement.

Dans le premier cas on a retenu deux solutions. La première consiste à élargir la section du remblai de 2 à 3 m de chaque côté, ce qui n'empêche pas la formation de fissures, mais qui change leur position et les place en un lieu où elles ne risquent pas d'induire de plus grands dommages; une autre solution consiste à protéger le remblai en superposant des talus sur ceux qui existent, mais avec une plus grande pente (de 3 : 1 à 5 : 1). Cette deuxième solution s'est révélée plus économique et donne de meilleurs résultats que la première; la fissuration se produit alors sur les talus recouverts où le dommage produit est minimal, spécialement lorsqu'il y a de la végétation, ce qui élimine la nécessité de l'entretien. La végétation offre ainsi plusieurs avantages et peut même résoudre les petits problèmes.

Pour les nouveaux remblais une solution immédiate consiste à les protéger avec des matériaux non sensibles aux dilatations volumiques, cependant cette

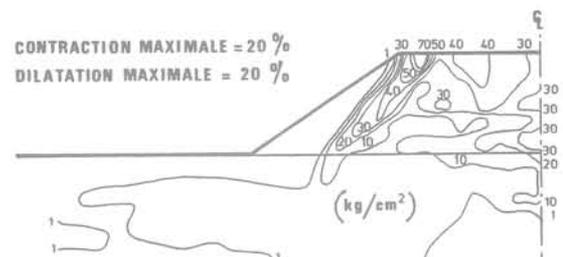


Fig. 10 Contraintes principales de traction

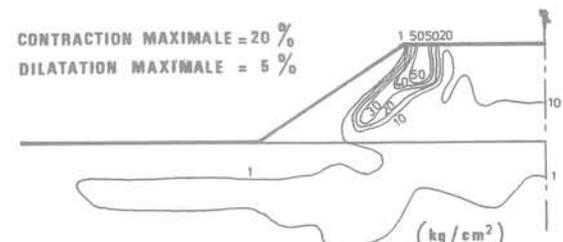


Fig. 11 Contraintes principales de traction

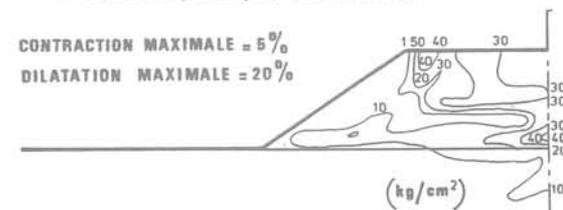


Fig. 12 Contraintes principales de traction

solution n'est pas toujours en bon voisinage avec la nécessité de minorer le prix de la construction des routes à faible trafic. La mise en place d'une couche très poreuse de 20 à 25 m d'épaisseur pour « couper la capillarité » s'est toujours montrée comme une solution sûre et assez fiable, mais également coûteuse et malheureusement injustifiée pour les routes modestes. L'emploi de nappes en films plastiques se trouve actuellement dans sa première phase expérimentale au Mexique. Quelques nouveaux remblais ont été construits en observant ces règles de protection pour corriger la fissuration des remblais existants.

Un dernier commentaire en ce qui concerne la stabilisation des sols au moyen d'additions en faibles pourcentages de divers types de sols. Les résultats de cette excellente et économique méthode sont très bons et il est recommandé que le projeteur les garde en tête comme une solution éventuelle.

Les diverses autoroutes et sections expérimentales qui existent actuellement au Mexique permettront de comparer la valeur de ces différentes solutions au problème de la fissuration.

utilisation des tirants précontraints

en Chine

par

Li Shi-Zhong

Ingénieur, Bureau d'étude et de prospection hydro-électrique du Nord-Est, Chang-Chun, relevant du Ministère de l'Industrie de l'Énergie de la République Populaire de Chine.

Le tirant précontraint est une pièce tendue d'un type nouveau. Les tirants scellés à une extrémité dans le massif rocheux profond peuvent profiter des efforts d'ancrage du terrain pour maintenir la stabilité d'ouvrages ou de massifs rocheux.

Depuis les années 60, on sait sceller des tirants dans n'importe quel terrain, non seulement rocher mais encore sable et gravier ou argile. L'expérience pratique d'un grand nombre de travaux a prouvé que la technologie du confortement des ouvrages ou des massifs rocheux par tirants précontraints est une technologie avancée.

En Chine, on a utilisé, en 1964, des tirants précontraints de 324 t (scellement injecté sous pression) pour consolider la fondation du barrage de Méchan et de bons résultats ont été obtenus. En 1965, on a utilisé des tirants précontraints de 300 t dans les zones d'appui des vannes-segments de la sortie de la galerie d'amenée d'eau d'Erlonchan. En 1974, on a réussi à renforcer une cavité de 40 m de portée par des tirants précontraints de 60 t (scellement mécanique). En 1975, dans la centrale de n° 310 (1), on a utilisé des tirants précontraints de 110 t (scellement mécanique, raccordement sous pression par explosion) pour renforcer le massif rocheux instable de l'entrée de la galerie d'amenée d'eau.

Actuellement le tirant précontraint est utilisé de plus en plus largement dans les travaux publics en Chine.

1 Aperçu de l'utilisation des tirants précontraints

Un tirant peut pénétrer dans un massif rocheux stable sur une profondeur de 10 à 40 m, en traversant le plan de glissement (ou la zone instable). On profite de la résistance à la traction élevée des fils d'acier pour augmenter l'effort normal et la résistance au cisaillement du massif rocheux (particulièrement dans le plan de structure faible) dans le but d'améliorer le comportement mécanique du rocher et d'assurer effectivement le rôle de renforcement.

L'utilisation des tirants est conditionnée par la géologie, la nature du massif rocheux, la méthode d'exécution, etc. Depuis les dernières années, la théorie du calcul des structures souterraines a progressé de nouveau à cause de développement de la mécanique des roches, des techniques de calcul, des techniques de mesure expérimentale. L'expérience pratique d'un grand nombre de soutènements et de traitements de protection par boulonnage et gunite a notamment permis l'évolution des tirants précontraints.

1.1 Utilisation des tirants dans des barrages

Des tirants précontraints peuvent être utilisés dans le renforcement des barrages déjà construits, pour augmenter leur stabilité et effectuer leur surélévation. On peut également construire des barrages précontraints pour réduire la dimension du profil.

Au mois de novembre 1962, alors que le niveau du réservoir atteignait la cote 124,89 m, une fuite importante est brusquement apparue dans la fondation de la rive droite du barrage de Maichan (2). La fondation du barrage en rive s'est inclinée et s'est élevée vers la gauche et vers l'aval, des diaclases se sont ouvertes et une fracture continue s'est formée sur 101 m de long, avec une largeur maximale de 17 mm. La fondation du barrage s'est désorganisée jusqu'à une profondeur de 15 à 25 m au-dessous de la surface de base. Après comparaison avec d'autres solutions, on a adopté la solution de renforcement par des tirants précontraints dont la longueur varie de 30 à 47 m. Les tirants précontraints, composés respectivement de 123 et 165 fils d'acier à haute résistance de 5 mm de diamètre, sont mis en place dans des forages de 110 mm et 130 mm de diamètre respectivement (fig. 1). La précontrainte de montage d'un tirant est de 240 t et 324 t respectivement. L'effort total de précontrainte, pour 102 forages permanents, est de 24 200 t, ce qui a augmenté la stabilité du plan de glissement de l'accident et du plan de glissement profond, et empêché la déformation de la fondation du versant. En

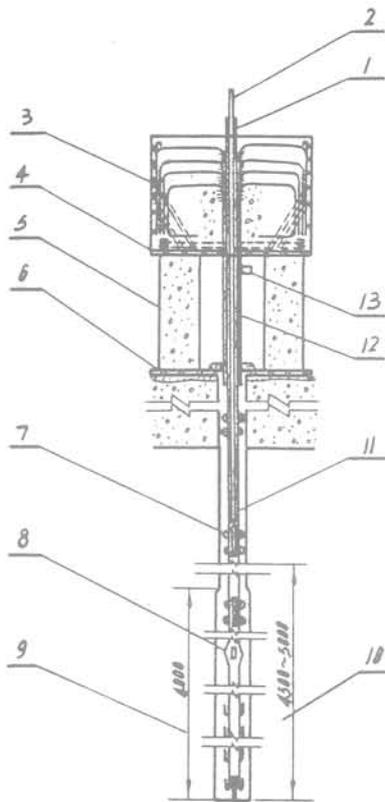


Fig. 1 Constitution des tirants précontraints utilisés dans la fondation du barrage de Maichan

- 1 forage d'injection
- 2 tubage en acier
- 3 tête d'ancrage en béton armé
- 4 plaque d'acier
- 5 bloc d'appui
- 6 plan pris en compression
- 7 distance des grilles 1 m
- 8 partie diffusante
- 9 forage élargi sur une longueur de 4 m
- 10 zone de scellement sur une longueur de 4 à 5 m
- 11 fils d'acier à haute résistance
- 12 tubage en acier
- 13 tubage de retour du mortier

1969, la cote 133,33 m a été atteinte par la retenue, et aucun phénomène anormal n'est apparu.

1.2 Utilisation des tirants dans une cavité de grande portée

On peut utiliser des tirants précontraints pour le soutènement et la protection de la voûte et des parois d'une cavité. On peut également utiliser simultanément, pour le renforcement d'une cavité, des tirants précontraints, le boulonnage, la gunite, le béton armé et l'injection sous pression.

On a ainsi renforcé une cavité de 40 m de portée, creusée dans un calcaire ordovicien à pendage doux avec des couches minces de calcaire marneux et de schiste argileux. Malgré les mesures prises pour le creusement par la galerie de faite, et la conservation de colonnes de rocher, il s'est pourtant produit des cassures du revêtement. Pour remédier à cela, on a mis en place quatre rangs de 60 tirants précontraints, composés de 6 torons de 7 fils de 4 mm, d'une capacité de 60 t et d'une longueur de 10 à 15 m, disposés suivant une direction radiale dans la zone supérieure de la voûte (fig. 2).

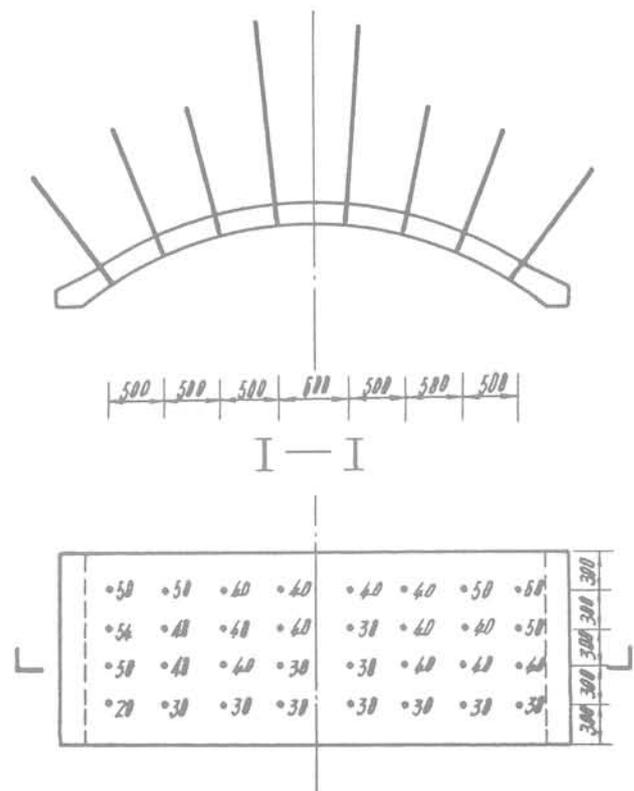


Fig. 2 Disposition des tirants et valeurs (en t) de la précontrainte

Un calcul par la méthode des éléments finis a montré qu'il existe une zone de contraintes de traction dans la voûte et le radier. Avant la mise en tension des tirants, la plus grande contrainte de traction sur la paroi de la cavité est 0,4 MPa en haut et 0,9 MPa en bas. La plus grande contrainte de compression apparaît dans les voussoirs et est environ 10,4 MPa. Après la mise en précontrainte, la zone de contraintes de traction de la voûte s'est déplacée au-delà de l'extrémité des tirants. Une zone de contraintes de compression uniforme apparaît dans la zone renforcée. Il n'existe plus qu'une petite zone de contraintes de traction sur la paroi de la cavité (fig. 3).

A cause de l'augmentation de la compression entre les couches rocheuses produite par les tirants précontraints, un anneau de rocher portant s'est formé sur une certaine profondeur, ce qui augmente la stabilité et la continuité du massif rocheux et sa capacité portante. Le contact entre la couche rocheuse et le revêtement est devenu plus serré, ce qui améliore la condition de contrainte du revêtement. Les résultats d'observations ont prouvé que la voûte a été stabilisée.

1.3 Utilisation des tirants dans un massif rocheux

La prise d'eau de la centrale n° 310 (1) est à 25 m au-dessous du niveau normal de la retenue. L'assise rocheuse est principalement constituée de diorite. Le rocher est altéré sur 3 à 3,5 m d'épaisseur. Des diaclases et des failles se développent dans le versant. La direction d'une famille de discontinuités est à peu près perpendiculaire au bord du réservoir (un lac naturel), parallèle à l'axe de la prise d'eau. La direction d'une autre famille est parallèle au bord du lac. C'est pourquoi de nombreux dièdres instables se sont formés dans le massif rocheux, après l'explosion du bouchon rocheux de la prise d'eau. Le plus important

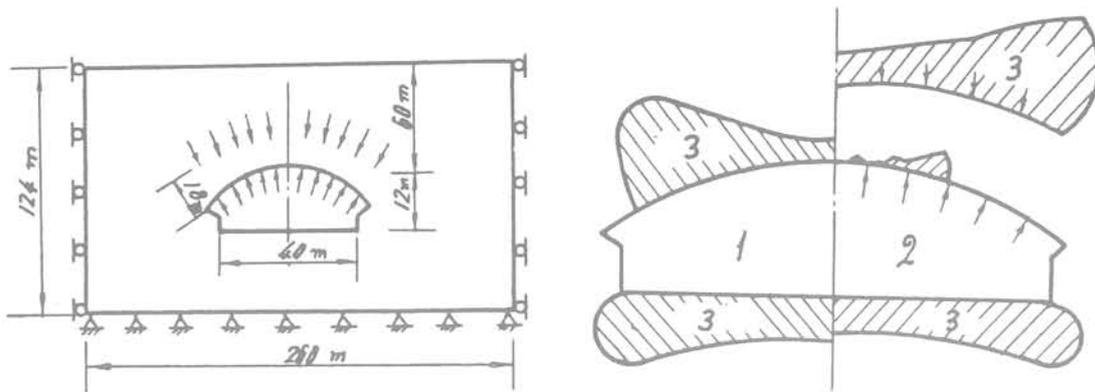


Fig. 3 Effet de renforcement par tirants précontraints, calculé par la méthode des éléments finis

- 1 caverne non mise en précontrainte
- 2 caverne mise en précontrainte
- 3 zone hachurée : contraintes de traction

est un massif de glissement formé par un filon de granite et des failles (F5), soumis à une force totale du glissement de 726 t environ (fig. 6 et 7).

Pour empêcher le glissement du massif rocheux suivant la faille (F5) et la fermeture de la prise d'eau pendant l'explosion du bouchon rocheux ou l'exploitation de la centrale, il a fallu réaliser un renforcement du massif. Plusieurs solutions de renforcement ont été comparées : poutres en béton armé coulées en galerie dans le versant pour résister au cisaillement; poutres en acier enfoncées dans des forages pour accroître la résistance au cisaillement, etc. La solution de renforcement par des tirants précontraints présente les avantages suivants : il est possible de supprimer toute excavation et l'usage d'explosif dans le versant près du bouchon rocheux; l'exécution n'est pas influencée par le niveau d'eau du lac; le domaine de renforcement est plus étendu (la plus grande distance atteinte dans le massif rocheux est de 22 m, jusqu'au toit du bouchon rocheux). On peut utiliser les forages des tirants pour une injection de consolidation. La solution par tirants précontraints est notamment une méthode de renforcement actif du massif rocheux. La mise en tension permet d'améliorer la résistance du plan faible du rocher et d'augmenter la capacité portante du massif rocheux. La solution de renforcement par tirants précontraints a été finalement adoptée. La constitution des tirants de la centrale n° 310 (1) est présentée dans la figure 4.

Les résultats de l'observation de l'explosion du bouchon rocheux et de l'exploitation depuis 4 ans ont prouvé que les tirants précontraints mis en place assurent efficacement le renforcement du massif rocheux de la prise d'eau de la centrale.

1.4 Utilisation des tirants dans la zone d'appui de vannes-segments

Dans la centrale n° 330 (3), par exemple, la poussée de l'axe des vannes-segments est de 2 800 à 4 200 t. Si on adopte une structure en béton armé, il faut disposer en éventail 1 120 cm² d'armatures dans la zone d'appui d'une pile de vanne, et il est difficile de satisfaire le critère de la résistance à la fissuration du béton. Par la solution utilisant du béton armé avec des tirants précontraints, on peut économiser environ 1/3 d'acier et, éviter la fissuration.

D'après les résultats d'essais et de calculs faits sur ordinateur électronique, on a déterminé que la force de traction de mise en place d'un tirant précontraint est de 300 t. Un tirant est composé de 162 fils de 5 mm de diamètre ou de 84 fils de 7 mm de diamètre. Deux rangs des tirants dont chacun est composé de 10 fils (la longueur est respectivement de 20 m et 16,5 m) sont disposés en forme de secteur dans les piles de vanne de 3 m d'épaisseur. La force composée et la poussée d'axe sont superposées (photos 1, 2 et 3).

1.5 Utilisation des tirants pour le traitement d'éboulements dans une cavité

La portée de la cavité est de 30 m, le piédroit a 17,7 m de haut. La cavité se trouve dans une couche de phyllite. Des failles se développent dans le massif rocheux avec un remplissage en matériaux argileux, devenant plus marneux au contact de l'eau. La valeur d'expansion libre est de 20 mm/m. La résistance à la compression simple est de 0,3 à 0,4 MPa pour le matériau hors d'eau et 0,1 à 0,2 MPa après imbibition. En mars et avril 1975, deux éboulements de rochers de 4 et 7 m se sont produits malgré la protection par boulonnage, gunite et grille d'acier. On a stabilisé ces éboulements en utilisant des câbles de torons composés chacun de 7 fils d'acier de 4 mm de diamètre, d'une longueur de 14 et 18 m, précontraints à 15 t et 36 t et injectés en deux fois (fig. 5).

2 Conception des tirants précontraints

2.1 Disposition des tirants

Dans la zone de la prise d'eau de la centrale n° 310 (1), par exemple, le domaine à renforcer par des tirants précontraints est principalement le massif frontal au-dessus de la prise d'eau. On a disposé en fleur de prunier deux rangs de tirants, distants de 1,5 m environ en tête de forage et de 5 à 7 m à l'extrémité du forage; on a disposé également 6 tirants sur les deux côtés pour augmenter la compression latérale du massif rocheux. Les forages ont de 14 à 22 m de longueur (fig. 6).

La disposition des tirants est déterminée d'après la condition d'équilibre des forces (fig. 7).

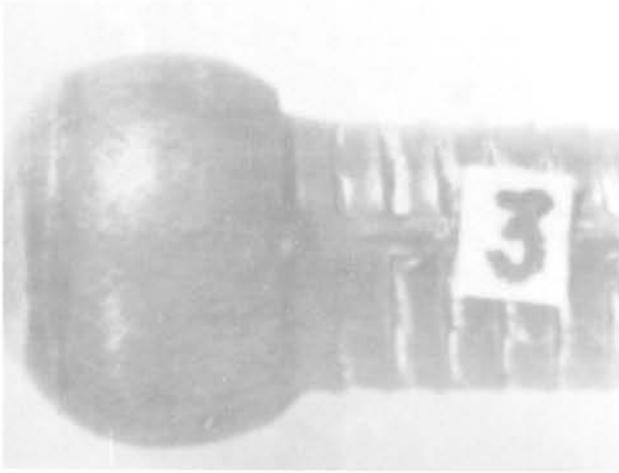


Photo 1 Fils d'acier à haute résistance derrière la tête d'ancrage

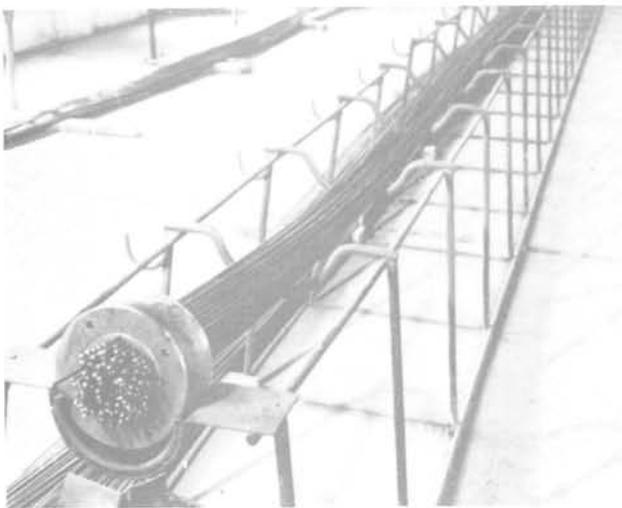


Photo 2 Tête d'ancrage extérieure et gerbe des fils à haute résistance

$$P = f \cdot Q \cdot \sin(\theta - \alpha) + Q \cdot \cos(\theta - \alpha) \quad (1)$$

où

P = force totale de glissement suivant le plan de glissement probable (déjà diminuée de la résistance au cisaillement du massif rocheux).

Q = force résultante des tirants dans le massif frontal du rocher au-dessus de la prise d'eau de la galerie.

α = inclinaison des tirants dans le massif frontal du rocher au-dessus de la prise d'eau de la galerie.

θ = angle de pendage du plan de glissement.

f = coefficient de frottement.

Pour obtenir la force maximale de résistance au glissement, il faut avoir :

$$\frac{dP}{d\alpha} = -f \cdot Q \cdot \cos(\theta - \alpha) + Q \cdot \sin(\theta - \alpha) = 0$$

soit $f = \text{tg}(\theta - \alpha)$ c'est-à-dire $\phi = \theta - \alpha$.

Pour obtenir un résultat optimum, l'angle entre la direction de la force résultante des tirants et le plan de glissement probable doit être le plus proche possible de l'angle de frottement interne. La disposition des tirants est alors déterminée en fonction de la position de la galerie de travail.



Photo 3 Tirants dans la zone d'appui des vannes-segments

2.2 Analyse de la valeur de la précontrainte des tirants

Dans le cas de la prise d'eau de la centrale n° 310, d'après l'équilibre des forces (fig. 7), on a :

$$\frac{K \cdot P}{N} = (F_1 + F_3) + (F_2 + F_4) \cdot f \quad (2)$$

où

$$F_1 = F \cdot \cos(\theta - \alpha_1)$$

$$F_2 = F \cdot \sin(\theta - \alpha_1)$$

$$F_3 = F \cdot \cos(\theta - \alpha_2)$$

$$F_4 = F \cdot \sin(\theta - \alpha_2).$$

Les définitions de P, θ et f sont les mêmes que dans la formule 1.

N = nombre de groupes des tirants (N = 7 pour le cas du massif frontal du rocher au-dessus de la prise d'eau de la galerie).

K = coefficient de sécurité (coefficient dynamique pour explosion de 1,5 et coefficient de perte de précontrainte de 10 % d'où K = 1,65).

α_1, α_2 = inclinaison des tirants supérieurs et inférieurs.

F = puissance unitaire d'un tirant (précontrainte de mise en place)

$$\text{d'où } F = K \cdot P / \{ N [\cos(\theta - \alpha_1) + \cos(\theta - \alpha_2) + f \cdot \sin(\theta - \alpha_1) + f \cdot \sin(\theta - \alpha_2)] \} = 89 \text{ t.}$$

2.3 Constitution d'un tirant

Le tirant d'ancrage est constitué de trois parties principales : partie passive (zone d'ancrage au terrain), partie libre, partie active (tête du tirant).

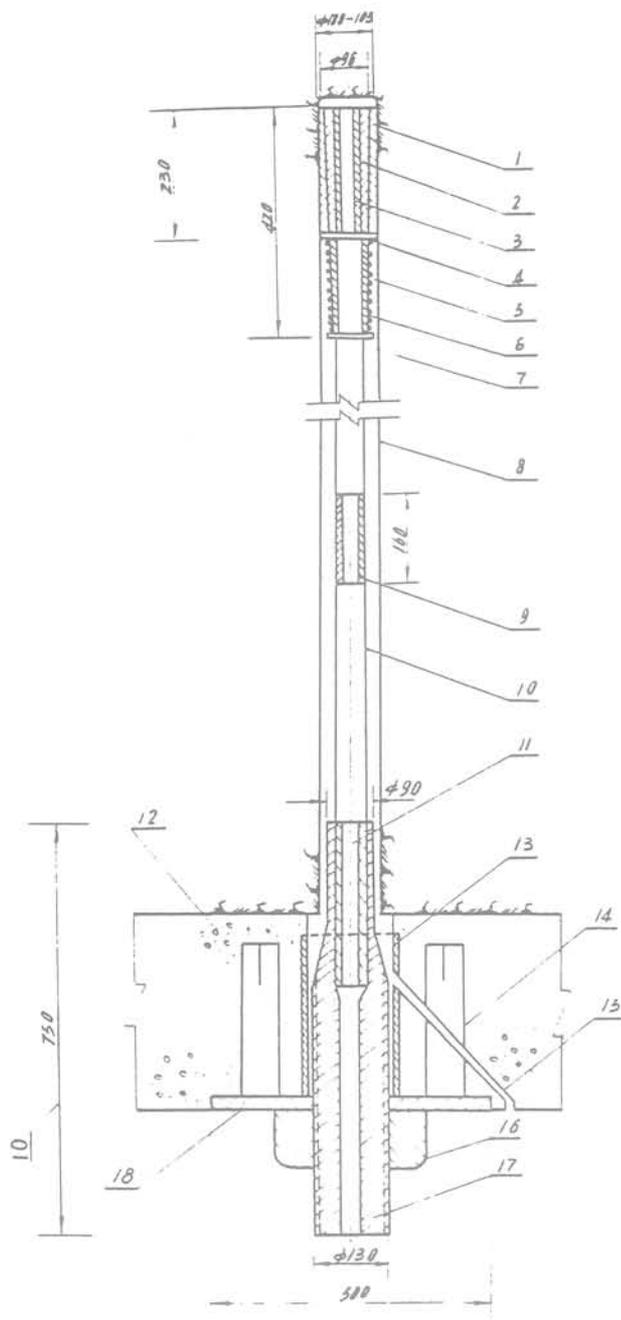


Fig. 4 Constitution des tirants utilisés dans la centrale n° 310

- 1 plaque de serrage extérieure
- 2 obturateur interne
- 3 manchon de tubage intérieur
- 4 cercle d'appui
- 5 ressort
- 6 manchon de tubage pour ressort
- 7 cercle de soutien
- 8 forage
- 9 manchon de tubage intermédiaire
- 10 fils d'acier du tirant
- 11 manchon du tubage intérieur
- 12 appui en béton
- 13 manchon de tubage à l'extrémité du forage
- 14 plaque d'ancrage
- 15 tubulure de retour du mortier
- 16 boulon
- 17 bouchon d'ancrage extérieur
- 18 plaque d'appui à l'extrémité du forage

2.3.1 Partie passive

La partie passive est à l'extrémité du forage. Le rôle de cette partie est de fournir la force d'ancrage lors de mise en tension. Le type d'ancrage au terrain peut être soit un scellement au mortier d'injection, soit un scellement mécanique.

Le scellement au mortier d'injection, adopté dans la fondation du barrage de Méchan, consiste à sceller des fils d'acier par du ciment pur dans la partie élargie en bout de forage. Il faut non seulement assurer l'adhérence entre le mortier et le piédroit du rocher, mais encore le mortier en prise ne doit pas être abîmé après la mise en tension.

Le mortier doit remplir tout l'espace entre les fils d'acier pour assurer la résistance à l'arrachement et la protection des fils contre la corrosion.

Dans le cas d'un tirant de 110 t de la centrale n° 310, si le scellement d'injection était adopté, il faudrait une longueur de scellement de 1,5 à 2 m, et l'opération de mise en tension ne pourrait avoir lieu qu'un mois après l'injection du scellement. Pour accélérer l'exécution et augmenter le plus possible l'étendue de renforcement, on a adopté le scellement mécanique du type coquille à expansion. La liaison entre un obturateur intérieur et le rocher est obtenue par trois plaques de serrage extérieures. Pour le scellement mécanique, les conditions techniques requises pour la réalisation de la tête d'ancrage et du diamètre du forage sont sévères, sinon il est difficile d'obtenir la force de scellement prévue.

2.3.2 Partie libre

C'est la partie principale du tirant. Dans le cas de la centrale n° 310 chaque tirant est composé de 22 fils d'acier de 7 mm de diamètre. La contrainte limite de traction est de 1740 MPa. La qualité des forages d'ancrage permanent pour le barrage de Méchan est excellente, et il n'y a pas de phénomène de fissuration. Mais il est possible de voir apparaître la corrosion sous contrainte et la fissuration (poursuivie jusqu'à la rupture dans un forage d'essai), si les mesures prises contre la corrosion à long terme des tirants à haute résistance sous contraintes élevées ne sont pas convenables. C'est pourquoi, nous admettons en général que la contrainte de projet utilisée doit être 65 % de la contrainte limite de traction. Dans le cas de la centrale n° 310, compte tenu de l'influence de la vibration due à l'explosion et de la variation de contrainte, on a retenu une contrainte de projet égale à 60 % de la contrainte limite de traction, soit 1045 MPa, c'est-à-dire une mise en tension de 90 t par tirant, l'effort limite de traction étant de 147 t.

2.3.3 Partie active (tête extérieure du tirant)

Son rôle consiste à maintenir la précontrainte des tirants après leur mise en tension et à régler la précontrainte si nécessaire. C'est pourquoi les conditions requises pour cette partie active sont un ancrage assurant un réglage facile et une perte de précontrainte minimale.

La tête extérieure des tirants utilisée pour le renforcement d'une cavité à grande portée, mentionnée précédemment (fabriquée par l'Institut de génie civil du Bâtiment de Pékin), porte un anneau d'ancrage hexagonal et un bouchon d'ancrage cylindrique, tendu par un vérin creux du type $y_c - 60$. La tête d'ancrage extérieure dans la fondation du barrage de Méchan est

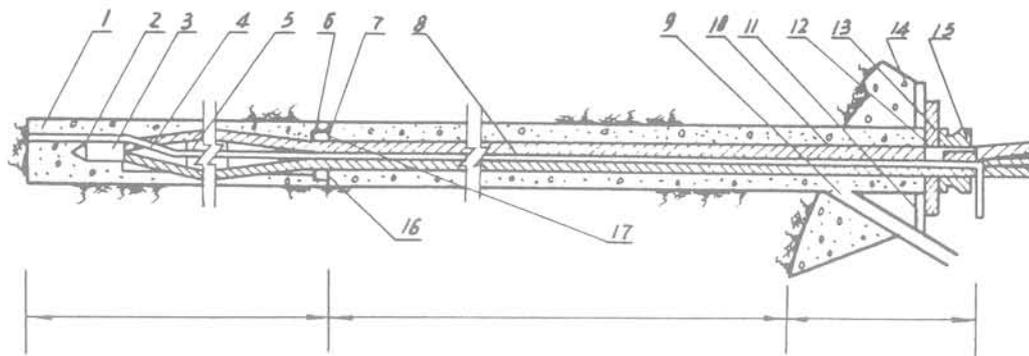


Fig. 5 Constitution de tirant utilisé pour le traitement d'un éboulement dans une cavité

- 1 tige de fixation de position
- 2 tuyau d'évacuation d'air
- 3 tête d'ancrage du tirant
- 4 tuyau d'évacuation du coulis
- 5 anneau
- 6 anneau d'arrêt du coulis
- 7 bouchon pour fixer les fils
- 8 tubage
- 9 tubage d'injection
- 10 fils d'acier
- 11 plaque d'appui fixée
- 12 plaque d'appui mobile
- 13 cercle d'ancrage extérieur
- 14 massif de béton
- 15 bouchon d'ancrage extérieur

en béton armé (diamètre de 0,8 à 1 m, hauteur de 0,8 à 1 m résistance admissible de 50 MPa). La tête d'ancrage extérieure dans la centrale n° 310 est un boulon en acier (A3), le raccordement entre la tête d'ancrage extérieure et les fils d'acier étant réalisé suivant la technologie du raccordement sous pression par explosion (4).

La partie active comprend encore le cale en béton et la plaque d'appui dont le rôle est de permettre la perpendicularité entre le plan de l'orifice de forage et le tirant. Afin d'éviter la rupture de la roche à cause de la concentration des contraintes, on scelle la tête du tirant à la plaque d'appui après la mise en tension, puis la plaque d'appui transmet uniformément la précontrainte au rocher.

3 Essai des tirants précontraints

3.1 Essai de traction des fils d'acier à haute résistance

Les fils d'acier adoptés dans la fondation du barrage de Méchan, de 5 mm de diamètre, fabriqués par l'usine d'acier de Tiensin, sont des fils d'acier étirés à froid. Les normes de fabrication de l'usine sont : résistance limite de traction 1600 MPa, nombre de courbages de 180° à froid ≥ 4 , pourcentage d'allongement 3%. Les résultats de contrôle d'exécution ont montré que la résistance limite de traction est supérieure à 1700 MPa pour 94,6% des mesures et inférieure à 1600 MPa seulement pour 0,37% des mesures.

De nombreux essais et mesures *in situ* ont montré que les tirants sont mis en surtension 2 à 3 fois pendant une demi-heure à 75% de la résistance limite de

traction. La contrainte correspondant à la limite d'écoulement (contrainte produisant une déformation permanente de 0,2% après le déchargement) satisfait le critère de projet (inférieure ou égale à 80% de la contrainte limite de traction). Le module d'élasticité est augmenté à $2,10^5$ MPa environ, mais la plasticité est baissée.

Les fils d'acier à haute résistance utilisés dans la centrale n° 310, de 7 mm de diamètre, sont de fabrication japonaise. La résistance limite de traction mesurée est de 1740 à 1750 MPa, sans grande dispersion. Le module d'élasticité est de $2,25 \cdot 10^5$ MPa pour une contrainte inférieure à 1300 MPa, ce qui montre que la qualité est excellente.

3.2 Essai du mortier d'injection

3.2.1 Essai

Dans le cas du réservoir du Shuanpai, on a utilisé un ciment à base de silicate de la classe 600, avec malaxage artificiel ou mécanique (vitesse de rotation 210 tr/mn). La résistance à la compression du mortier de ciment peut atteindre 50 MPa pour un rapport eau-ciment inférieur à 0,43. Dans le cas du réservoir de Méchan, la vitesse de rotation du mélangeur est de 460 tr/mn. Le temps de mélange est de 5 minutes. Pour un rapport eau/ciment de 0,4 à 0,45 et un dosage à 0,20% de plastifiant, la résistance à la compression simple à 28 jours est de 60 MPa, la valeur maximale pouvant atteindre 86 MPa. On n'a observé aucune fissure du mortier de ciment de prise dans les forages de tirants. Tous les espaces annulaires entre les fils des tirants sont remplis par le mortier. De plus il n'y a pas de bulles de gaz dans les forages. L'adhérence entre la paroi et le mortier est excellente.

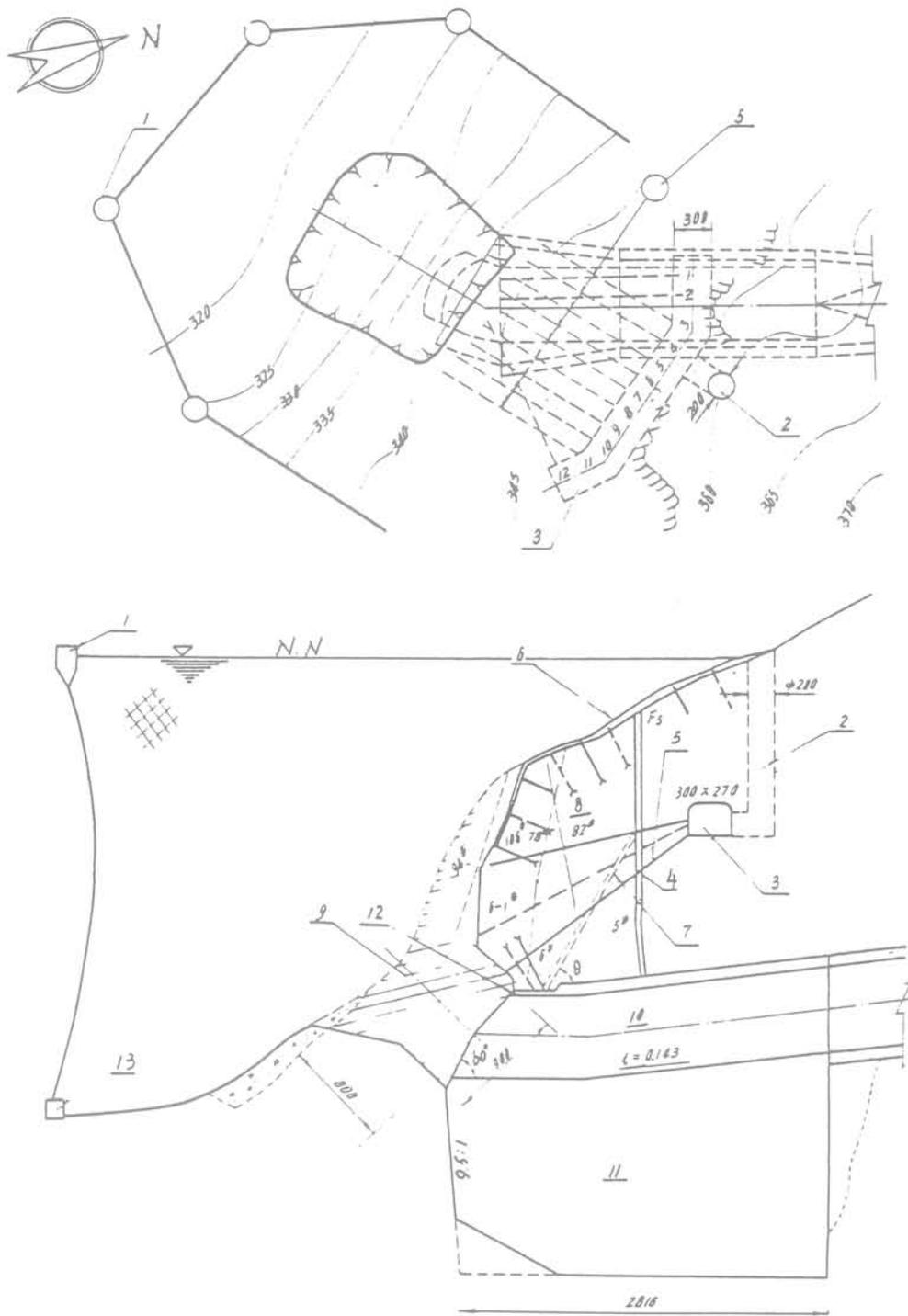


Fig. 6 Disposition des tirants de la prise d'eau de la centrale n° 310

- 1 flotteur
- 2 puits
- 3 galerie de travail
- 4 faille
- 5 tirants précontraints
- 6 béton injecté
- 7 pendage de la roche
- 8 boulonnage
- 9 bouchon rocheux
- 10 galerie d'amenée d'eau
- 11 fosse d'accumulation des pierres
- 12 tronçon de gunite
- 13 stabilisateur

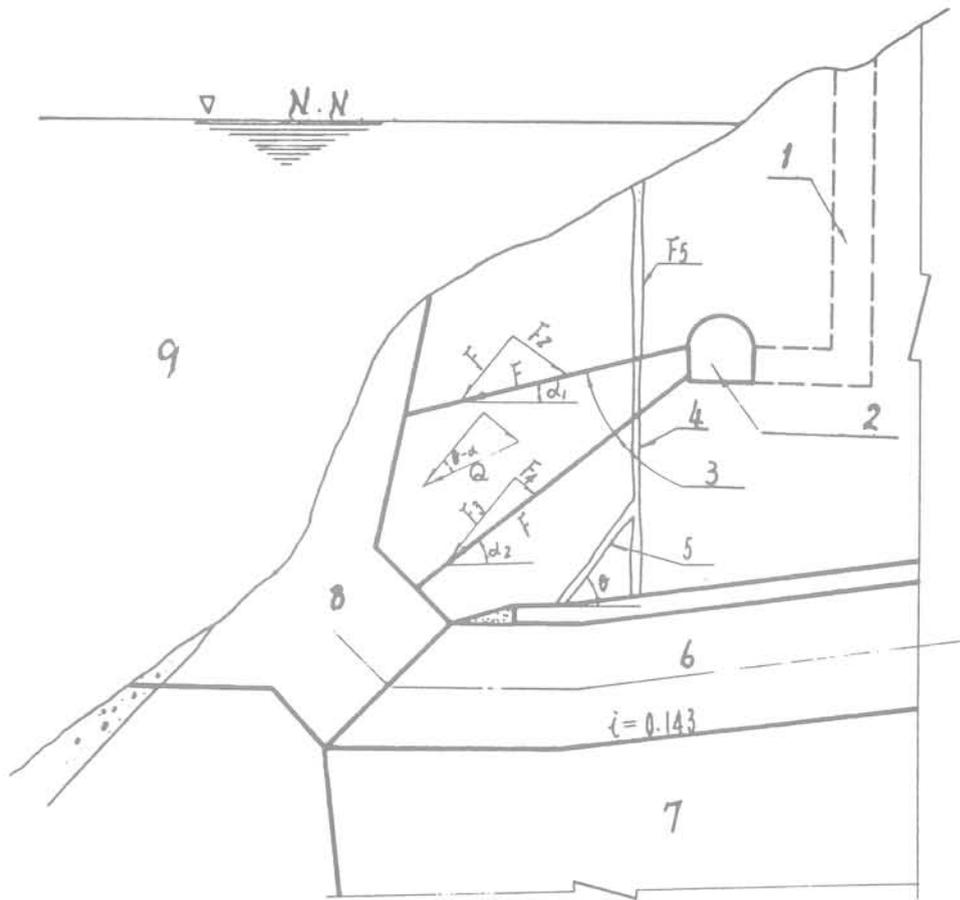


Fig. 7 Schéma du calcul du tirant précontraint

- 1 puits
- 2 galerie de travail
- 3 tirants précontraints
- 4 faille
- 5 pendage de la roche
- 6 galerie d'amenée d'eau
- 7 fosse d'accumulation des pierres
- 8 bouchon rocheux
- 9 lac naturel

3.2.2 Imperméabilité du mortier de prise

Si la couche de protection des fils est très mince, elle ne satisfait pas la condition requise d'imperméabilité, ce qui influence la durabilité de la précontrainte. Si la couche de protection est surépaisie de 5 mm, on peut par exemple diminuer les 52 fils du rang extérieur du tirant utilisé dans la fondation du barrage de Méchan, soit 42 % des 123 fils du tirant. C'est pourquoi il est nécessaire de contrôler que l'épaisseur de la couche de protection est convenable. Les résultats des essais et l'expérience pratique de travaux ont montré que l'épaisseur minimale de la couche de protection doit être entre 14 et 16 mm pour satisfaire le critère d'imperméabilité sous 1 MPa.

3.2.3 Scellement

Le rocher des forages d'essai du réservoir de Shuangpai est constitué de grès rouge violacé et de schiste. Pour un rapport eau/ciment de 0,38 à 0,40 et une longueur de la zone d'ancrage de 3,58 m, la force d'ancrage d'un tirant à 123 fils de 5 mm de diamètre dépasse 280 t (force d'ancrage de projet de 270 t). La valeur maximale atteinte est 390 t. On a fait des essais analogues dans le cas du réservoir de Méchan. La

force d'ancrage peut dépasser 240 t pour une longueur de la zone d'ancrage de 2 m. La zone de scellement par injection peut donc fournir une résistance suffisante à l'arrachement.

3.3 Essai de raccordement sous pression par explosion

En ce qui concerne les tirants de la centrale n° 310, on a adopté la technologie du raccordement sous pression par explosion (4) pour le raccordement entre la tête d'ancrage extérieure ou intérieure et les fils à haute résistance. La longueur de superposition est respectivement de 20 et 23 cm. On peut estimer la quantité d'explosif d'après les formules suivantes :

$$q = K_c \cdot S \cdot \delta \quad (3)$$

$$Q = \sum q \cdot l \quad (4)$$

avec :

- Q = quantité totale d'explosif (gramme).
- q = quantité d'explosif utilisée par unité de longueur du manchon tubulaire (g/cm).
- l = longueur du manchon tubulaire chargé d'explosif (18 cm).
- K_c = coefficient de quantité d'explosif, obtenu

expérimentalement pour un seul fil d'acier ($K_c = 3,32 \text{ g/cm}^3$ pour un explosif au nitrate d'ammoniaque).

S = périmètre du manchon tubulaire extérieur (cm).

δ = épaisseur de la paroi du tube (1,4 cm).

introduisant les valeurs mentionnées dans la formule (4) ci-dessus on obtient $Q = 2310$ grammes, mais dans la pratique on prend $Q = 2550$ grammes. Après le raccordement des tirants sous pression par explosion, des essais de traction ont été faits à l'Institut du Bâtiment relevant du Ministère de la Métallurgie : à l'exception d'un tirant rompu pour une traction de 110 t à cause de l'influence d'une reprise de soudure électrique, les cinq autres ont résisté à une traction de 132 t, et deux d'entre eux ne se sont rompus à une extrémité du manchon que pour une traction de 147 t et 150 t. La raison principale de la liaison solide du raccordement sous pression par explosion est la formation d'un cône de métal au raccordement. Le manchon tubulaire se déforme brusquement sous la pression de l'explosion, en produisant un « écoulement » remplissant tout l'espace entre les fils d'acier, ce qui permet le raccordement entre les fils et le manchon (photo 4).

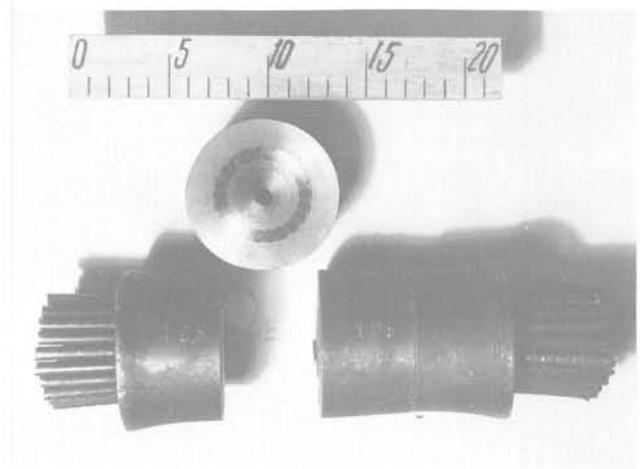


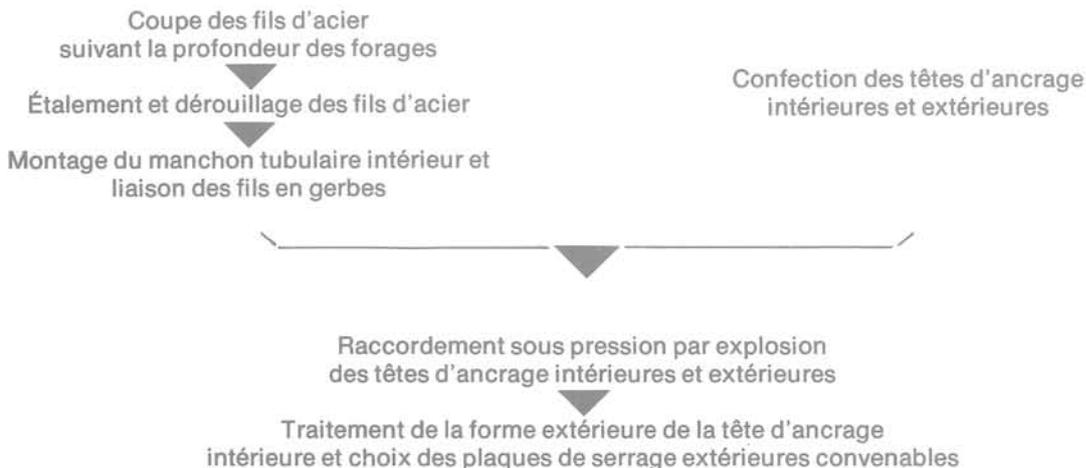
Photo 4 Analyse de la section après le raccordement sous pression par explosion

4 Exécution des tirants précontraints

Le processus technologique d'exécution des tirants précontraints dans la centrale n° 310 est le suivant :



Le processus de confection des tirants est le suivant :



Le processus de confection des autres types de tirants est analogue à celui des tirants utilisés dans la centrale n° 310. Pour les tirants utilisés dans la fondation du barrage de Méchan, par exemple, il faut encore, après le scellement des tirants au terrain, effectuer le bétonnage de la tête d'ancrage extérieure et le traitement de protection provisoire contre la corrosion, puis faire la mise en tension.

4.1 Forage

La qualité des forages a une influence directe sur l'effet d'ancrage. On impose généralement que la déviation de tout le forage soit inférieure à 2 à 4 degrés, et le débit d'imprégnation inférieur à 0,2 à 0,4 l/mn. Les forages doivent être nettoyés du fluide de perforation et des sédiments.

4.2 Coulage du socle en béton

La plaque d'appui en acier en tête de forage doit être perpendiculaire à l'axe du forage. Dans la centrale n° 310, on a utilisé un béton de la classe 250, avec comme additif 0,04 % de trichanomine. La résistance est supérieure à 15 MPa après 7 à 10 jours et la mise en tension peut être alors effectuée.

4.3 Confection des gerbes de fils d'acier

Cette phase comprend le déroulement, la coupe, le dérouillage, la protection contre l'oxydation et la confection des gerbes de fils d'acier.

4.4 Technique du raccordement sous pression par explosion (4) des tirants de la centrale n° 310

Les gerbes des fils d'acier préparées sont disposées sur une plate-forme horizontale pour le dressage. Après le raccordement sous pression par explosion avec les têtes d'ancrage intérieures et extérieures, elles constituent des tirants prêts à l'emploi (photo 5).

Les paramètres considérés pour le raccordement sous pression par explosion sont la longueur de recouvrement, le diamètre et la forme du tube rempli d'explosif et la quantité d'explosif. Le remplissage d'explosif est effectué symétriquement en réalisant une densité compactée uniforme (photo 6). Pour éviter que la compression due à l'explosion ne réduise trop les trous d'injection dans les têtes d'ancrage, on dispose un sac rempli d'eau dans le manchon tubulaire, ce qui produit l'effet escompté.

4.5 Transport et mise en place des tirants dans le forage et scellement de la tête d'ancrage intérieure

4.6 Mise en précontrainte

La mise en précontrainte des tirants utilisés pour les barrages de Méchan et de Shuangpai a été réalisée en 3 phases successives afin d'augmenter la limite d'écoulement des fils d'acier et de réduire leur relaxation, de réduire la perte par frottement des tirants contre la paroi des forages, et la perte de précontrainte, et de permettre la correction de l'hétérogénéité du chargement des tirants due aux erreurs de longueur des fils d'acier. En dernière phase, une surtension est maintenue pendant une heure pour augmenter la limite d'écoulement du fil, puis on effectue un déchargement

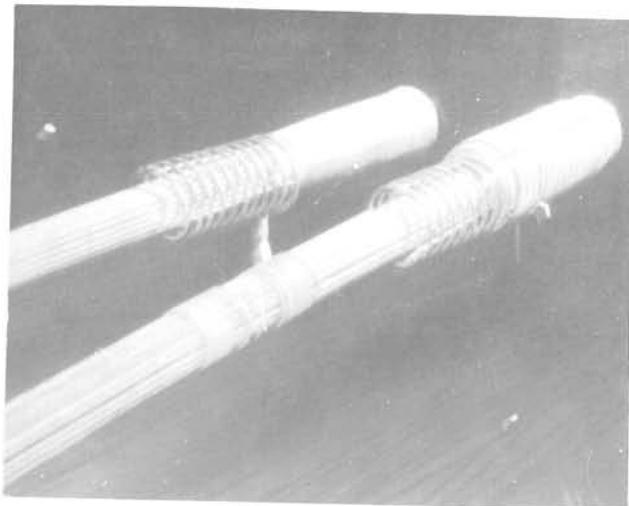


Photo 5 Tête d'ancrage intérieure après le raccordement sous pression par explosion



Photo 6 Raccordement sous pression par explosion de la tête d'ancrage intérieure

et on fixe le précontrainte à la valeur de projet.

Après la mise en tension des tirants, à cause de la Shuangpai des fils d'acier, du fluage du massif rocheux et du socle d'appui en béton armé, et de l'influence réciproque de la déformation du rocher encaissant au moment de la mise en tension des tirants voisins, il faut effectuer une nouvelle mise en tension jusqu'à la valeur de projet après l'arrêt des pertes de précontraintes. On l'appelle la mise en tension de compensation. D'après l'expérience des barrages de Méchan et Shuangpai, la majeure partie de la perte de précontrainte apparaît pendant le premier mois suivant la mise en précontrainte, c'est pourquoi il est acceptable d'effectuer la mise en tension de compensation un mois après la fin de la mise en tension initiale.

4.7 Injection de remplissage des forages

L'injection de remplissage des forages contenant des tirants a pour but de réduire la perte de précontrainte des tirants, de protéger et d'assurer le renforcement de tout le massif rocheux le long de toute la longueur des tirants.

Le ciment utilisé dans la centrale n° 310 est de la classe 70, le rapport eau/ciment étant de 0,5 pour satisfaire les conditions imposées d'exécution des travaux en hiver, de prise rapide et de résistance initiale élevée. On a ajouté 0,03 % de trichanomine, 0,3 % de chlorure de sodium et 0,03 % de nitrate de sodium dans le but de diminuer l'effet d'érosion des tirants. La résistance à 11 jours atteint déjà 29 MPa, au moment de l'explosion. Pendant l'injection, il faut insérer le tuyau d'injection au bout du forage. Si le tuyau d'injection est plus bas que le niveau du mortier, on injecte du mortier de ciment en arrachant le tuyau d'injection. On arrête l'injection quand la densité de mortier de retour est la même que celle du mortier à l'entrée du forage.

5 Analyse sommaire et orientation du développement

5.1 Efficacité du renforcement et domaine étendu d'utilisation

L'expérience pratique de nombreux travaux a montré que le renforcement par tirants précontraints présente les avantages d'une technologie avancée : garantie de sécurité, coût raisonnable, exécution rapide, utilisation des matériaux et d'instruments ordinaires. L'utilisation de tirants précontraints, en même temps que celle du boulonnage et de la gunite, représente une mesure efficace pour résoudre les problèmes de soutènement et de protection de cavité à grande portée. On peut également les utiliser pour consolider un versant glissant, la fondation d'un bâtiment de grande hauteur, une pile de pont, un massif de butée de conduite forcée d'une centrale hydro-électrique, etc. L'utilisation des tirants s'est étendue de plus en plus largement au cours des dernières années.

5.2 Matériaux des tirants précontraints

Les tirants sont constitués de matériaux à haute résistance à la traction. Les matériaux utilisés le plus souvent sont : fils d'acier parallèles à haute résistance (diamètre de 5 à 9 mm), toron (diamètre de 2,5 à 4 mm), câble (diamètre de 5 à 9 mm) et barre (diamètre de 25 à 40 mm). Les fils parallèles sont les plus économiques. Les fils d'acier dans les câbles et les torons sont soumis à des contraintes de flexion, ce qui conduit à une plus grande perte de précontrainte et à une durée plus longue pour atteindre l'équilibre de contrainte interne des câbles. Du point de vue de la protection contre l'oxydation, il est préférable d'augmenter le diamètre des fils d'acier, mais la résistance limite à la traction des barres utilisées n'est souvent équivalente qu'à 1/2 à 1/3 de celle de la gerbe de fils à haute résistance.

Dans certains pays, on a commencé à utiliser des tôles d'acier à haute résistance ou des plaques plates de ressort de mise en précontrainte et des études sont faites sur des tirants en nylon et en fibres de verre.

5.3 Tête d'ancrage intérieure

Le scellement mécanique a les avantages suivants : longueur de scellement courte, domaine d'ancrage étendu, rythme d'exécution rapide, pas de problème dû à l'injection en plusieurs phases, mise en tension tout

de suite après le montage. Ses inconvénients sont : travail de confection mécanique important, prix élevé, force d'ancrage instable.

Dans la centrale n° 310, par exemple, on n'a scellé que 20 tirants en 19 jours et la précontrainte de 1/3 des tirants n'a pas atteint la valeur de projet de 90 t. Ce type de tête d'ancrage demande un scellement serré entre la tête d'ancrage et la paroi de forage et il faut éviter de les disposer dans une couche de rocher faible.

La tête d'ancrage intérieure réalisée par injection de mortier est plus longue. Le domaine de consolidation par les tirants est relativement petit. La mise en tension des tirants est effectuée un certain temps après l'injection du scellement. Les avantages de ce type de scellement sont : coût bas, force d'ancrage élevée et adaptation à des couches de rocher faibles. Dans certains pays, pour réduire la longueur de scellement, on a parfois adapté un obturateur à expansion dans le but d'augmenter la pression d'injection et la force de scellement. On a également employé la technique de « scellement de la racine », qui a l'avantage d'une capacité d'ancrage forte et stable. Un fluage de la tête d'ancrage flexible apparaît pendant la première phase de la mise en tension, ce qui peut aider à uniformiser la précontrainte des fils d'acier.

5.4 Perte de précontrainte des tirants

L'effet d'ancrage des tirants sur le massif rocheux dépend de la stabilité de la précontrainte. La perte de précontrainte comporte deux parties : la première est la perte pendant le début de la mise en tension, qui dépend de la technologie, de la déformation des équipements d'ancrage, du frottement sur la paroi des forages, de la friction des appareils utilisés pour la mise en tension, etc. La deuxième est la perte qui est entraînée par le fluage dans le temps du béton et du massif du rocher, la relaxation de la précontrainte des tirants, les vibrations dues aux explosions, etc.

Dans le cas des tirants utilisés dans la fondation du barrage de Méchan, d'après les observations de 1965 à 1972, la charge des gerbes de fils est uniforme, après trois phases de mise en surtension et la mise en tension de compensation. On a noté que la précontrainte a tendance à se stabiliser dans les 2 à 3 ans suivant la mise en précontrainte. La perte totale a été de 10 % environ.

Dans le cas de la centrale n° 310, on a noté que la première perte de précontrainte est généralement de 20 à 50 % de la perte totale à cause de la plaque d'appui rugueuse. En cas d'utilisation d'une plaque d'appui épaisse sans rugosité, la perte de précontrainte peut être limitée à 5 % au moment du scellement. La perte de la précontrainte après le scellement dépend de la qualité du rocher encaissant autour de la tête d'ancrage intérieure et du type de mise en tension : plus de 5 % pour un rocher de mauvaise qualité, 10 % environ pour un rocher de bonne qualité. L'observation de l'explosion du bouchon rocheux a montré que les tirants scellés par injection de ciment ont une meilleure résistance à la vibration, et une plus faible perte de précontrainte.

Les dispositions adoptées pendant les travaux de Méchan et de Shuangpai pour diminuer la perte de

précontrainte ont été efficaces, mais il a fallu trois mois entre le début du montage à la fin du scellement. Pour les travaux futurs, il semble que, pour la tête d'ancrage extérieure, on puisse adopter un ancrage en forme de rivet, ou en forme d'étoile. En ce qui concerne la tête d'ancrage intérieure, on peut utiliser un mortier de ciment à haute résistance et à prise rapide, qui permet une mise en tension dans les 7 à 10 jours.

Après une surtension (jusqu'à 2 fois) maintenue pendant 1 à 1,5 heures, on peut faire aussitôt le scellement à la tension de projet et l'injection de remplissage des forages. Il convient de majorer de 5 % environ la précontrainte par rapport à la valeur de projet pour compenser la perte de précontrainte. Cela permet d'accomplir le travail de montage d'un tirant en deux semaines environ et de simplifier les mesures de protection contre l'oxydation.

5.5 Technique du raccordement sous pression par explosion

La technique du raccordement sous pression par explosion pour le scellement de la gerbe de fils et la tête d'ancrage est une nouvelle technologie qui se révèle prometteuse : l'exécution est simple, la force d'ancrage est élevée, la qualité est excellente.

5.6 Protection des tirants contre l'oxydation

Actuellement les moyens utilisés pour la protection des tirants contre l'oxydation sont les suivants.

5.6.1 Produits noirs plastiques

A titre expérimental, les forages des tirants de la fondation du barrage de Méchan ont été remplis de « gomme isolée » (5). Les fils du rang extérieur ont été enrobés par une toile de jute goudronnée. Quelques années après, on a observé que la protection était insuffisante pour empêcher la rouille.

5.6.2 Mortier de ciment

Pour une couche de protection constituée de mortier de ciment de 15 à 20 mm d'épaisseur, on a un bon effet de protection contre l'oxydation, mais il faut bien répartir les fils de tirants pour avoir un enrobage uniforme par le mortier du ciment.

Il faut éviter également le phénomène de corrosion voltaïque produite par l'utilisation des tuyaux et de grilles. Nous recommandons que la précontrainte de projet soit égale à 65 % de la résistance limite.

5.6.3 Résine synthétique

On a utilisé un vernis à base de résine synthétique, par exemple un vernis époxyque, et on a obtenu une bonne efficacité à court terme contre l'érosion. Mais la fragilité à l'hydrogène peut apparaître sous les contraintes élevées auxquelles sont soumis les tirants. L'oxydation se produit alors rapidement. Il convient donc d'imprimer les fils des tirants par une solution de ciment ayant un pH supérieur à 12.

5.7 Augmentation de la tension d'un tirant

L'augmentation de la tension nominale des tirants peut diminuer le nombre des forages et la quantité du travail

nécessaire à l'exécution des tirants, accélérer l'exécution et baisser le prix de revient.

L'utilisation des vérins de petit volume et de grande capacité va favoriser le développement des tirants. La valeur de tension de précontrainte la plus élevée atteinte actuellement est supérieure à 1 500 t. En Chine on peut fabriquer des machines permettant des mises en tension de 400 à 500 t.

Dans les dernières années, on a réussi à utiliser des têtes d'ancrage de type « rivet » de 120 t, pour le support en béton armé précontraint de la presse hydraulique de 5 000 t de Changhai. Le volume de la tête d'ancrage est petit. L'effet d'ancrage est efficace.

Dans la centrale hydro-électrique de Gezhouba sur le Yangzi, on a réalisé une tête d'ancrage de type « rivet » de 300 t avec un diamètre maximum de 220 mm et une hauteur de 95 mm.

Remerciements

Cet article a été traduit, du chinois en français, par l'ingénieur Wang Cheng-Zi et révisé par Monsieur Pierre Londe. Je les remercie profondément ici.

Notes

(1) La centrale n° 310 est la centrale souterraine du lac naturel de Jinpohu, sur le fleuve Mudanziang, dans la province de Heilongjiang. Elle a une capacité de production de 60 MW, et la cavité de l'usine principale a 62 m de longueur, 18 m de largeur et 27 m de hauteur.

On a utilisé l'explosif sous l'eau pour faire sauter le bouchon rocheux (8 m x 8 m x 9 m, en forme d'arc) à l'extrémité de la galerie de prise d'eau (6 à 8 m de diamètre, 3 000 m de longueur).

(2) Ce barrage renforcé par précontrainte est celui de Méchan, barrage en béton à voûtes multiples d'une hauteur de 88 m, situé sur le fleuve Shi, dans la province de Anhui. La capacité du réservoir est de $22,75 \cdot 10^6$ m³. Le remplissage a commencé en 1958. Une forte fuite s'est produite brusquement en novembre 1962 dans la fondation en rive droite.

(3) La centrale n° 330 est la centrale de Gezhouba, sur le fleuve Yangzé, dans la province de Hupei.

(4) Le procédé de raccordement sous pression par explosion a d'abord été utilisé en Chine pour raccorder des câbles électriques à haute tension. Au moment de l'explosion, la température maximale instantanée est de 1 000 à 3 000 °C et la pression maximale atteinte est de l'ordre de 10^3 à 10^4 MPa. La durée d'action est de l'ordre de la microseconde. Sous l'action de l'onde instantanée de direction radiale, produite par la pression due à l'explosion, il se produit une déformation plastique et un écoulement du manchon tubulaire de raccordement, ce qui permet une liaison solide avec les fils d'acier. Ce procédé est utilisé pour raccorder les fils d'acier à haute résistance à la tête d'ancrage. Les avantages en sont une meilleure qualité du raccordement, la rapidité et la simplicité d'exécution, et le prix peu élevé.

(5) La « gomme isolée », produit de la raffinerie de pétrole de Wuxi, dans la province de Jian Shu, est consituée de bitume additionné de 15 % de poudre de talc.

5. Une troupe de l'Armée populaire de libération de Chine, « *Tirants précontraints et leur utilisation dans des travaux* ». Juin 1978.

6. Bureau d'Étude et de prospection hydro-électrique du Nord-Est, « *Principe de l'explosion avec surface lisse et du boulonnage-gunitage et choix des paramètres de conception* ». Mars 1979.

Références bibliographiques

1. Bureau d'Étude et de Prospection hydro-électrique du Nord-Est, « *Utilisation de la technique d'explosion avec surface lisse et du boulonnage-gunitage dans la centrale n° 310* ». Janvier 1980.

2. Institut de Science hydraulique dépendant du B.E.P.N.E., « *Effet d'ancrage des tirants précontraints* ». Août 1978.

3. Bureau d'Étude et de Prospection hydro-électrique de la province de Anhui, « *Rupture et protection des tirants précontraints* ». Juillet 1976.

4. Société de construction hydro-électrique de la province de Hongnan, « *Bulletin d'essai concernant l'ancrage précontraint de la fondation du barrage de Shuangpai* ». Octobre 1977.

INFORMATIONS

*Prix de la Fondation des Industries Minérales,
Minières et Métallurgiques Françaises
(Prix de Mécanique Jean Mandel)*

Ce prix, d'un montant annuel de vingt mille francs, est destiné à encourager la recherche scientifique dans le domaine de la mécanique des solides ou de la mécanique et rhéologie des matériaux.

Il sera attribué à un jeune chercheur ou une équipe de jeunes chercheurs auteurs d'un travail original de caractère théorique ou expérimental du niveau du doctorat d'Etat ou d'une application originale de résultats connus à l'Art de l'Ingénieur.

Il sera décerné par un jury de cinq personnes dont trois membres des personnels enseignants des Ecoles d'Ingénieurs, un professeur d'Université et une personnalité appartenant aux laboratoires de recherche de l'industrie. Le Directeur de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris est chargé par la Fondation des Industries Minérales, Minières et Métallurgiques Françaises de la constitution du jury et de son renouvellement dans le respect des intentions initiales de Jean Mandel, fondateur du prix. Il organise le concours entre chercheurs ou équipes de chercheurs pour l'obtention du prix, convoque le jury et transmet à la Fondation les résultats de ses délibérations.

Les candidats à ce prix doivent remettre leurs documents en six exemplaires avant le 1er octobre de l'année en cours à Monsieur le Directeur de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris.

Livres reçus

**Tectonophysique et géodynamique :
une synthèse —
géologie structurale —
géophysique interne**

L. LLiboutry

Editeur : Masson

Cet ouvrage reprend en l'amplifiant et avec des compléments un cours professé à l'Université Scientifique et Médicale de Grenoble. Il s'adresse aux géologues et géophysiciens internes. Ces derniers y trouveront, présentées de manière simple, les notions indispensables pour aborder la modélisation des phénomènes géodynamiques. Les géologues y verront développées les idées actuelles sur l'intérieur du Globe et les processus géodynamiques.

**Cours pratique
de mécanique des sols
Volume 1 :
Plasticité et calcul des tassements**

J. Costet et G. Sanglerat

Troisième édition

Editeur : Dunod

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 R.F.G. 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, c/o E.N.P.C.-D.F.C.-B. MANDAGARAN, 28, rue des Saint Pères - 75007 PARIS.

L'auteur recevra gratuitement vingt tirés à part. Des exemplaires supplémentaires pourront lui être adressés sur sa demande, à titre payant par le Service chargé de la publication.

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 x 29,7 et doit comprendre les illustrations originales.

Les trois exemplaires requis peuvent se composer de l'original et de deux photocopies à conditions 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 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 manuscrit. 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 personnes, 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.

La taille des figures sera tout au plus celle d'une page (210 x 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 R.F.G. de 75 à 85 mm. Les lettres devront être bien lisibles après réduction. On utilisera sur l'original des lettres (Letraset, par exemple) 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.

Figures sur 2 colonnes :
largeur : 174 mm
hauteur maximum : 250 mm

Figures sur 1 colonne :
largeur : 82 mm
hauteur maximum : 250 mm

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).

5 Les tableaux seront dactylographiés séparément et fournis en triple exemplaire (format 210 × 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, numéroter 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 $\sqrt{\quad}$ et l'exposant -1 de préférence au signe $/$. Exemple : écrire $(a x^{-1} \text{ tg } y)$ plutôt que $(a/x) \text{ tg } y$. Pour l'emploi d'exponentielles avec exposants compliqués, écrire :

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

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 ras-

semblées 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 entre guillemets) 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 page (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 A.S.C.E. — Vol. 94 n° SM4 ANN ARBOR Mich. U.S.A. — Juillet 1968 — pages 951-954.

Livres

Faire suivre le nom de l'auteur de celui du chapitre entre guillemets, 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).

TERZAGHI 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 entre guillemets 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).

ROCOPLAN 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 entre guillemets, 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 Pulvérulent Formé de Sphères égales de Compacité Maxima* », Juillet 1961, Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering — Paris.

