

GEOTECHNIQUE
N°14

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

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

N°14

80 F

FEVRIER 1981



ASSOCIATION AMICALE DES INGENIEURS ANCIENS ELEVES
DE L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

N° 14
FEVRIER 1981

sommaire

résumés	3
analyses du comportement des milieux granulaires basées sur leur nature discontinue B. Cambou	5
fluage héréditaire et consolidation d'un sol quasi-saturé B. Félix	25
le quai à tirants de Fos (Darse III) G.Y. Fenoux	43
approche pluridisciplinaire des problèmes posés par un glissement de terrain sur faible pente A. Giraud - J.P. Gourc - L. Besson - D. Fabre	57
toponymie et géotechnique P. Habib	67
les caractéristiques mécaniques des sols fins dédiées des essais d'identification J. Hurtado	70

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 : E. Absi

Président du Comité de Direction : A. Pasquet

Comité de Direction : P. Habib - P. Duffaut - C. Bordet - E. Absi

Directeur du Comité de Rédaction : P. Londe

Comité de rédaction : J. Goguel - J. Kérisel - G. L'Héritier - J. Mandel - A. Mayer - M. Panet - M. Rat - J. Salençon - F. Schlosser

Secrétaire : B. Mandagaran

Abonnement annuel : France : 260 FF — étranger : 300 FF

Prix du numéro : 65 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.

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

N° 14
FEVRIER 1981

sommaire

résumés	3
analyses du comportement des milieux granulaires basées sur leur nature discontinue B. Cambou	5
fluage héréditaire et consolidation d'un sol quasi-saturé B. Félix	25
le quai à tirants de Fos (Darse III) G.Y. Fenoux	43
approche pluridisciplinaire des problèmes posés par un glissement de terrain sur faible pente A. Giraud - J.P. Gourc - L. Besson - D. Fabre	57
toponymie et géotechnique P. Habib	67
les caractéristiques mécaniques des sols fins dédites des essais d'identification J. Hurtado	70

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 : E. Absi

Président du Comité de Direction : A. Pasquet

Comité de Direction : P. Habib - P. Duffaut - C. Bordet - E. Absi

Directeur du Comité de Rédaction : P. Londe

Comité de rédaction : J. Goguel - J. Kérisel - G. L'Héritier - J. Mandel - A. Mayer - M. Panet - M. Rat - J. Salençon - F. Schlosser
Secrétaire : B. Mandagaran

Abonnement annuel : France : 260 FF — étranger : 300 FF

Prix du numéro : 65 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.

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

N° 14
FEVRIER 1981

sommaire

résumés	3
analyses du comportement des milieux granulaires basées sur leur nature discontinue B. Cambou	5
fluage héréditaire et consolidation d'un sol quasi-saturé B. Félix	25
le quai à tirants de Fos (Darse III) G.Y. Fenoux	43
approche pluridisciplinaire des problèmes posés par un glissement de terrain sur faible pente A. Giraud - J.P. Gourc - L. Besson - D. Fabre	57
toponymie et géotechnique P. Habib	67
les caractéristiques mécaniques des sols fins dédiées des essais d'identification J. Hurtado	70

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 : E. Absi

Président du Comité de Direction : A. Pasquet

Comité de Direction : P. Habib - P. Duffaut - C. Bordet - E. Absi

Directeur du Comité de Rédaction : P. Londe

Comité de rédaction : J. Goguel - J. Kérisel - G. L'Héritier - J. Mandel - A. Mayer - M. Panet - M. Rat - J. Salençon - F. Schlosser
Secrétaire : B. Mandagaran

Abonnement annuel : France : 260 FF — étranger : 300 FF
Prix du numéro : 65 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 DARMOIS Service des Publications
Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
28 rue des Saints-Pères F 75007 PARIS (FRANCE)

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

ANNEE 1981

Nom/Name _____

Prénom/Christian name _____

Organisme/Company _____

Adresse/Address _____

Bulletin d'abonnement/Subscription order form

Abonnement annuel – 4 numéros/Annual subscription – 4 issues

France 260 F

Etranger/foreign countries 300 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

– A partir du numéro 14 : l'unité 80 F

– From number 14 : unit price 80 FF

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

au prix de _____

Frais d'expédition pour la France : l'unité 12 F x _____

Frais d'expédition pour l'étranger : l'unité 18 FF x _____

I order _____ copies of number :

Unit price : _____

Postage for France : unit : 12 FF x _____

Postage for foreign countries : unit : 18 FF x _____

Total _____

Analyses du comportement des milieux granulaires basées sur leur nature discontinue par B. Cambou

Cette étude tente de faire le lien entre les phénomènes discrets se produisant dans un milieu granulaire et le comportement global du matériau considéré comme continu.

L'auteur présente tout d'abord une étude bibliographique sommaire sur ce sujet.

Dans une deuxième partie, il propose une analyse basée sur un modèle analogique numérique qui permet :

— la mise en place et l'analyse statistique de la géométrie d'une structure granulaire ;

— l'analyse du comportement global du matériau granulaire à partir de ses caractéristiques ponctuelles.

Cette dernière approche permet d'obtenir des résultats intéressants en ce qui concerne l'anisotropie, l'écroutissage, la loi de comportement plastique, le phénomène de dilatance dans les milieux granulaires.

Fluage héréditaire et consolidation d'un sol quasi-saturé par B. Félix

Le fluage du squelette intergranulaire et la saturation imparfaite sont inclus dans les hypothèses de la théorie de la consolidation. D'après la solution numérique l'accroissement des pressions interstitielles n'est pas instantané et reste inférieur à la charge appliquée. Les résultats du calcul sont comparés aux mesures faites au laboratoire et sur ouvrage. Une simplification des hypothèses aboutit à des résultats sous forme d'abaques qui permettent, compte tenu du fluage du squelette, de déterminer le degré de consolidation ou de tassement d'un sol en fonction du temps. Un essai simple sur un œdomètre-perméamètre fournit les données requises.

Le quai à tirants plans de Fos (Darse III) par G.Y. Fenoux

Un mur de quai à tirants plans a été construit en 1978 sur la rive Nord de la Darse III du port de Marseille-Fos. Il s'agit d'un projet original associant des voûtes en paroi moulée comprimée, et des tirants plans verticaux en paroi au coulis. Des armatures métalliques sont noyées dans le coulis ; par adhérence, elles transmettent au coulis les efforts de traction équilibrant les voûtes.

Outre une description de détail des dispositions adoptées et du fonctionnement de la structure, l'article présente les calculs (stabilité d'ensemble et efforts internes), les essais préliminaires (choix des armatures en particulier), l'exécution des travaux et les divers contrôles.

On termine par quelques remarques sur le comportement de l'ouvrage terminé et sur sa place parmi des ouvrages comparables (quais en technique paroi).

approche pluridisciplinaire des problèmes posés par un glissement de terrain sur faible pente par A. Giraud - J.P. Gourc - L. Besson - D. Fabre

La présente note émane d'un groupe de travail pluridisciplinaire qui s'est constitué à l'Université de Grenoble pour aborder sous tous leurs aspects les problèmes, fréquents dans la région, posés par la stabilité des talus naturels. Elle concerne le cas d'un glissement de terrain sur faible pente dans des argiles varvées du Trièves (Sud de Grenoble - Isère). Après les analyses géologiques et mécaniques du phénomène, on envisage les solutions possibles pour la restauration du terrain. Celles-ci tiennent compte du fait que l'intérêt économique de la zone destabilisée, pourtant vaste (9 ha), est faible.

toponymie et géotechnique par P. Habib

Une enquête toponymique attentive montre que des renseignements intéressants mais limités peuvent être obtenus à partir de l'étude de la signification et de l'origine des noms de lieux.

les caractéristiques mécaniques des sols fins déduites des essais d'identification par J. Hurtado

L'article propose un abaque permettant d'obtenir la courbe œdométrique d'un sol en fonction de ses limites d'Atterberg. L'abaque permet également d'obtenir les caractéristiques mécaniques du sol en place.

multidisciplinary study of problems arising from a landslide on a slight slope

by A. Giraud - J.P. Gourc - L. Besson - D. Fabre

This paper presents the problems of stability of natural clay slopes in the countryside of Grenoble (French Alps). It is especially concerned with the case of a landslide over a slight inclination in the varved clay of "Trièves" (South of Grenoble). After geological and mechanical analysis, solutions for restoration of the agricultural zone are considered.

toponymy and geotechnics

by P. Habib

A toponymical enquiry on French words and names shows that it is possible to get interesting, if limited, geotechnical information from the study of the significance and of the origin of site and place names.

mechanical characteristics of fine-grained soils from identification tests

by J. Hurtado

This paper presents an abacus giving the oedometer curve of a soil in terms of its Atterberg limits. The abacus also provides in-situ mechanical characteristics of the soil.

Behaviour analysis of granular media based on their discontinuous nature

by B. Cambou

This work attempts to connect discrete phenomena taking place in a granular medium and the global behaviour of the material considered as continuous.

First, the author presents a brief bibliographical analysis on the topic.

The second part consists in an analysis based on a numerical analogical model which makes possible :

- construction and statistical analysis of the geometry of a granular structure ;
- analysis of the global behaviour of a granular material on the basis of its punctual characteristics.

This analysis provides interesting results regarding anisotropy, yielding, plastic behaviour law, dilatancy in granular media.

Hereditary creep and consolidation of a quasi-saturated soil

by B. Félix

The creep of the intergranular skeleton and the incomplete saturation have been included in the consolidation theory hypothesis. According to the numerical solution the increase in pore pressure is not instantaneous and is still lower than the applied load.

The computer results are compared with laboratory and field measurements. Simplified hypothesis lead to results under the form of charts, which allow the consolidation or settlement degree to be determined in function of time, when the skeleton creep is taken into account. A simple test conducted with a permeameter-oedometer gives the required data.

The incorporating anchor quay wall of Fos (dock No.III)

by G.Y. Fenoux

An incorporating anchor quay wall was built in 1978 on the North bank of dock No.III of Marseille-Fos harbour.

This wall is based on an original design, which combines arcs made of compressed cast-in-place diaphragm walls with vertical plan anchors made of grout slurry wall. Metallic reinforcement is embedded in the grout : by adhesion, the bars transmit to grout the traction forces stabilizing the arcs.

In addition to a detailed description of constructive dispositions and of structural working, the article deals with the computations (overall stability and internal forces), the preliminary tests (choice of reinforced bars), the works execution and the various controls. Some remarks about the behaviour of the completed works and about its position in relation to similar works (quay walls according to diaphragm wall technics), end the article.

analyses du comportement des milieux granulaires basées sur leur nature discontinue

par

B. Cambou

Maître assistant. École centrale de Lyon

1 Introduction

« The way out of the difficulty lies in dropping the old fundamental principles and starting again from the elementary fact that the sand consists of individual grains* ».

K. Terzaghi, le premier (1920) a bien vu la nécessité d'une analyse au niveau de la particule. Cependant la complexité d'une telle étude a retardé ce type d'analyse alors que l'approche classique par la mécanique des milieux continus s'est, elle, considérablement développée. Cette dernière reste jusqu'à présent suffisante pour décrire convenablement le comportement global des milieux granulaires.

Cependant aujourd'hui l'utilisation de gros ordinateurs, d'une part, autorise la prise en compte de lois de comportement de plus en plus affinées, d'autre part nous donne l'outil indispensable à l'étude du milieu discontinu.

Ce type d'étude semble donc trouver aujourd'hui sa justification et l'outil qui lui faisaient défaut jusqu'à présent.

Nous présentons ici une revue sommaire des différents types d'approches que nous avons pu rencontrer dans la littérature ainsi que les résultats d'une étude personnelle.

2 Analyse bibliographique

Devant la complexité du problème les auteurs ont, dans la majorité des cas, cherché une approche simplifiée, nous avons pu distinguer 5 approches différentes :

(*) « Pour résoudre la difficulté il faut laisser tomber les vieux principes et repartir de la réalité élémentaire à savoir que le sable est constitué de grains individuels », K. Terzaghi, 1920.

2.1 Analyse expérimentale

Cette analyse comporte deux aspects :

- Étude géométrique des assemblages d'un milieu granulaire

Cette étude a été surtout menée sur des matériaux bidimensionnels (petits rouleaux), nous citerons entre autres les travaux de MM. Biarez (1962) et Wiendieck (1964), Matsuoka (1974), Oda et Konishi (1974).

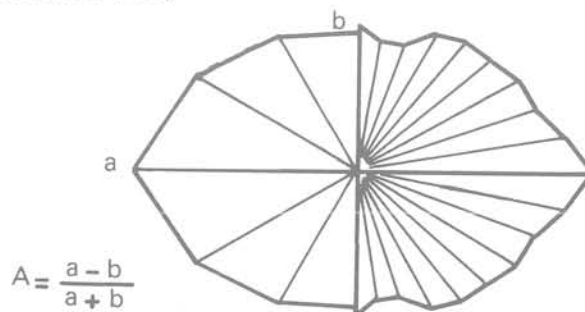
D'autres expérimentateurs ont travaillé sur des matériaux analogiques à 3 dimensions (billes) ou des matériaux réels (graviers), (Smith, Foot, Busang, 1929), (Field, 1963), (Marsal, 1973).

Ces diverses études montrent l'existence d'une *anisotropie* du milieu granulaire qui évolue en cours de sollicitation (fig. 1).

Elles ont aussi permis de proposer diverses formules liant le *nombre moyen de contacts* par particule et *l'indice des vides*. Field a proposé par exemple

$$N = \frac{12}{1 + e}$$

Fig. 1 Mesure de l'anisotropie à partir des mesures d'orientation des plans tangents de contact (Biarez-Wiendieck 1964)



• Étude de la distribution des forces de contact

Cette étude a essentiellement été développée à partir de matériaux bidimensionnels photoélastiques. Nous citerons en particulier les travaux de MM. Dantu (1957, 1961), Weber (1966), De Josselin de Jong et Verruijt (1969), Schlosser (1974). Ces auteurs ont montré que la distribution des forces de contact n'est pas uniforme dans la structure; ils ont mis en évidence l'existence de « chaînons de contraintes » composés de particules très sollicitées qui s'orientent en général suivant la direction principale majeure (fig. 2). Ils ont aussi montré que le nombre de contacts par particule augmente avec la contrainte moyenne appliquée.

On notera que cette technique a été utilisée pour l'étude de matériaux à 3 dimensions par Drescher (1966) qui confirme les résultats précédents.

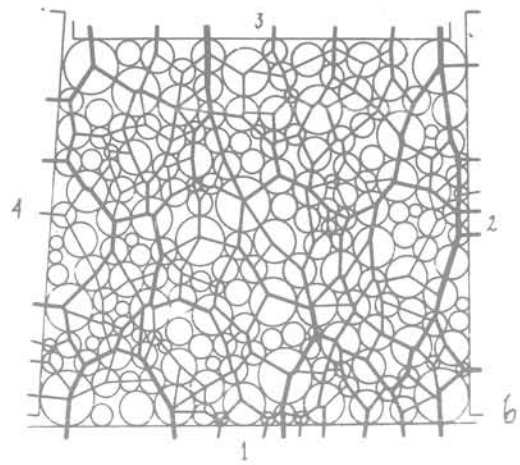


Fig. 2 Forces de contact dans une structure granulaire sollicitée (de Josselin, de Jong et Verruijt 1969)

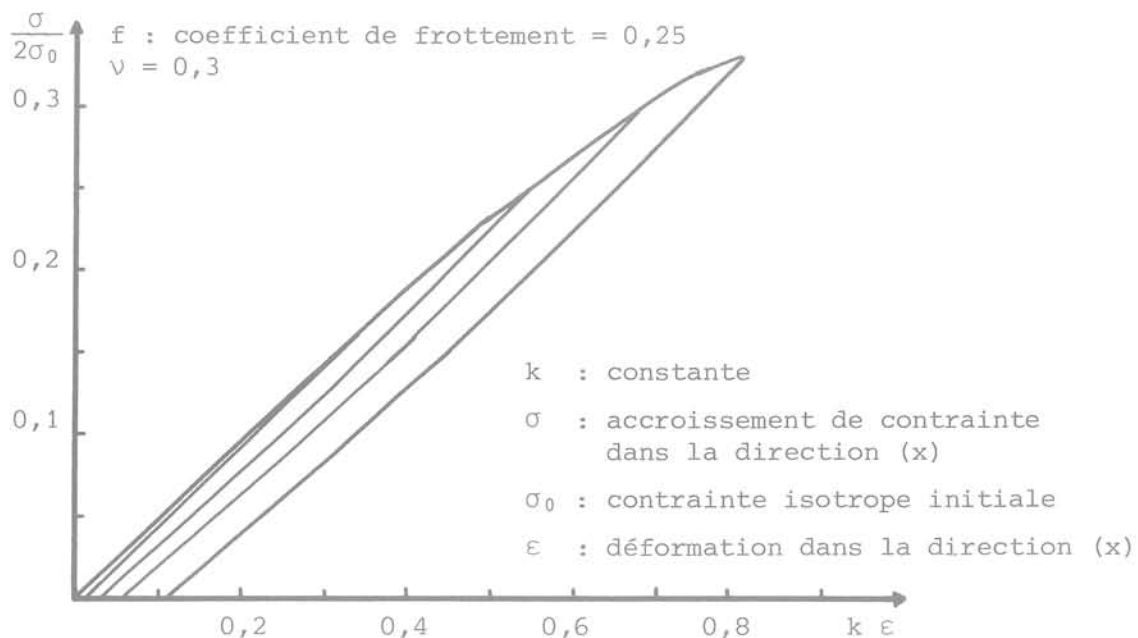


Fig. 3 Cycle de sollicitation dans un assemblage cubique simple sollicité suivant une direction (x) parallèle à l'un de ses plans diagonaux (Deresiewicz 1958)

2.2 Analyse théorique de l'équilibre statique d'une structure granulaire sans glissement

Certains auteurs se sont intéressés à l'étude des forces de contact dans un assemblage régulier de sphères ou de cylindres. Ces différentes études sont basées sur les résultats obtenus par Hertz, Mindlin et Johnson concernant la déformation au contact entre deux sphères ou cylindres. Nous citerons les travaux de Deresiewicz (1958), Duffy et Mindlin (1957), Biarez (1961), Schlosser (1974).

Ces auteurs montrent que les relations contraintes-déformations sont *non linéaires*; en particulier lors d'une compression isotrope ils démontrent la relation $\varepsilon = k\sigma^{2/3}$ qui est en bon accord avec les résultats expérimentaux.

Pour des cycles de sollicitation ces études mettent en évidence l'existence d'une *hystérésis* ainsi que d'une certaine *irréversibilité*. Ces deux phénomènes sont liés aux déformations dues aux composantes tangentielles des forces de contact, en effet celles-ci entraînent des glissements dans la zone de contact, d'où une perte d'énergie (hystérésis) et une irréversibilité (fig. 3).

Ces divers résultats permettent d'analyser de façon très correcte le comportement expérimental de milieux réels pour des sollicitations où les glissements entre particules sont faibles (compressibilité isotrope, $n^{\text{ième}}$ cycle de sollicitation).

2.3 Analyse théorique des glissements dans une structure granulaire formée de particules rigides

Dans ce type d'analyse les auteurs considèrent que les déformations aux contacts sont, en première approximation négligeables et ne prennent en compte que les déformations par glissement entre particules. Ils considèrent généralement que les glissements se produisent en tous les points de contact.

Nous citerons essentiellement les travaux de Newland et Allely (1957), de Rowe (1962), de Bishop (1966), de Wilkins (1970).

Ces divers travaux ont permis d'analyser de façon intéressante l'*écoulement plastique*, de plus ils ont mis en évidence l'existence du phénomène de *dilatance* des matériaux granulaires (variation de volume sous une sollicitation déviatorique).

Ainsi, Rowe, pour un contact glissant a pu écrire (fig. 4) :

$$\frac{F_1}{F_3} = \operatorname{tg}(\Phi_\mu + \beta)$$

Φ_μ : angle de frottement du matériau des particules;
au cours du glissement le rapport de l'énergie développée par F_1 et F_3 sera :

$$E = \frac{\operatorname{tg}(\Phi_\mu + \beta)}{\operatorname{tg} \beta}$$

Rowe fait l'hypothèse que les contacts glissants sont tels que :

$$\frac{\partial E}{\partial \beta} = 0.$$

Il aboutit ainsi à la relation contrainte-dilatance :

$$\frac{\sigma_1'}{\sigma_3'} = \left(1 + \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial \varepsilon_1}\right) \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\Phi_\mu}{2}\right)$$

ε_v : déformation volumique = $\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$.

Pour obtenir une meilleure concordance avec les résultats expérimentaux, Rowe substitua l'angle Φ_r à Φ_μ avec $\Phi_\mu < \Phi_r < \Phi_{cv}$ (angle de frottement interne à volume constant).

Ce type d'analyse rend compte de façon satisfaisante du comportement des matériaux réels soumis à des contraintes déviatoires.

2.4 Analyse théorique du comportement basée sur une approche statistique

La plupart de ces études analysent essentiellement le glissement entre particules, elles prennent pour hypothèse que les contacts ne sont pas tous glissants simultanément. Horne (1969) à partir du concept de « Chemin solide moyen projeté », en utilisant les distributions des orientations de contact, a permis l'analyse de milieux hétérogènes et anisotropes. Murayama et Masuoka (1973) à partir d'hypothèses sur les évolutions des distributions des orientations de contacts analysent de façon intéressante un essai de cisaillement. Oda (1974) et Marsal (1973) font de plus des hypothèses sur les distributions probables des forces de contact, ils aboutissent à une analyse très poussée du comportement des milieux granulaires, ce type d'approche atteint un degré de complexité élevé. Wilson (1962) et Fletcher (1971) ont fait des hypothèses sur la distribution probable des déplacements des particules.

Nous signalons l'étude de Litwiniszyn (1974) qui considère les déplacements des particules ou des vides comme des processus stochastiques, ce type d'analyse s'applique par exemple à la détermination de la déformation en surface due à l'ouverture d'une cavité en profondeur.

Enfin signalons les travaux de certains auteurs (Mogami, 1969, Jowitt et Munro, 1975) qui ont tenté de faire une analyse thermodynamique des milieux granulaires basée sur l'hypothèse d'une entropie liée à une définition statistique de la géométrie du milieu, ce type d'analyse est très controversée.

2.5 Analyses générales numériques

L'utilisation de gros moyens informatiques permet actuellement une analyse plus complète du comportement des milieux granulaires.

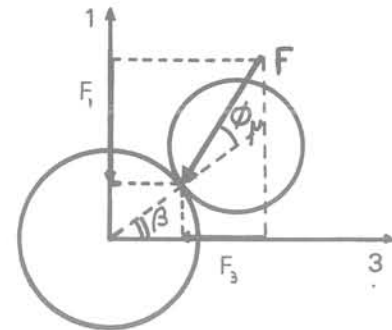


Fig. 4 Contact glissant dans un milieu granulaire

A part la méthode présentée par l'auteur (Cambou, 1979) nous citerons deux analyses très différentes :

2.5.1 Une analyse complète de l'équilibre global d'un assemblage quelconque de cylindres ou de sphères prenant en compte les glissements entre particules présentée par Rodriguez Ortiz (1974)

Ce type d'analyse rigoureuse et complète est très intéressant, son inconvénient réside dans le nombre limité de particules qui peuvent être analysées par le programme (fig. 5).

2.5.2 Une analyse dynamique du système avant son état d'équilibre statique présentée par Cundall (1979)

L'auteur discrétise le temps en petits intervalles Δt , les forces appliquées F_i pendant ces intervalles de temps communiquent une certaine accélération γ_i aux particules i , qui se traduit par un déplacement δ_i . Les déplacements entraînent à leur tour l'apparition de forces aux contacts entre les particules i et j définies par une relation du type $F_{ij} = K(\delta_i - \delta_j)$. Le processus est ainsi poursuivi jusqu'à l'obtention de l'équilibre global.

Ce genre d'analyse semble particulièrement bien adapté pour décrire certains phénomènes progressifs (rupture d'une pente en enrochement, explosion dans une cavité, etc.) (fig. 6).

3 Analyse probabiliste du comportement d'un milieu granulaire à partir d'un modèle numérique

Nous avons basé notre analyse du comportement des milieux granulaires sur un modèle numérique prenant en compte un certain nombre d'hypothèses probabilistes. Notre travail a essentiellement comporté deux étapes.

3.1 Modèle numérique de mise en place d'un milieu granulaire

L'utilisation de l'ordinateur permet de construire et d'analyser de façon très précise une structure granulaire. Ce type d'approche numérique a été utilisé par Auvinet (1975, 1977) et Rodriguez Ortiz (1974); le programme que nous avons développé, indépendamment de ces 2 auteurs, permet de construire des structures granulaires à deux et trois dimensions (formées de cylindres ou de sphères).

0 5 10 $\times 10^{-4}$ cm

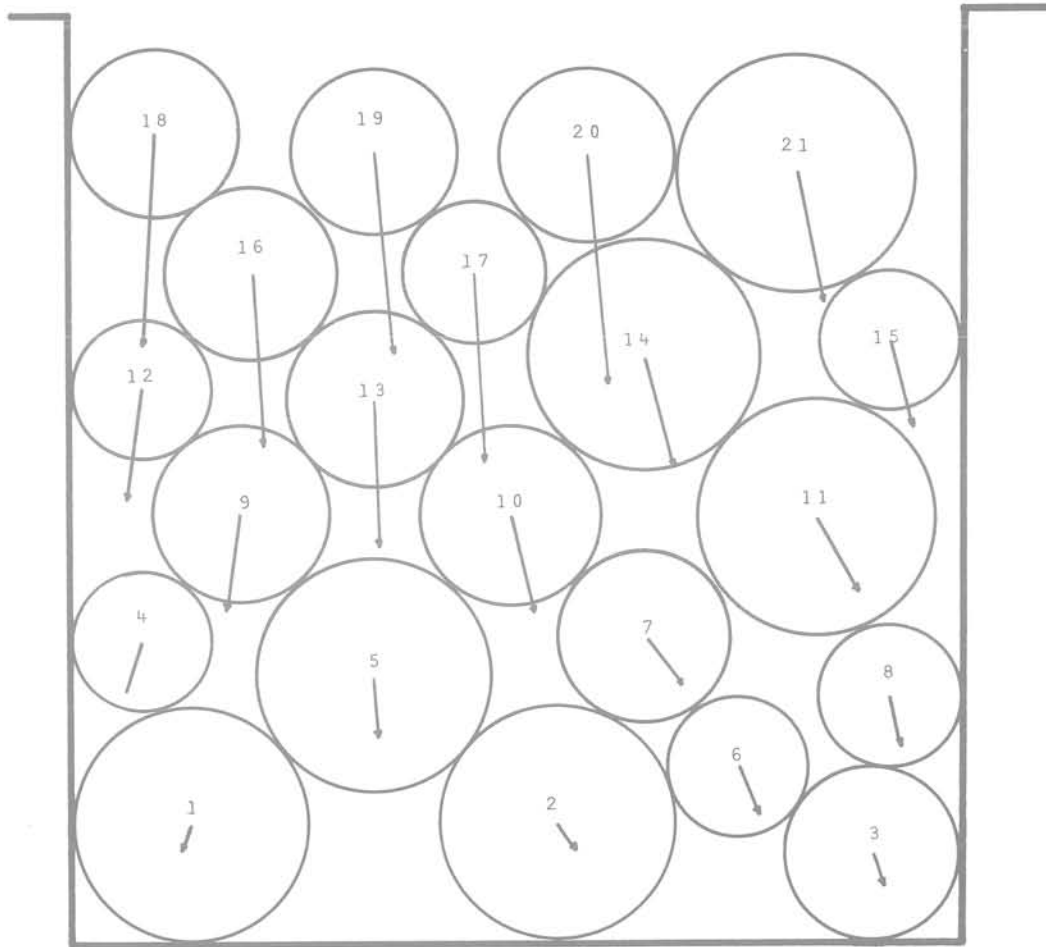
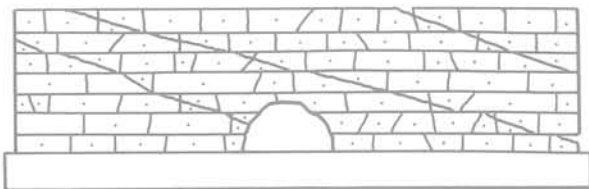
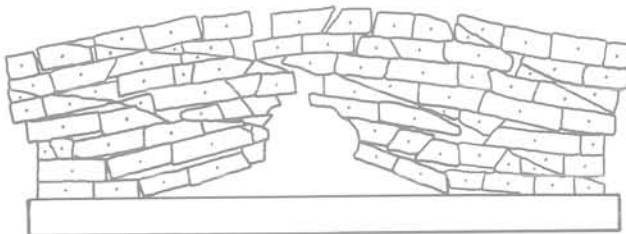


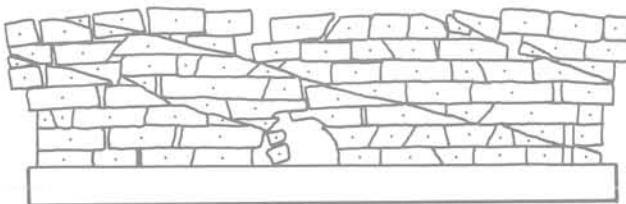
Fig. 5 Déplacements des particules dus à l'application d'une force verticale de 100 N sur chacune des particules supérieures (Rodriguez Ortiz 1974)



état initial
(angle de frottement
entre blocs = 30°)



déplacement
vertical
maximum



équilibre
final

Fig. 6 Déplacement des blocs surmontant une cavité soumise à une explosion (Cundall 1973)

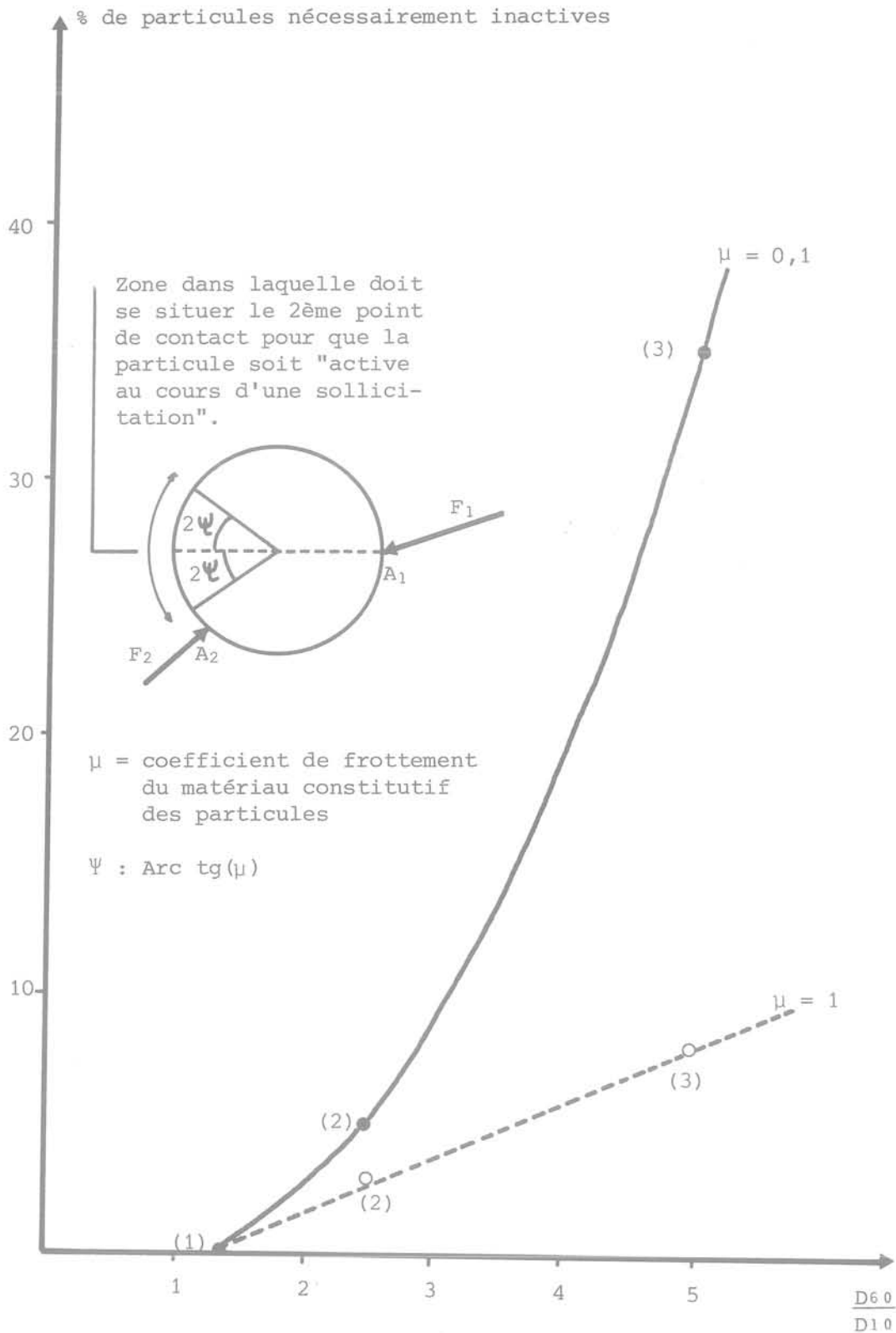


Fig. 7 Pourcentage de particules nécessairement inactives dans un matériau composé de 500 particules cylindriques simplement déversées en fonction de la granulométrie de ce matériau

Chaque matériau étudié est défini par une courbe granulométrique qui peut être quelconque et par le coefficient de frottement du matériau des particules. Ce matériau est déversé, sous l'action de la pesanteur dans un moule dont on a préalablement défini les dimensions. Le mode de déversement peut être modifié afin d'obtenir des milieux de différentes compacités.

Le programme réalise ensuite l'analyse statistique des

diverses propriétés géométriques tant au niveau des particules que des arrangements élémentaires de particules.

- Nous avons pu montrer l'existence de particules nécessairement inactives pour toute sollicitation de la structure granulaire, leur nombre augmente avec l'étendue de la granulométrie et diminue avec l'angle de frottement du matériau des particules (fig. 7).

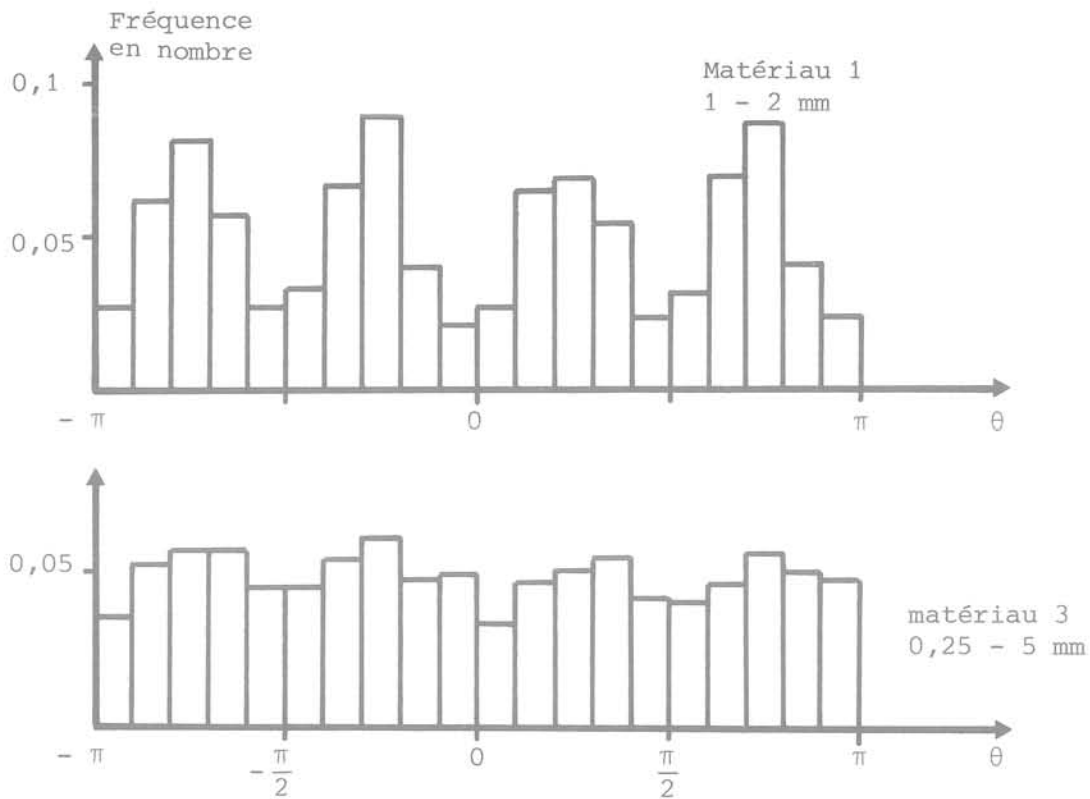


Fig. 8 Influence de la granulométrie sur l'histogramme de fréquence de l'orientation des rayons de contact (mesure de l'anisotropie)

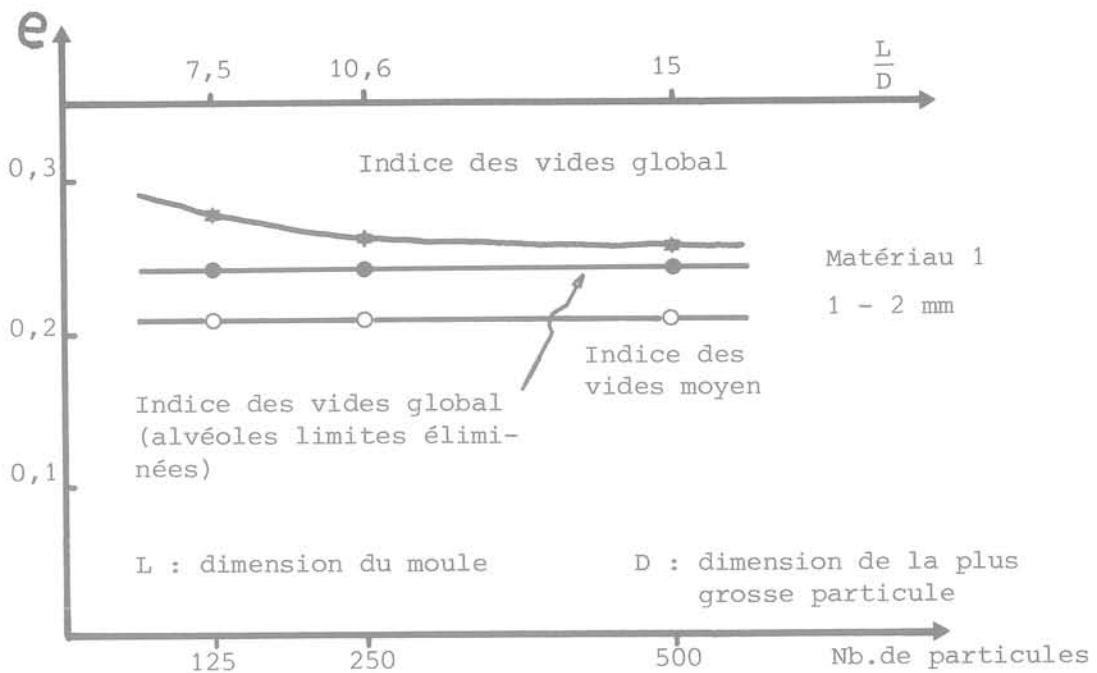


Fig. 9 Influence de la dimension du moule sur les mesures globales de compacité

- Notre étude confirme l'existence d'une anisotropie du milieu qui est plus élevée pour les matériaux de granulométrie serrée (fig. 8).
- Les distributions des différentes variables ponctuelles sont très sensibles à l'étendue de la granulométrie du matériau, en particulier l'indice des vides ponctuel (fig. 10).
- Pour un milieu bidimensionnel, les mesures

globales de compacité ne seront représentatives que si la dimension du moule est supérieure à environ 10 fois la dimension de la plus grosse particule (fig. 9).

- Pour les types de matériaux bidimensionnels étudiés, la notion de milieu continu ne peut être utilisée que dans des domaines dont les dimensions sont au moins égales à 3 à 8 fois les dimensions de la plus grosse particule (fig. 11).

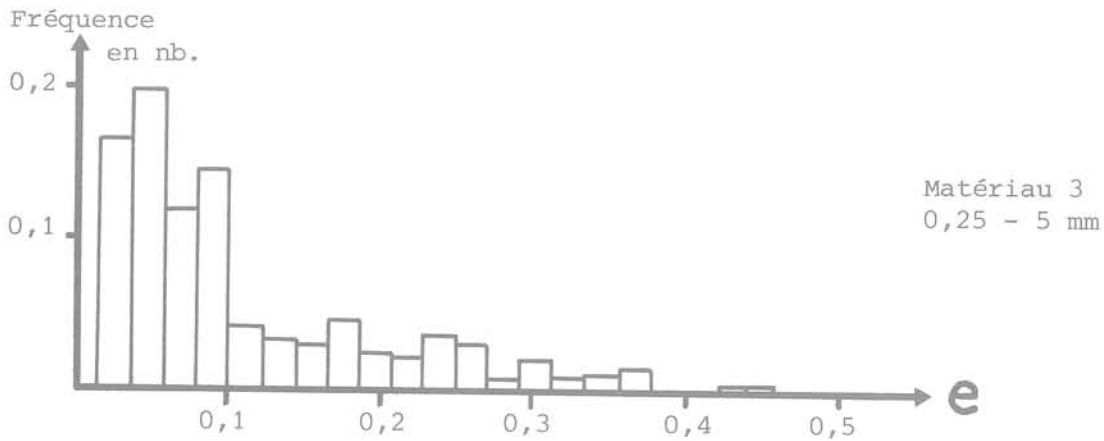
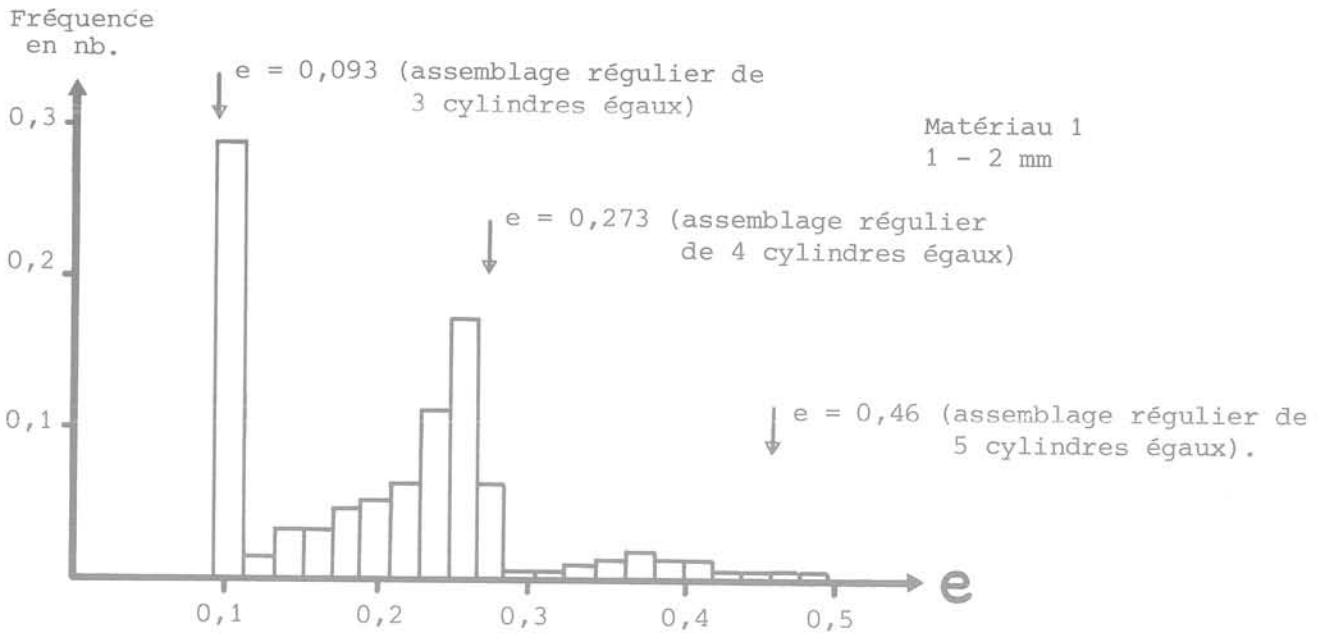


Fig. 10 Influence de la granulométrie sur l'histogramme de fréquence de l'indice des vides des arrangements élémentaires (milieu bidimensionnel)

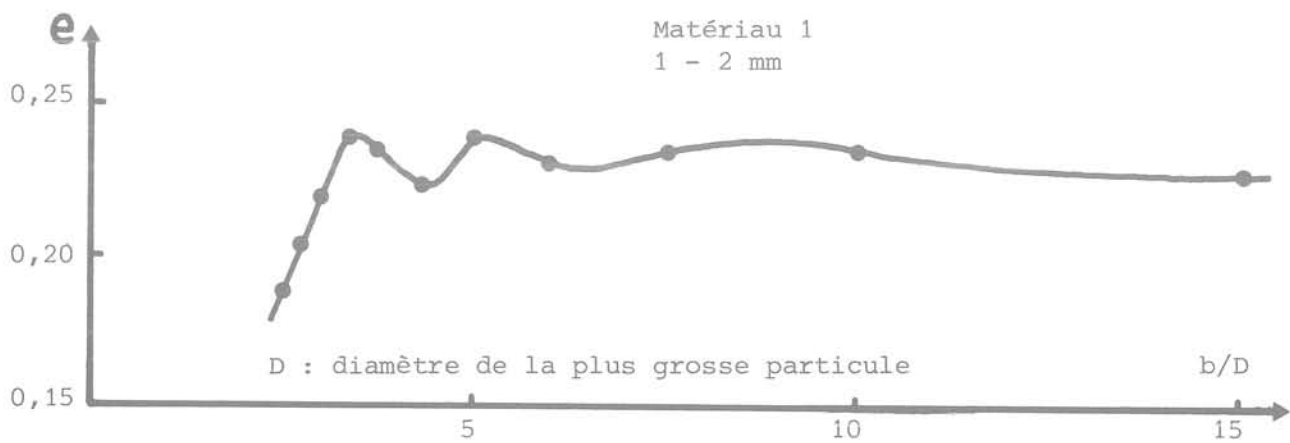


Fig. 11 Variation de l'indice des vides global en fonction du diamètre b du cercle à l'intérieur duquel s'effectue la mesure

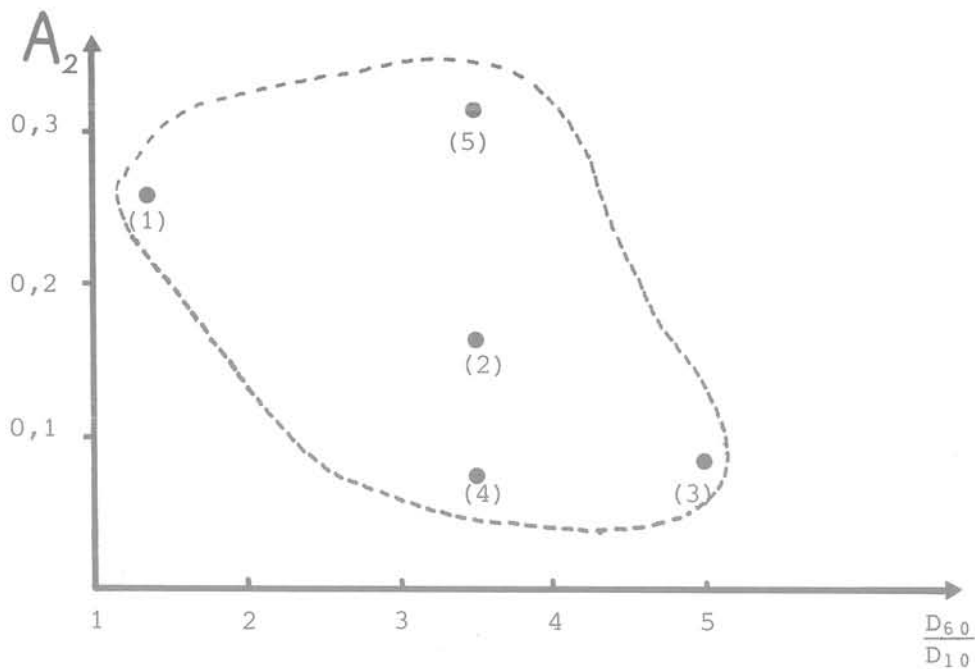


Fig. 12 Anisotropie des matériaux en fonction du coefficient D_{60}/D_{10} relatif à la courbe granulométrique en poids

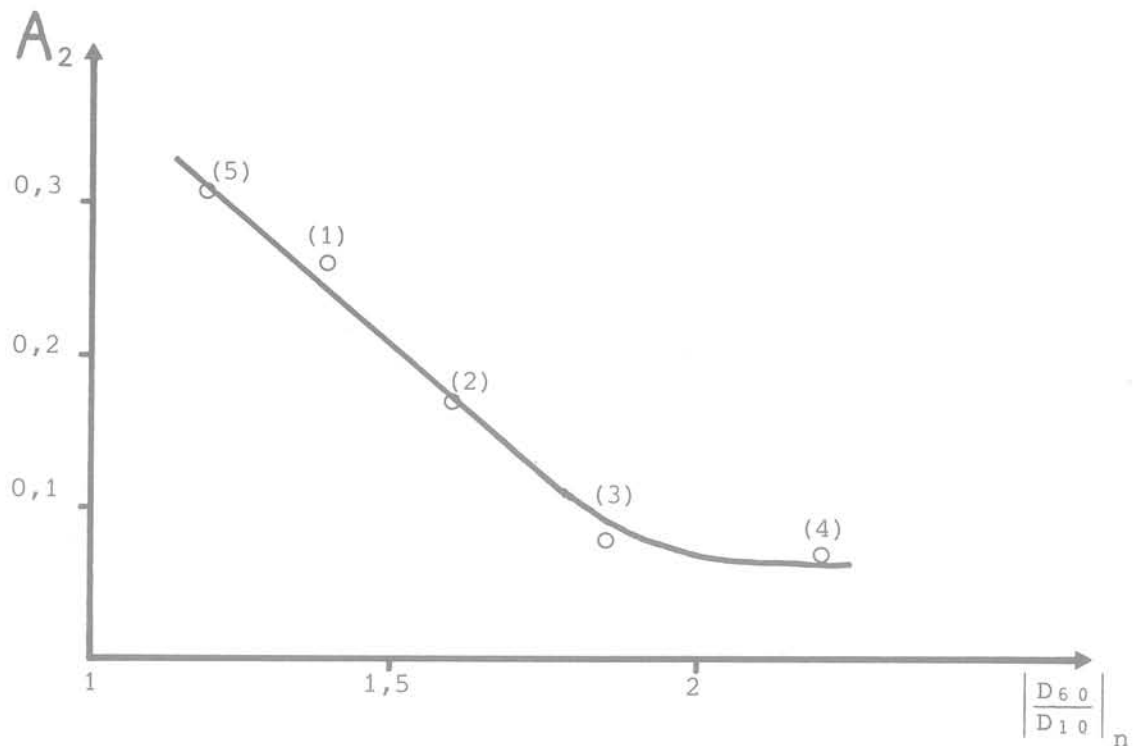


Fig. 13 Anisotropie des matériaux en fonction du coefficient D_{60}/D_{10} relatif à la courbe granulométrique en nombre

- Le coefficient d'uniformité de la courbe granulométrique en poids ne semble pas être une très bonne caractéristique de la structure du matériau, car il ne prend pas en considération les très nombreuses particules de dimension $< D_{10}$. Il semble que D_{60}/D_{min} ou encore $[D_{60}/D_{10}]_n$ correspondant à la courbe granulométrique en nombre seraient des paramètres beaucoup plus représentatifs (fig. 12 et 13).

L'analyse des distributions des variables ponctuelles permet une première approche qualitative du comportement; ainsi l'on peut prévoir que le matériau de granulométrie étendue, simplement déversé, sera beaucoup plus déformable que celui de granulométrie

serrée. En effet ce dernier possède plus de particules ayant un nombre de contacts élevé (plus de 4 contacts) donc, dont le déplacement sera plus difficile sous sollicitation et possède moins d'arrangements instables (comportant de nombreuses particules). Ce type d'analyse, qui reste très sommaire, est en bon accord avec l'expérience (fig. 14 et 15).

De même on peut prévoir que si le matériau de granulométrie étalée (comportant quelques arrangements alvéolaires) est soumis à des sollicitations rapides il y aura destruction des arrangements peu stables, donc variation de volume importante d'où risque de liquéfaction par augmentation de la pression interstitielle. Ce risque sera semble-t-il plus faible avec le matériau de granulométrie très serrée.

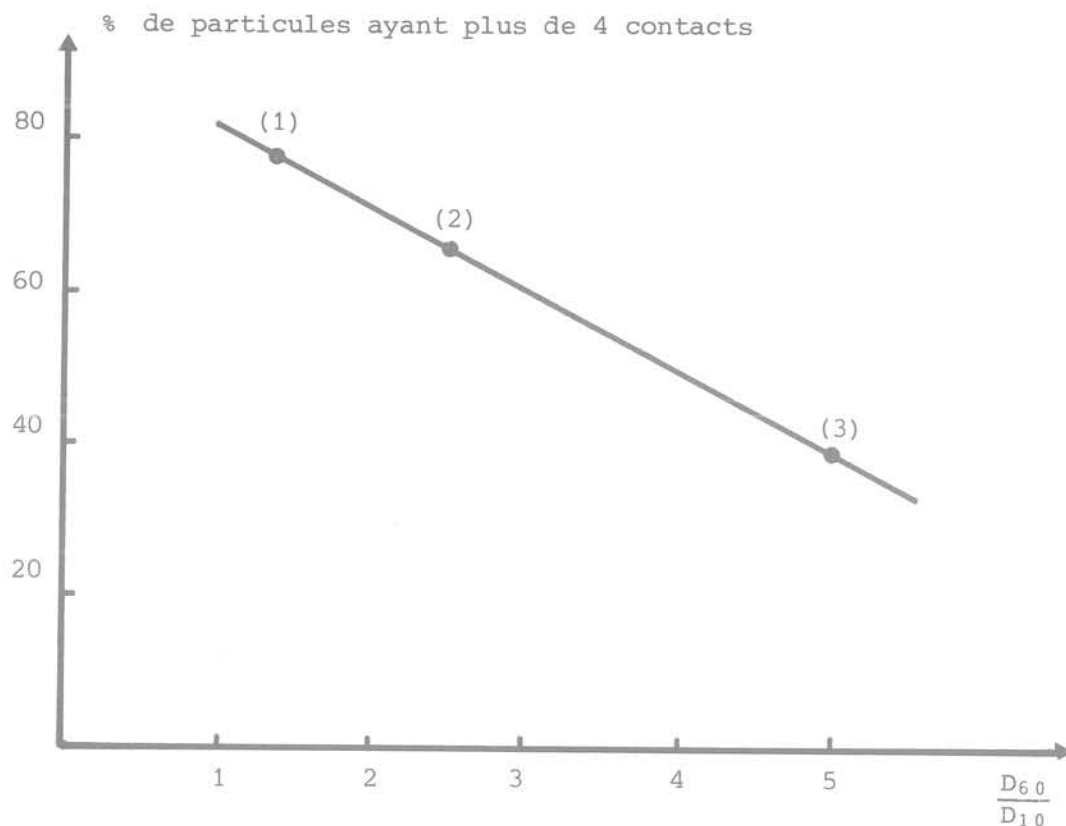


Fig. 14 Evolution du pourcentage de particules ayant plus de 4 contacts en fonction de la granulométrie (milieu bidimensionnel)

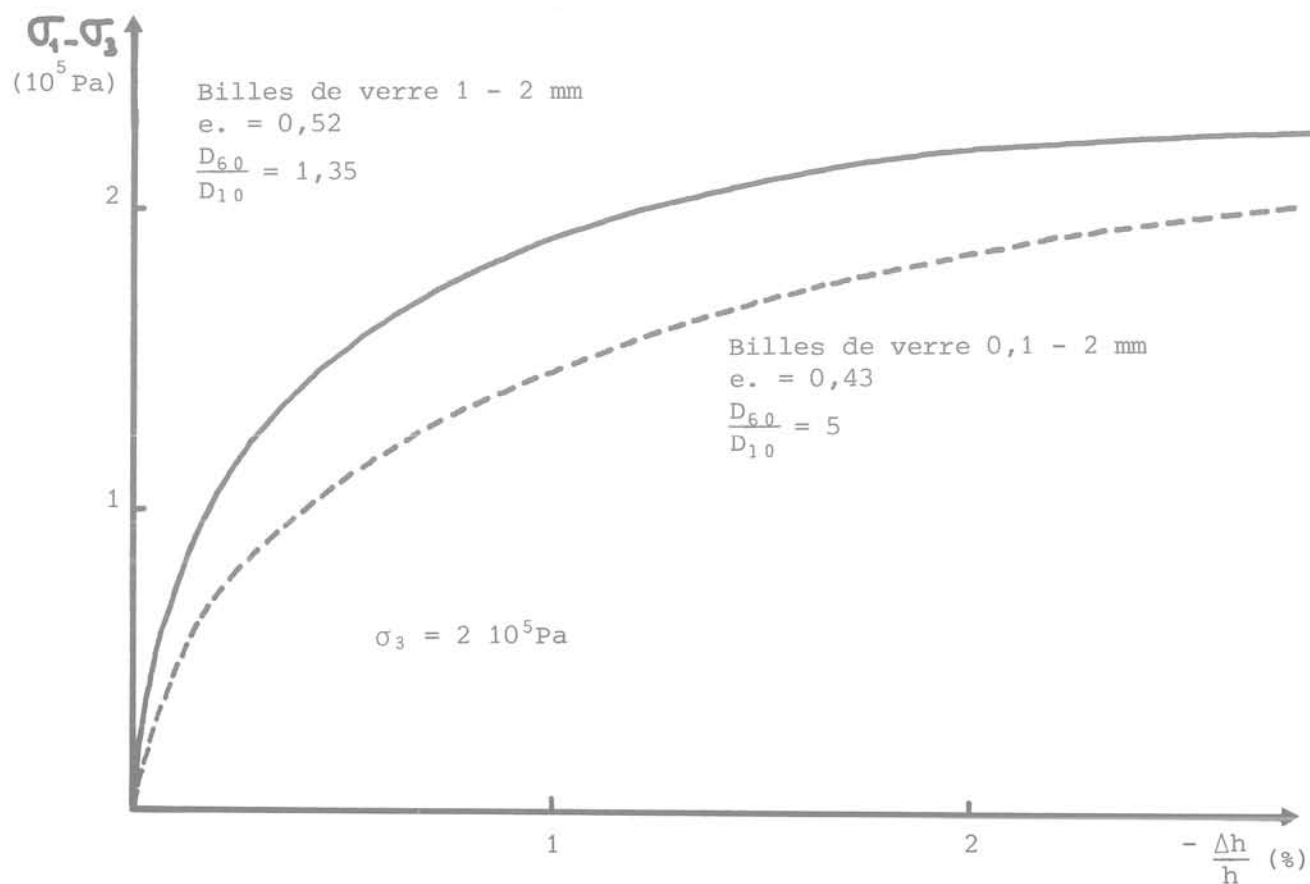


Fig. 15 Essai triaxial sur des billes de verre, simplement déversées

3.2 Modèle numérique de sollicitation d'un milieu granulaire

La sollicitation est définie, en contraintes, sur les limites de l'échantillon construit à partir du programme précédemment décrit.

Nous cherchons à analyser le comportement ponctuel et global de l'échantillon, pour cela nous avons été amenés à faire un certain nombre d'hypothèses probabilistes en particulier sur la répartition des forces de contact dans la structure.

3.2.1 Les forces de contact

Soit \vec{F}_i la force au contact i , ses composantes suivant les 3 axes de références sont F_{i1} , F_{i2} , F_{i3} . Ces composantes dépendent des sollicitations appliquées et de la géométrie de la structure définie par un très grand nombre de paramètres. On peut donc considérer que chaque variable telle que F_{ij} ($j = 1, 2, 3$) appartient à un processus stochastique spatial défini par une distribution.

Une étude menée par la méthode des éléments finis sur un milieu continu hétérogène a confirmé cette hypothèse et a permis de conclure que la distribution des contraintes suivant les deux directions des sollicitations extérieures est de forme normale et admet un coefficient de variation qui semble constant au cours d'une sollicitation monotone.

Ces conclusions ont été reprises en hypothèses pour les distributions des variables F_{ij} ($j = 1, 2, 3$).

Si la sollicitation extérieure est définie par les contraintes principales $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$, on montre que les moyennes des variables $F_{ij\theta}$ (composante j de la force de contact i orienté de θ) (Cambou 1979) sont égales à (fig. 16) :

$$|\overline{F_{i1\theta}}| = \frac{\pi \sigma_1 S_1 \sin \theta}{n_1 \int_0^\pi f(\theta) \sin \theta d\theta}$$

S_1 est la surface d'un plan perpendiculaire à σ_1 qui coupe n_1 particules.

$$|\overline{F_{i2\theta}}| = \frac{\pi^2 \sigma_2^2 S^2 |\cos \theta \sin \alpha|}{2n_2 \int_0^{\pi/2} \int_0^\pi f(\alpha) f(\theta) |\cos \theta \sin \alpha| d\theta d\alpha}$$

$$|\overline{F_{i3\theta}}| = \frac{\pi^2 \sigma_3^2 S_3 |\cos \theta \cos \alpha|}{2n_3 \int_0^{\pi/2} \int_{-\pi/2}^{\pi/2} f(\alpha) f(\theta) |\cos \theta \cos \alpha| d\theta d\alpha}$$

La distribution des variables telles que $F_{ij\theta}$ est ainsi entièrement définie par sa moyenne, sa forme (normale) et son écart type (fixé à partir de résultats expérimentaux sur des particules photoélastiques par exemple).

Chaque force de contact est donc déterminée par tirage au sort dans les distributions ainsi définies des trois valeurs $F_{ij\theta}$ ($j = 1, 2, 3$).

3.2.2 Les déformations

Les déformations dans le milieu sont dues :

- aux glissements entre particules
- aux déformations des particules
- aux ruptures de particules.

Nous ne prendrons en considération ici que les deux

premiers types de déformations, prépondérants pour des états de contrainte pas trop élevés.

— *Déformations dues aux glissements entre particules*

• Glissement entre deux particules

Il y a glissement si l'angle ρ_i entre la force de contact et la normale est supérieur à Ψ , angle de frottement du matériau des particules, donc pour :

$$\cos \Psi \geq \sin \beta_i \cos \alpha_i F_{i3} + \sin \beta_i \sin \alpha_i F_{i2} + \cos \beta_i F_{i1}$$

La direction de glissement définie par les angles δ_i, γ_i peut être déterminée analytiquement en fonction de la force de contact et de l'orientation du contact (Cambou 1979).

Le module du vecteur glissement est a priori inconnu, nous avons proposé une expression de la forme :

$$|\Delta \vec{U}_i| = a(e_i + b) \frac{T_i}{N_i} \frac{|\vec{F}_i|}{F_M} \frac{N_g}{(N_p - N_g)}$$

e_i : indice des vides dans le voisinage du point i ,

N_i : composante normale de \vec{F}_i ,

T_i : composante tangentielle de \vec{F}_i ,

N_p : nombre de contacts glissants entraînant la mise en plasticité,

N_g : nombre de contacts glissants,

F_M : valeur moyenne du module des forces de contact.

Ce module de glissement est défini à une constante près, a , que l'on détermine à partir de la mesure des déformations globales sur une expérience particulière.

Cette expression tente de traduire un certain nombre de notions « intuitives », à savoir que le déplacement augmente quand :

- La force de contact s'éloigne du cône de frottement $\left(\frac{T_i}{N_i}\right)$.
- La force de contact est élevée $\left(\frac{|\vec{F}_i|}{F_M}\right)$.
- Le milieu est peu compact au voisinage ($e_i + b$).
- Le nombre de contacts glissants dans le milieu est élevé $\left(\frac{N_p}{N_p - N_g}\right)$.
- $|\Delta \vec{U}_i|$ sera infini pour $N_g = N_p$, ce qui se traduit par la mise en plasticité globale du milieu.

Soit N_g le nombre de contacts assurant statistiquement un équilibre isostatique de la structure. Ce nombre est déterminé numériquement en analysant l'équilibre de chaque particule. Si le nombre de contacts glissants N_g est égal à $(N - N_g)$, tout nouveau contact glissant détruit l'équilibre global de la structure, donc $N_p = N - N_g$. Ce type de calcul suppose que la répartition des contacts glissants est homogène dans toute la structure. La structure étant suffisamment « souple » pour autoriser les déplacements internes, cette hypothèse semble correcte.

• Déformation globale due aux glissements :

On construit un chemin entièrement solide à travers l'ensemble granulaire formé de particules sphériques (Oda 1974, Horne 1970) (fig. 17). Pour $\Delta z = 1$, le nombre de particules interceptées est égale à

$$m_{1z} = \frac{1}{2|\bar{R} \sin \theta|}$$

Si p est le pourcentage de contacts glissants, le déplacement de la particule m_{1z} sera égal à :

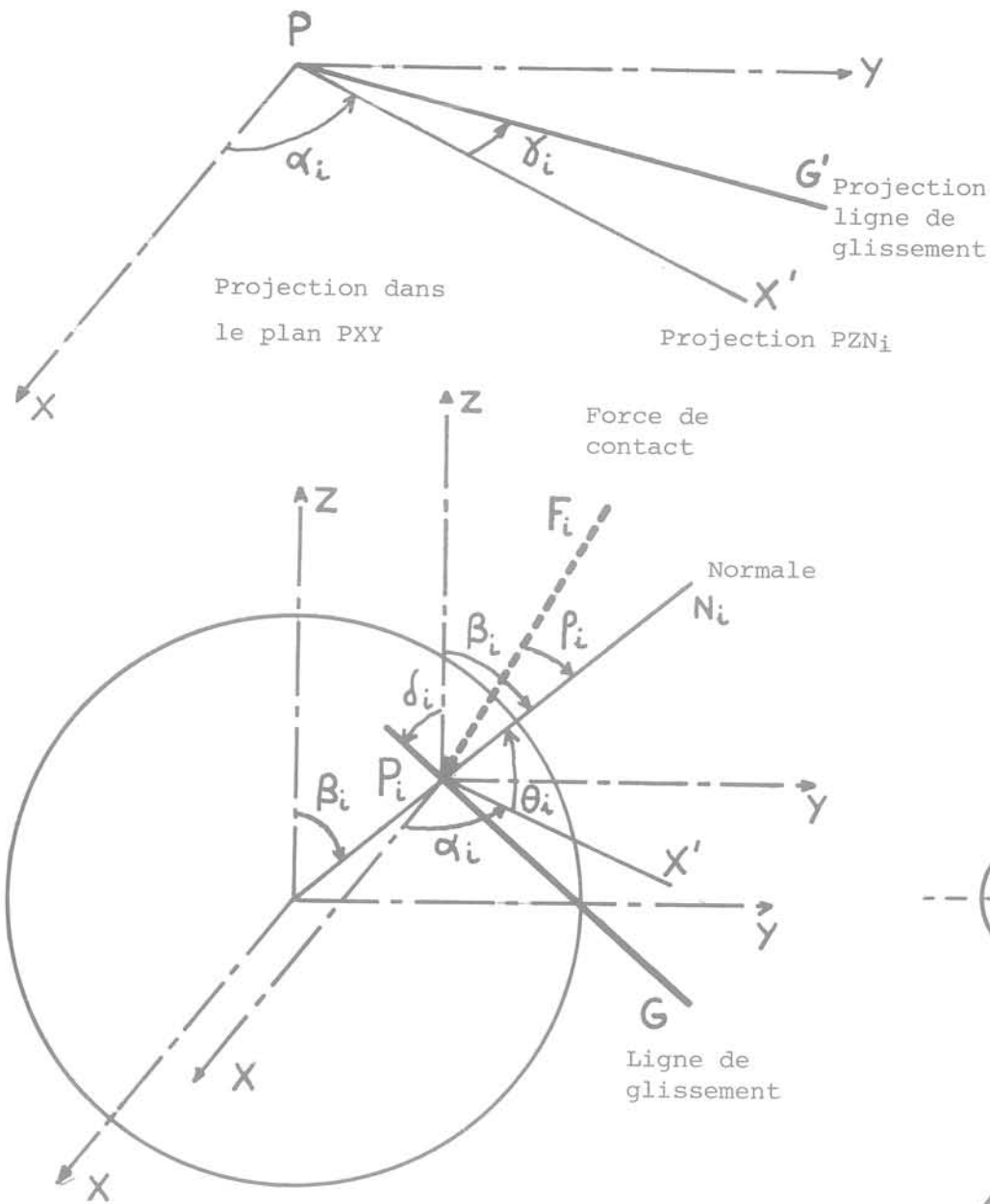


Fig. 16 Définition des variables caractérisant le point de contact P_i entre deux particules

$$u_z = \sum_{i=1}^{i=pN} S_{iz} |\Delta \vec{U}_i| |\cos \delta_i|$$

$S_{iz} = \pm 1$ suivant que le déplacement correspond à un allongement ou un raccourcissement dans la direction Z.

$$\varepsilon_z = \frac{\delta u_z}{\delta z} = \frac{m_{1z}}{N} \sum_{i=1}^{i=pN} S_{iz} |\Delta \vec{U}_i| |\cos \delta_i|$$

$$\varepsilon_x = \frac{m_{1x}}{N} \sum_{i=1}^{i=pN} S_{ix} |\Delta \vec{U}_i| |\sin \delta_i \cos \gamma_i|$$

$$\varepsilon_y = \frac{m_{1y}}{N} \sum_{i=1}^{i=pN} S_{iy} |\Delta \vec{U}_i| |\sin \delta_i \sin \gamma_i|$$

— Déformations dues aux déformations des particules

Les déformations aux contacts entre deux particules peuvent être calculées par les formules proposées par Hertz et Mindlin (Duffy, Mindlin 1957).

A partir des chemins solides définis précédemment, on détermine aisément les déformations globales (Cambou 1979).

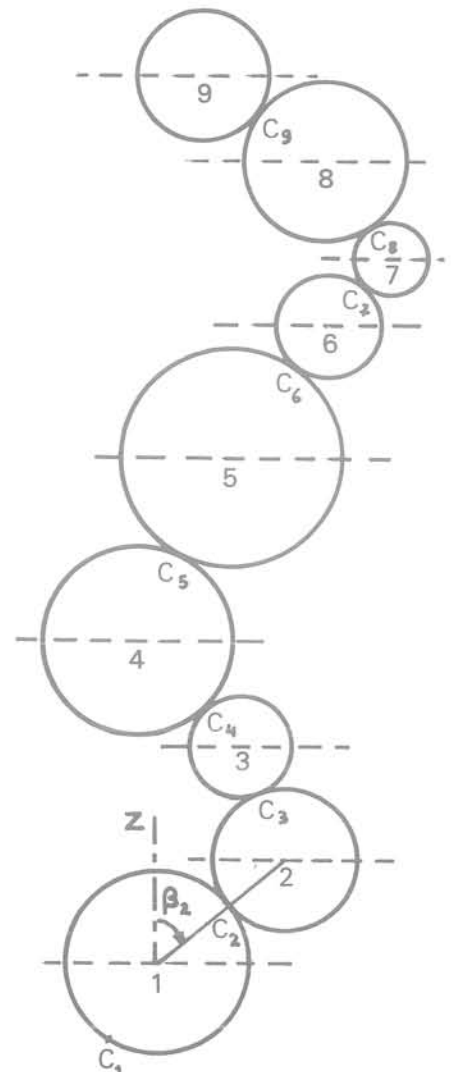


Fig. 17 Chemin solide de direction générale OZ à travers une structure granulaire

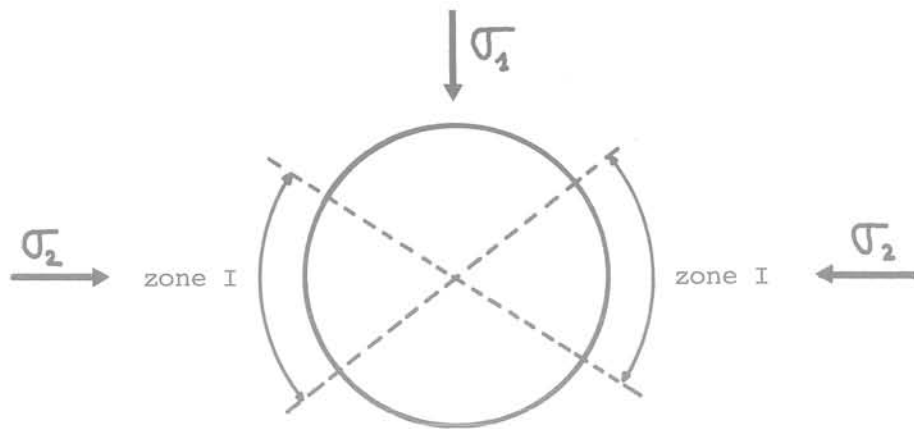


Fig. 18 Modèle statique, orientation des contacts glissants (zone I)

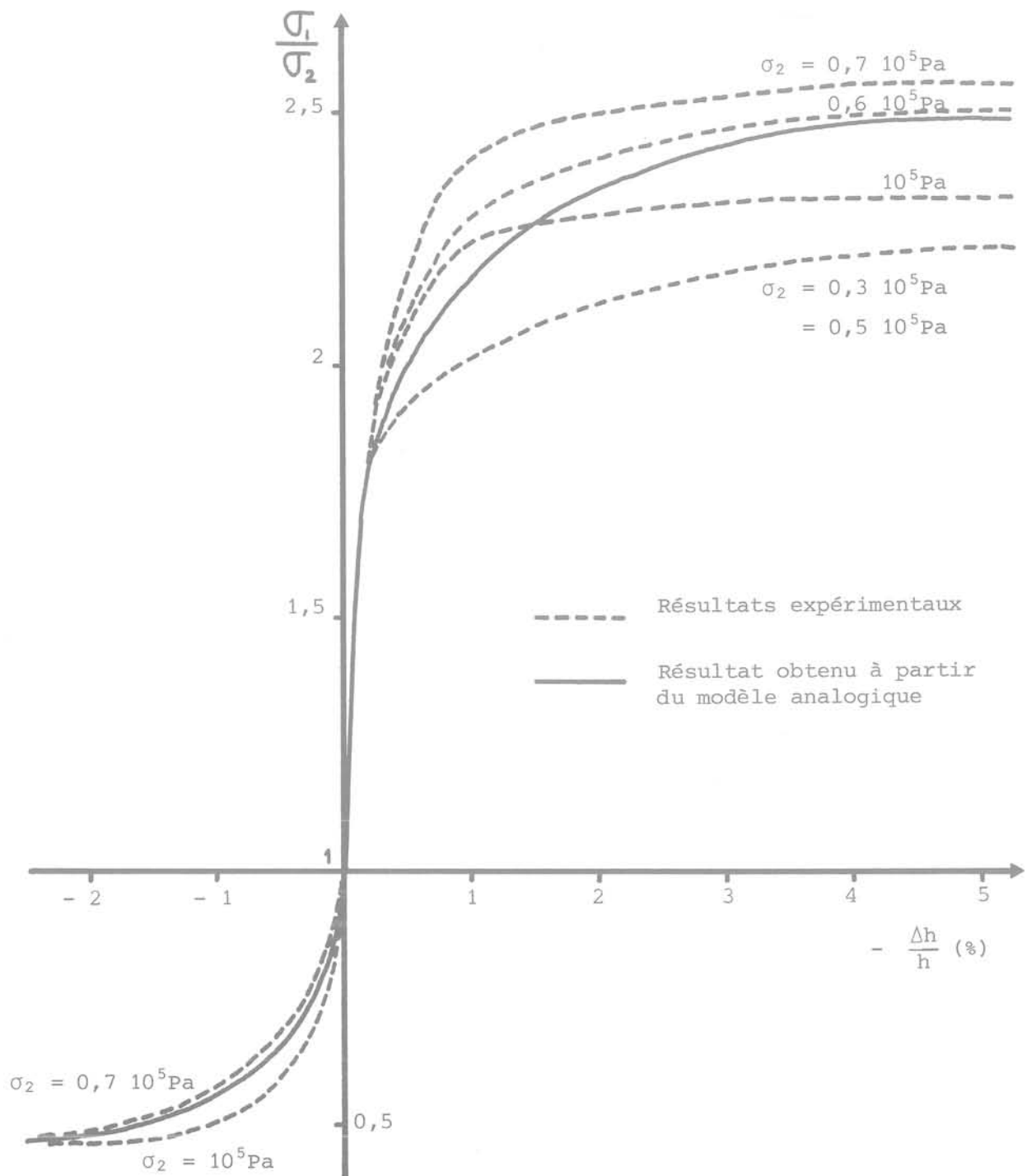


Fig. 19 Comparaison entre résultat du modèle analogique (mat. 1 - 2 mm) et résultats expérimentaux sur un milieu formé de petits rouleaux en duralumin (3 et 5 mm). Sollicitation biaxiale

3.2.3 *Prise en considération de conditions cinématiques*

Le modèle défini précédemment est basé sur une analyse statique (équilibre des forces dans la structure). Chaque contact est traité séparément, or, dans la réalité les déplacements des particules les unes par rapport aux autres sont régis par des conditions cinématiques (compatibilité des déplacements).

Une première étude uniquement statique, pour une sollicitation non isotrope, a permis de noter que les contacts glissants se localisent dans une zone d'orientation bien définie (zone I, fig. 18).

En fait pour assurer la compatibilité des déplacements (conditions cinématiques) il se produira nécessairement des glissements hors de la zone I; le nombre de ces contacts est essentiellement lié aux déformations, il sera maximum en grandes déformations (mise en plasticité).

Le modèle statique a donc été modifié en imposant un certain nombre de contacts glissants hors de la zone I (nombre lié à l'état de déformation).

3.2.4 *Le programme de calcul*

Le programme permet de déterminer numériquement pour chaque incrément de sollicitation en contrainte les déformations principales.

Pour un incrément de sollicitation donné, on passe en revue tous les points de contact, si il y a glissement en un point on détermine la composante qui l'a provoqué, soit F_{11} par exemple, $F_{11} > F_{11m}$ (correspondant à la limite du cône de frottement).

On ramène F_{11} à F_{11m} , il faut donc reporter ($F_{11} - F_{11m}$) sur un autre contact. Ce report se fait sur des contacts n'appartenant pas à la zone d'orientation I de façon à introduire les conditions cinématiques.

On effectue plusieurs boucles sur tous les contacts jusqu'à obtenir l'équilibre global. On s'assure en outre que le nombre de contacts glissants situés hors de la zone I est suffisant pour répondre aux conditions cinématiques.

Les déformations par glissement sont calculées au cours de ces diverses boucles, la dernière boucle étant utilisée pour déterminer les déformations dues aux déformations des particules.

3.2.5 *Analyse des résultats*

Les résultats présentés se rapportent à des milieux bidimensionnels et tridimensionnels. Pour une simulation d'essai biaxial on observe des résultats semblables à ceux obtenus expérimentalement (fig. 19).

Les courbes intrinsèques sont des droites et la courbe $\sigma_1/\sigma_3 = f(\epsilon_1)$ est la même quelle que soit la valeur de σ_3 .

On notera que les valeurs des déformations sont calculées à une constante multiplicative près qui a été déterminée de façon à approcher au mieux la courbe expérimentale.

— *Comparaison entre la distribution des déformations dans le milieu granulaire et la distribution tensorielle dans le milieu continu.*

Nous avons calculé numériquement les dilatations suivant différentes orientations ω .

Pour une sollicitation dont les axes principaux sont confondus avec les axes de symétrie de l'anisotropie

géométrique structurelle due à la pesanteur, les valeurs calculées pour le milieu granulaire et pour le milieu continu sont très proches (fig. 20).

Ceci nous conduit à deux types de conclusion :

- a) Cela justifie l'utilisation de la mécanique des milieux continus dans le cas des milieux granulaires.
- b) Cela permet de penser que notre modèle de glissement est correct.

Pour une sollicitation en contrainte dont les axes principaux ne sont pas confondus avec les axes de symétrie de l'anisotropie géométrique, les directions principales des déformations sont confondues avec les axes de l'anisotropie géométrique au début de la sollicitation déviatoire puis elles évoluent pour atteindre l'orientation des directions principales du tenseur contrainte.

— *Analyse des phénomènes ponctuels au cours de la sollicitation*

● Forces de contact

On observe un maximum très marqué des modules des forces de contact dans la direction de la contrainte principale majeure (fig. 21).

Leur orientation par rapport à la normale présente une distribution de forme normale pour une sollicitation isotrope, elle évolue pour une sollicitation déviatoire et admet une valeur maximale égale à Ψ .

● Contacts glissants

Pour une sollicitation isotrope on observe un pourcentage de contacts glissants non négligeable, la distribution de leur orientation est alors sensiblement identique à celle des orientations de contact.

Pour une petite sollicitation déviatoire on observe une discontinuité très nette aussi bien en ce qui concerne le nombre de contacts glissants que leurs orientations (fig. 22, 23).

Soit β_m la moyenne des $|\beta_i|$ correspondant à des contacts glissants, β_m évolue au cours d'une sollicitation déviatoire (fig. 23).

— *Analyse du comportement global à partir des phénomènes ponctuels*

● Anisotropie

Sous l'action d'une sollicitation isotrope le milieu se déforme de façon anisotrope, ce qui traduit l'existence d'une distribution non uniforme des orientations de contact due à la mise en place dans le champ de la pesanteur.

● Irréversibilité, écrouissage

Lors du déchargement on peut constater que les déformations sont essentiellement irréversibles.

Le module en extension après une première compression est plus faible que lors d'une première sollicitation. Il ne semble pas que cet écrouissage soit dû à une évolution de la géométrie de la structure (très faible avant l'écoulement plastique), mais plutôt au changement d'orientation des forces de contact au cours de la sollicitation (fig. 24).

On peut penser que, au cours de l'écoulement plastique les distributions des orientations de contact vont évoluer et provoquer un deuxième type d'écrouissage (notre modèle ne peut suivre l'évolution de la structure après le pic de plasticité et donc ne peut mettre en évidence ce phénomène).

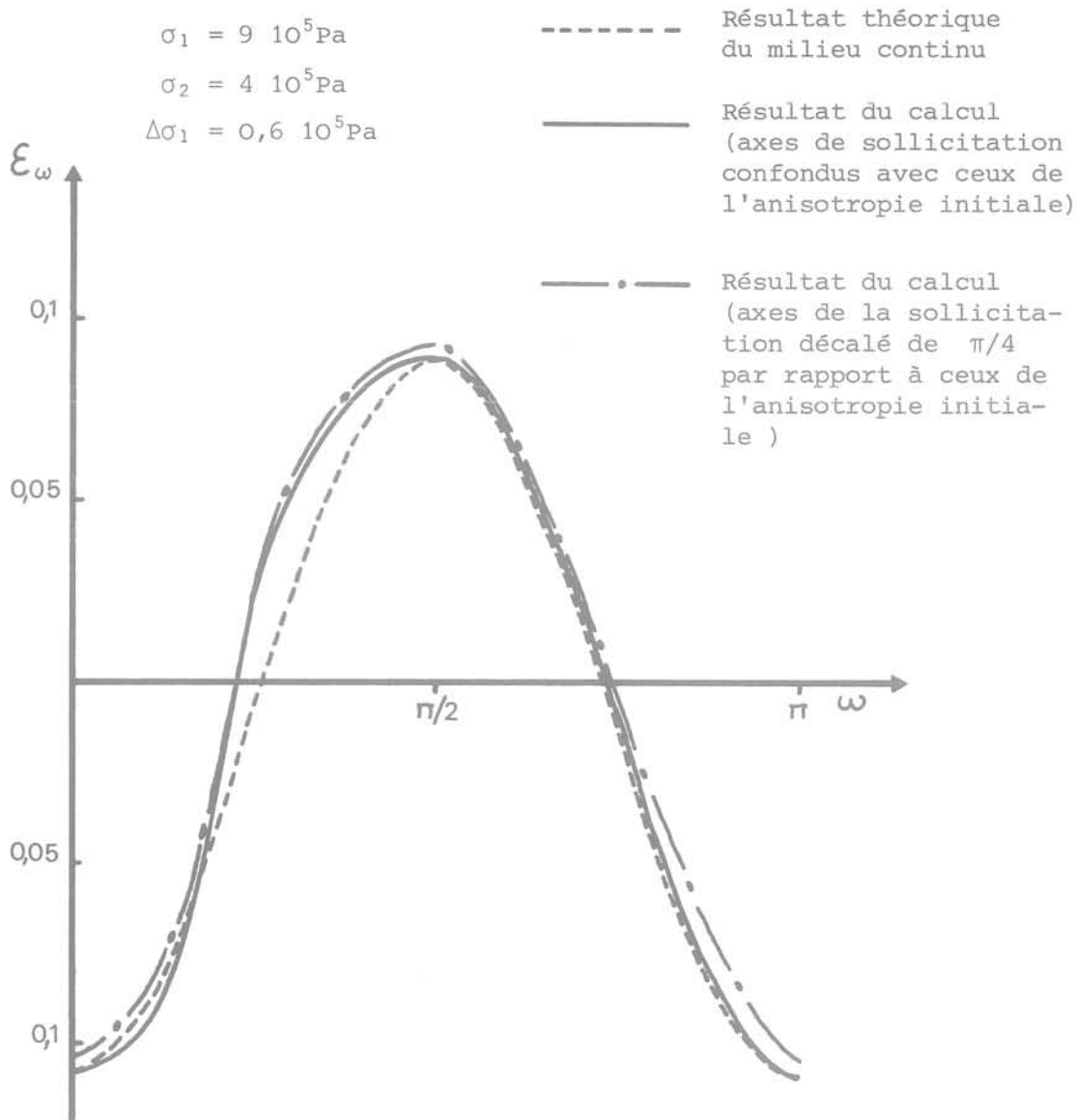


Fig. 20 Dilatations en fonction de l'orientation ω considérée. Résultats obtenus par calcul numérique sur le modèle analogue. Matériau bidimensionnel simplement déversé (1 - 2 mm)

● Dilatance

On ne prend en considération ici que les déformations dues aux glissements qui, pour une sollicitation déviatoire, sont en général prépondérantes.

Pour chaque incrément de déformation dû au glissement du contact i on a, dans le cas d'une sollicitation bidimensionnelle :

$$\left| \frac{\varepsilon_{iz}}{\varepsilon_{ix}} \right| = \frac{m_{1z}}{m_{1x}} \operatorname{tg} \beta_i.$$

On considère que, en première approximation tout se passe comme si tous les contacts glissants avaient une même orientation, égale à l'orientation moyenne β_m (moyenne des $|\beta_i|$ des contacts glissants).

$\frac{m_{1z}}{m_{1x}}$ a été défini précédemment, il dépend de

l'anisotropie du matériau, nous avons posé $\frac{m_{1z}}{m_{1x}} = \operatorname{tg}(\beta_m)_0$.

Le matériau sera dilatatant pour $\beta_m < (\beta_m)_0$ et contractant pour $\beta_m > (\beta_m)_0$.

$(\beta_m)_0 = 45^\circ$ pour un matériau isotrope bidimensionnel, $(\beta_m)_0 = 52^\circ$ pour un matériau isotrope tridimensionnel soumis à une sollicitation axisymétrique (triaxial).

Pour une sollicitation en compression, dès l'apparition d'une petite contrainte déviatoire β_m subit une discontinuité et l'on observe $\beta_m = 58^\circ$ correspondant à un comportement contractant, au cours de la sollicitation β_m diminue jusqu'à des valeurs inférieures à $(\beta_m)_0$ lorsqu'on approche du seuil de plasticité, le matériau présente alors un comportement dilatatant ce qui est bien conforme aux résultats obtenus ainsi qu'aux résultats expérimentaux habituels (fig. 23).

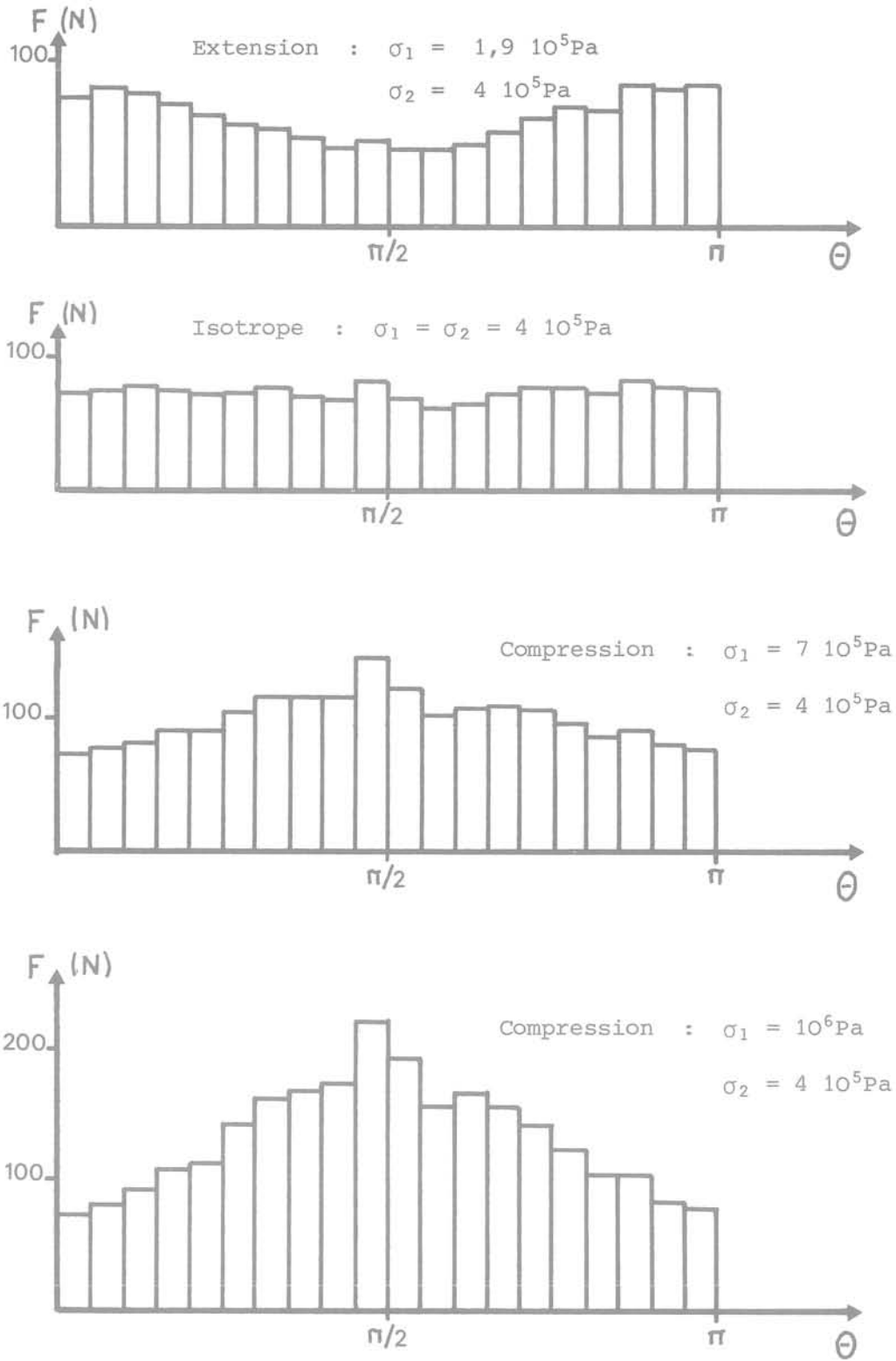


Fig. 21 Evolution du module moyen des forces de contact, au cours d'une sollicitation biaxiale. Résultats obtenus par calcul numérique sur le modèle analogique. Matériau simplement déversé (1 - 2 mm)

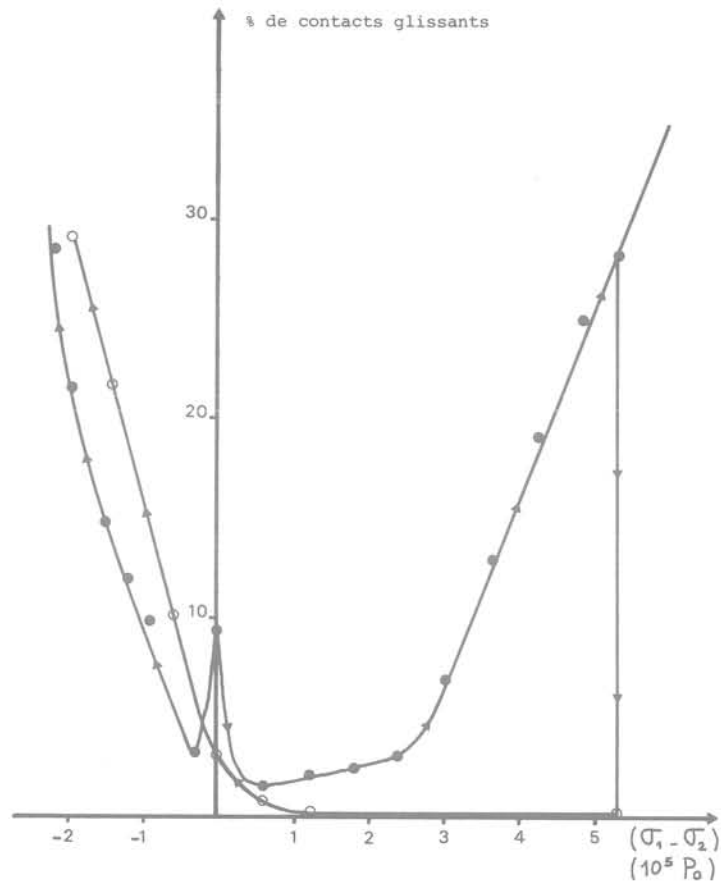


Fig. 22 Evolution du pourcentage de contacts glissants au cours d'une sollicitation biaxiale. Résultats obtenus par calcul numérique sur le modèle analogique. Matériau simplement déversé (1 – 2 mm)

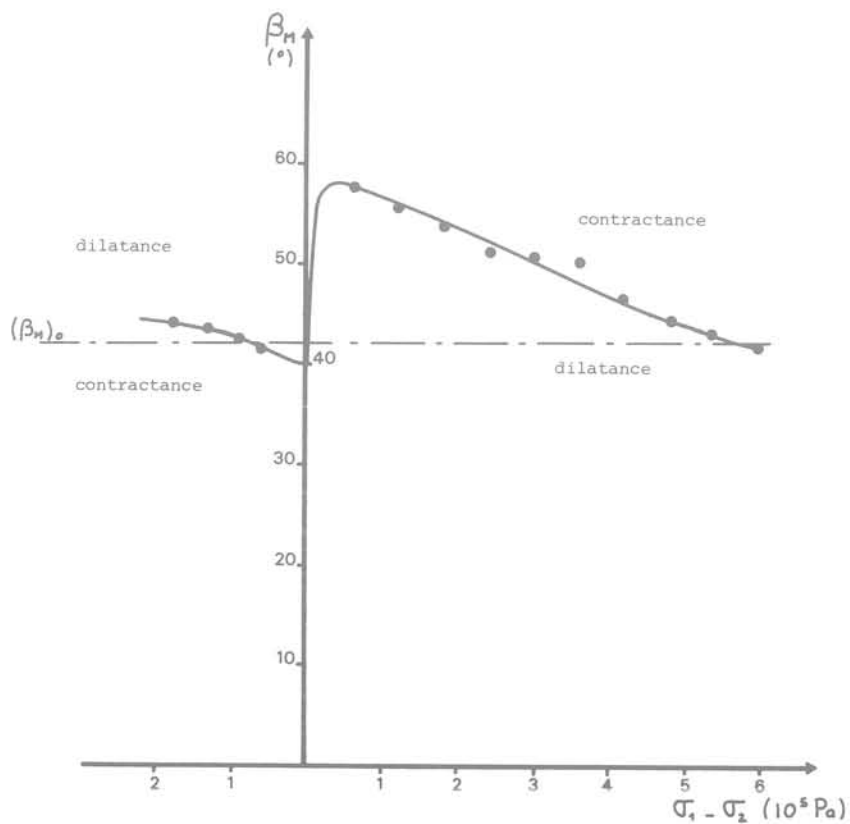


Fig. 23 Evolution de l'orientation moyenne des contacts glissants au cours d'une sollicitation biaxiale. Résultats obtenus par calcul numérique sur le modèle analogique. Matériau simplement déversé (1 – 2 mm)

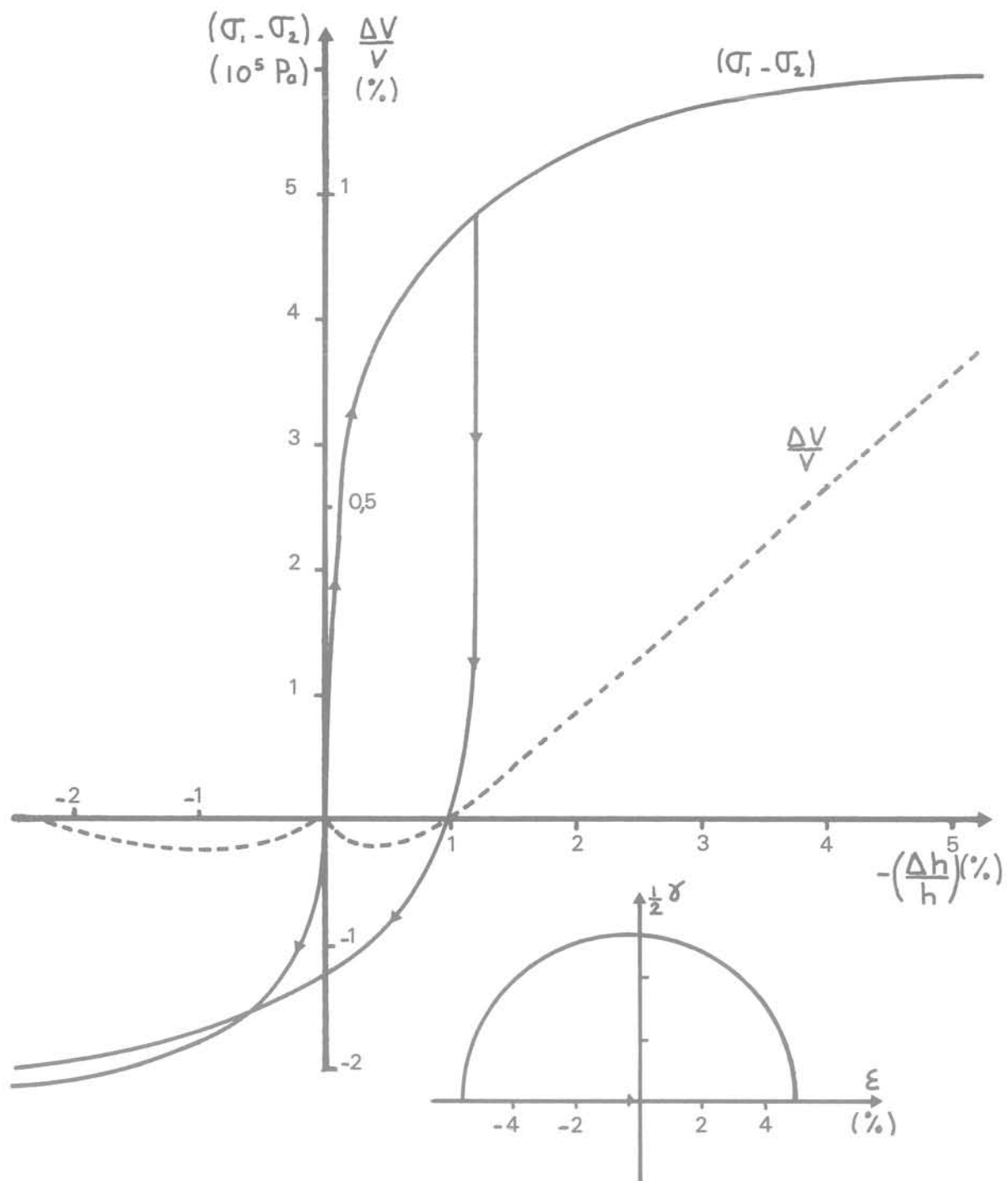
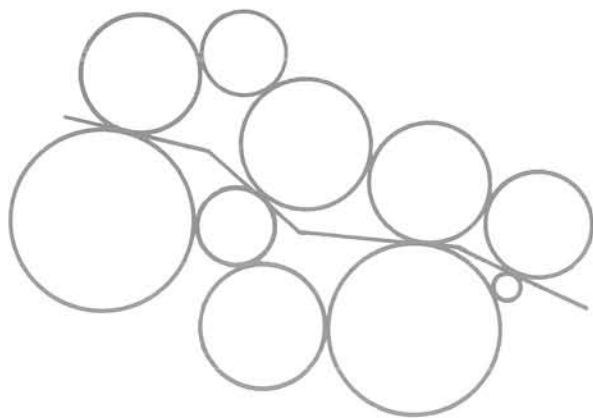
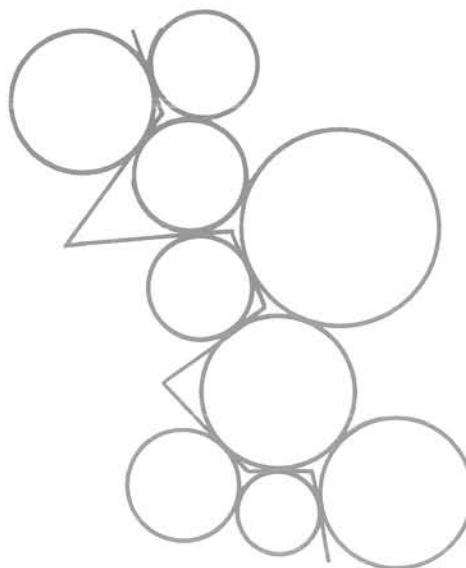


Fig. 24 Sollicitation biaxiale sur le matériau bidimensionnel (1 – 2 mm) simplement déversé. Résultats obtenus par calcul numérique sur le modèle analogique.



Bonnes conditions cinématiques pour les contacts glissants



Mauvaises conditions cinématiques pour les contacts glissants

Fig. 25 Discontinuités cinématiques dans un milieu granulaire

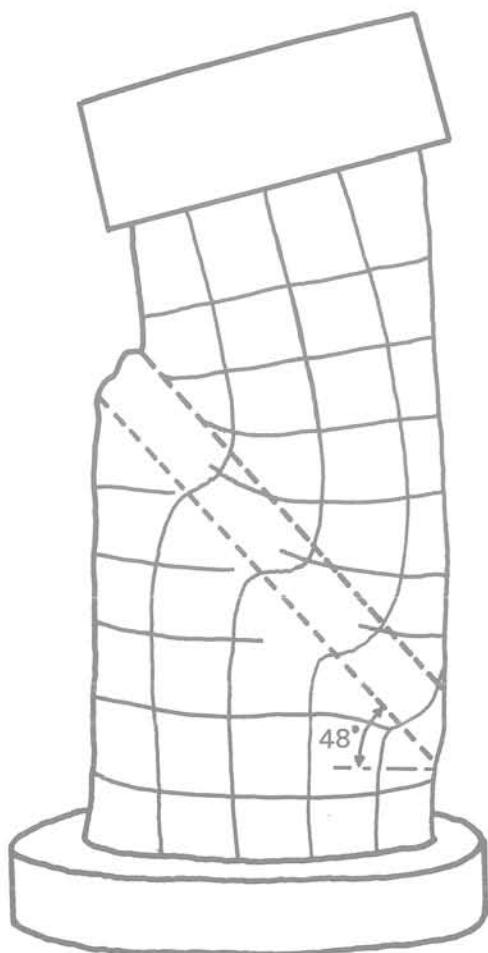


Fig. 26 Relevé d'après une photographie de la direction du plan de cisaillement au cours d'un essai triaxial sur du sable compact ($\Phi = 35^\circ$)

• Loi d'écoulement plastique

Si on fait l'hypothèse que tout se passe comme si l'orientation de tous les contacts glissants était égale à leur valeur moyenne β_m , on obtient la loi de comportement plastique suivante, pour une sollicitation bidimensionnelle :

$$\begin{aligned} \Delta \varepsilon_z &= a_1 m_{1z} \sin \beta_m \\ \Delta \varepsilon_x &= -a_1 m_{1x} \cos \beta_m \end{aligned}$$

a_1 est un facteur arbitraire,
 β_m évolue au cours de la sollicitation.

• Discontinuités cinématiques

Du fait d'une hétérogénéité ou de conditions aux limites non uniformes on peut avoir localisation de grandes déformations suivant une ligne de discontinuité cinématique.

Soit β_r l'orientation de cette ligne de discontinuité par rapport à Ox , si elle existe, β_r correspond à l'orientation moyenne des directions de glissement aux points de contact.

Cette ligne de discontinuité, d'une part doit répondre à des conditions cinématiques sur les déplacements, et d'autre part doit se développer de façon à minimiser l'énergie nécessaire à sa création.

Conditions cinématiques optimales :

La ligne de glissement devra être la plus continue possible, sans brusque décrochement. Ce qui correspond à des valeurs de β_r ayant toutes les mêmes signes (fig. 25), donc

$$\beta_r = \beta_m = (\beta_m)_0 + d.$$

$d > 0$ pour un matériau contractant, $d < 0$ pour un matériau dilatatant.

Conditions d'énergie minimale :

Le rapport de l'énergie dépensée par la composante verticale et la composante horizontale de la force de contact au point de contact i est égal à :

$$E_i = \frac{\operatorname{tg} \beta_i}{\operatorname{tg}(\beta_i - \Psi)}$$

en première approximation on fait l'hypothèse que tout se passe comme si tous les contacts considérés présentaient l'orientation β_r .

Le rapport de l'énergie dépensée par σ_1 et σ_3 pourra donc s'écrire :

$$E = \frac{\operatorname{tg} \beta_r}{\operatorname{tg}[\beta_r - \Psi]}$$

E est minimum pour

$$\beta_r = \frac{\pi}{4} + \frac{\Psi}{2}$$

on aura donc les deux conditions suivantes :

$$\beta_r = \beta_m = (\beta_m)_0 + d$$

$$\beta_r = \frac{\pi}{4} + \frac{\Psi}{2}$$

Pour un milieu isotrope bidimensionnel, $(\beta_m)_0 = 45^\circ$, pour un milieu isotrope à 3 dimensions soumis à une sollicitation axisymétrique, $(\beta_m)_0 = 52^\circ$.

On aura donc, dans ce dernier cas :

$$52^\circ + d < \theta < 45^\circ + \frac{\Psi}{2}$$

Cette valeur de θ est donc toujours inférieure à $\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$

(valeur habituellement admise). Effectivement les valeurs expérimentales mesurées sont toujours inférieures à $\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$, par exemple sur la figure 26, on peut

observer un angle $\theta = 48^\circ$ correspondant au cisaillement d'un matériau dilatant ($d < 0$). Dans ce cas il semble que θ soit proche de sa borne inférieure (correspondant aux conditions cinématiques optimales).

On notera aussi que pour un matériau dilatant ($d < 0$) les conditions cinématiques optimales correspondent à des valeurs de θ plus éloignées des conditions d'énergie minimum. La dilataance correspond à une dépense d'énergie, les matériaux dilatants présentent des angles de frottement plus élevés.

4 Conclusions

Le modèle présenté ici a permis d'analyser et parfois d'expliquer au niveau des contacts entre particules les phénomènes que l'on observe globalement au cours d'essais sur des matériaux granulaires, tels que l'anisotropie, l'irréversibilité, l'écroutissage, la dilataance, l'écoulement plastique, l'existence de discontinuités cinématiques.

Cette étude a pu aboutir à ces quelques résultats intéressants, d'une part, parce que nous avons simplifié le problème (particules cylindriques ou sphériques), d'autre part, grâce à un certain nombre d'hypothèses qui peuvent paraître parfois un peu arbitraires et ne trouvent de justification que globalement par la bonne concordance du modèle à la réalité.

Nous sommes conscients de ces limitations qui pourront pour certaines, être franchies au cours d'études ultérieures.

Références bibliographiques

Auvinet, G. (1975) : « Generation of granular media by computer ». Proc. 5th Pan. Am. Conf. SMFE, Buenos Aires, vol. 1, p. 205.

Auvinet, G. (1977) : « Structure des milieux pulvérulents ». IX^e Congr. int. de mécanique des sols et des fondations ». Tokyo, vol. 1, p. 23-26.

Biarez, J. (1962) : « Contribution à l'étude des propriétés mécaniques des sols et des matériaux pulvérulents ». Thèse de doctorat ès Sciences, Grenoble.

Bishop, A.W. (1966) : « The strength of soils as engineering materials ». 6th Rankine lecture. Géotechnique 16 n° 2, p. 91-128.

Cambou, B. (1977) : « Analyse statistique au niveau de la particule d'un milieu granulaire ». IX^e Congr. int. de mécanique des sols et des fondations. Tokyo, session spéciale n° 5.

Cambou, B. (1979) : « Approche du comportement d'un sol considéré comme un milieu non continu ». Thèse doctorat ès Sciences, Lyon.

Cundall, P.A., Strack, O.D.L. (1979) : « A discrete numerical model for granular assemblies ». Geotechnique 29 n° 1, p. 47-65.

Dantu, P. (1957) : « Contribution à l'étude mécanique et géométrique des milieux pulvérulents ». IV^e Cong. int. de mécanique des sols et des fondations. Londres, p. 144-148.

Dantu, P. (1961) : « Étude mécanique d'un milieu pulvérulent formé de sphères égales de compacité maxima ». V^e Cong. int. de mécanique des sols et des fondations, Paris.

De Josselin de Jong, G., Verruijt, A. (1969) : « Étude photo élastique d'un empilement de disques ». Cahiers du groupe français de Rhéologie n° 1, tome II, p. 73-86.

Deresiewicz, H. (1958) : « Mechanics of granular matter ». Advances in applied mechanics, vol. 5, p. 233-306.

Drescher, A. (1976) : « An experimental investigation of flow rules for granular materials using optically sensitive glass particle ». Geotechnique 26, n° 4, p. 591-601.

Duffy, J., Mindlin, R.D. (1957) : « Stress-strain relations and vibrations of a granular medium ». Journal of applied mechanics, p. 585-593.

Field, W.G. (1963) : « Towards a statistical definition of a granular mass ». IVth A. and N.Z. conf. on soil mechanics.

Fletcher, E.H. (1971) : « Random walk of ideal granular mass ». Journ. soil mech. and F.D. Proc. ASCE SM 10, Oct., p. 1379-1392.

Horne, M.R. (1969) : « The behaviour of an assembly of rotund, rigid, cohesionless particles ». Proc. Roy. Soc. A, vol. 310, p. 24-34.

- Johnson, K.L. (1955) : « Surface interaction between elastically loaded bodies under tangential forces ». Proc. Roy. Soc. A, vol. 230, p. 531-549.
- Jowitt, P.W., Munro, J. (1975) : « The influence of void distribution and entropy on the engineering properties of granular media ». Proc. 2th int. conf. on appl. of statistics and probability in soil and structural eng., p. 365-386.
- Litwiniszyn, J. (1963) : « The model of a random walk of particles adapted to researches on problems of mechanics of loose media ». Bul. aca. Sc. Pol. vol. XI n° 10, p. 61-70.
- Marsal, R.J. (1965) : « Stochastic processes in the grain skeleton of soils ». VI^e cong. int. de mécanique des sols et des fondations. Montréal vol. 2, p. 303 à 307.
- Marsal, R.J. (1973) : « Mechanical properties of rockfill ». Embankment dam engineering. Casagrande volume (J. Wiley), p. 109 à 200.
- Matsuoka, H. (1974) : « A microscopic study on shear mechanism of granular materials ». Soil and foundations, vol. 14 n° 1, p. 29-43.
- Mogami, T. (1969) : « Mechanics of granular material as a particulated mass ». VII^e Cong. int. de mécanique des sols et des fondations. Mexico, p. 281-285.
- Muramaya, S., Matsuoka, H. (1973) : « Mécanisme de cisaillement des sols ». VIII^e Cong. int. de mécanique des sols et des fondations. Moscou.
- Newland, P.L., Allely, B.H. (1957) : « Volume changes in drained triaxial tests on granular materials ». Geotechnique 7 n° 3, p. 17-34.
- Oda, M. (1974) : « A mechanical and statistical model of granular material ». Soils and foundations, vol. 14 n° 1, p. 13-27.
- Oda, M., Konischi J. (1974) : « Microscopic deformation mechanism of granular material in simple shear ». Soils and foundations, vol. 14 n° 4, p. 25-38.
- Rodriguez Ortiz, J. M. (1974) : « Estudio del comportamiento de medios granulares heterogeneos mediante modelos discontinuos analogicos y matematicos ». Thèse Université polytechnique de Madrid.
- Rowe, P.W. (1962) : « The stress dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact ». Proc. Roy. Soc. A, vol. 269, p. 500-527.
- Schlosser, F. (1972) : « Comportement des milieux granulaires ». Bul. liaison P. et C. numéro spécial : « Le comportement des sols avant rupture », p. 37-47.
- Schlosser, F. (1974) : « Influence des déformations des grains dans les milieux granulaires ». Bul. Liaison P. et C. n° 69, p. 97-103.
- Smith, Foot, Busang (1929) : « Packing of homogeneous spheres ». Physical review. Vol. 34, p. 1271-1274.
- Terzaghi, K. (1920) : « Old Earth Pressure theories and new test results ». Eng. News Record. Vol. 85 n° 14, sept., p. 632-637.
- Weber, J. (1966) : « Recherche concernant les contraintes intergranulaires dans les milieux pulvérulents ». Bul. liaison P. et C. n° 20, p. 3.1-3.20.
- Wiendieck, K. (1964) : « L'anisotropie des milieux pulvérulents et son influence sur les tassements ». Thèse docteur-ingénieur. Grenoble.
- Wilkins, J.K. (1970) : « A theory for the shear strength of rockfill ». Rock mechanics, vol. 2, p. 205-222.
- Wilson, R.J. (1962) : « Deformation of granular materials ». Thèse Université de Newcastle Australie.

fluage héréditaire et consolidation d'un sol quasi-saturé

par
B. Félix

Ingénieur au Département des Sols et fondations du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

La théorie du fluage héréditaire fournit une description correcte du fluage des sols fins soumis, en compression œdométrique, à des charges constantes ou progressivement croissantes (Félix, 1980 c). Dans la formulation mathématique de la consolidation unidimensionnelle présentée dans cet article, son équation d'état est utilisée pour décrire la déformation du squelette intergranulaire. Cette formulation répond à deux préoccupations.

Il s'agit tout d'abord de rendre compte des principales divergences observées entre les mesures effectuées au laboratoire ou sous les ouvrages dans des conditions de drainage et de déformation unidimensionnelles, et les résultats de la théorie de la consolidation de K. Terzaghi (1923). Ces divergences concernent le développement dans le temps de la déformation, (en

particulier l'apparition d'une consolidation secondaire) et les valeurs maximales des surpressions interstitielles, ainsi que la durée de leur dissipation.

D'autre part, la formulation mathématique doit recourir à des paramètres de comportement du sol faciles à mesurer, et aboutir à une solution dont le calcul est simple et rapide. C'est à ces deux qualités que la théorie classique de K. Terzaghi doit d'être, encore aujourd'hui, universellement employée. Cet article se divise par conséquent en deux parties. Dans la première, il s'agit de trouver une explication aux divergences évoquées ci-dessus. Les hypothèses posées sont relativement complexes. Par contre dans la deuxième, des simplifications leur sont apportées de façon à formuler le problème de la consolidation en variables réduites et aboutir à des résultats sous forme d'abaques.

Première partie :

Résolution du problème de la consolidation unidimensionnelle

1 Formulation des équations de la consolidation

Le sol, qui contient des éléments minéraux, liquides et gazeux, est représenté comme la combinaison étroite de deux phases : le squelette intergranulaire et le liquide interstitiel. La formulation mathématique est basée sur leurs équations d'état complétées par les équations de continuité et d'équilibre; les déformations des deux phases sont identiques, et la somme des contraintes qui leur sont appliquées est en équilibre avec les charges extérieures.

Les modifications apportées à la théorie de la consolidation de K. Terzaghi concernent les deux équations d'état et la prise en compte des grandes déformations.

1.1 Les grandes déformations

La consolidation d'un sol de fondation peut se traduire par des déformations supérieures à 20 %; par conséquent, la distance d'un plan quelconque au substratum imperméable, égale à z au moment du chargement, est représentée au temps t , par une fonction $s(z, t)$ qui est liée à la déformation correspondante par la relation (1) :

$$\varepsilon(z, t) = \lim_{\Delta z \rightarrow 0} \frac{\Delta z - \Delta s(z, t)}{\Delta z} = 1 - \frac{\partial s(z, t)}{\partial z}. \quad (1)$$

Si h est l'épaisseur initiale du monocouche, sa déformation moyenne est égale au temps t à :

$$\varepsilon(z, t) = \frac{1}{h} \int_0^h \varepsilon(z, t) dz = \frac{h - s(h, t)}{h}. \quad (2)$$

1.2 Équation d'état du squelette intergranulaire

L'empilement des particules minérales entourées d'eau adsorbée est assimilé à un corps visco-élastique non linéaire, dont la déformation sous une contrainte effective variant dans le temps est égale à :

$$\varepsilon(t) = \int_0^t K(t-\tau) f[\sigma'(\tau)] d\tau. \quad (3)$$

Cette équation d'état est déduite de la théorie du fluage héréditaire non linéaire, en supposant que la déformation instantanée est nulle (Félix, 1980 c).

$K(t)$ est égal à la vitesse de fluage sous une contrainte effective constante, égale à la charge extérieure appliquée σ'_1 , après une durée d'application t . La primitive, la déformation elle-même, est représentée par la fonction (4) appelée mesure de fluage :

$$C(t) = \varepsilon_f (1 - \exp(-\alpha t^\beta)) \quad (4)$$

où ε_f est la déformation finale atteinte au bout d'un temps infini. Les paramètres α et β sont déterminés très simplement à partir des déformations de consolidation secondaire mesurées à l'œdomètre (Félix, 1980 c).

$f(\sigma')$ est une fonction non linéaire de la contrainte, égale à 1 pour la contrainte extérieure σ'_1 appliquée au cours de la consolidation et à 0 pour la contrainte initiale avant chargement σ'_0 .

$f(\sigma')$ est appelée fonction de contrainte. Elle est continue et définie par les deux relations (5) qui caractérisent respectivement les comportements sur-consolidé et normalement consolidé du squelette :

$$\sigma' < \sigma'_p \quad f(\sigma') = a_1 \lg \sigma' - b_1 \quad (5)$$

$$\sigma' > \sigma'_p \quad f(\sigma') = a_2 \lg \sigma' - b_2 \quad (5)$$

$$\text{avec} \quad a_1 \lg \sigma'_p - b_1 = a_2 \lg \sigma'_p - b_2 \quad (6)$$

où σ'_p est la contrainte de préconsolidation.

Les paramètres a_1, b_1, a_2, b_2 sont calculés à partir de σ'_p et des déformations de consolidation secondaire mesurées sous σ'_1 et sous une deuxième contrainte intermédiaire σ'_2 .

Il est possible de les déterminer approximativement grâce aux résultats d'un essai classique de compressibilité à l'œdomètre (Félix, 1980 c).

1.3 Équation d'état du liquide interstitiel

Il est très fréquent de rencontrer en place des sols mous imparfaitement saturés. Le gaz qu'ils contiennent, sous forme de bulles occluses ou en solution dans l'eau, provient de la décomposition des matières organiques ou de l'air atmosphérique, si le sol est situé au-dessus du niveau phréatique.

Si le degré de saturation excède 85 %, les bulles restent disjointes (Schuurman, 1966) et le liquide interstitiel peut être considéré comme homogène, mais doté d'une compressibilité apparente. Le sol est alors quasi-biphasique. Cette compressibilité qui a une grande influence sur le développement de la consolidation, a été étudiée à drainage fermé par Schuurman (1966), Ter Martirosyan (1967), Fredlund (1976), Magnan et Dang (1977).

Lorsque la pression interstitielle définie par son excès sur la pression atmosphérique P_0 , passe de u_0 à u , la variation relative de volume par unité de pression est égale, d'après Magnan et Dang (1977) à :

$$a_w^0 = \frac{V_w^0 - V_w}{V_w^0} \frac{1}{u - u_0} = \frac{1 - S_r^0(1-H)}{u + P_0 + S_r \frac{2q}{r}} \quad (7)$$

L'indice 0 est relatif à l'état initial du fluide; V_w est le volume du liquide interstitiel; S_r son degré de saturation; H le coefficient de solubilité du gaz dans l'eau (coefficient de Henry); q est le coefficient de tension superficielle de l'eau pure et r le rayon moyen des bulles de gaz.

Les pressions sont mesurées en kPa. Le terme $S_r \frac{2q}{r}$ est supposé constant pour les valeurs courantes de la pression interstitielle, et égal à 30. La pression atmosphérique est égale à 100.

Si la pression interstitielle initiale u_0 est nulle, la compressibilité apparente de la phase liquide sous une pression u est liée à a_w^0 de la manière suivante :

$$C_w = \frac{1}{V_w^0} \frac{dV_w}{du} = \frac{d(a_w^0 u)}{du} = \frac{130(1 - S_r^0(1-H))}{(u + 130)^2} \quad (8)$$

Au cours de la consolidation la phase liquide occupe un volume décroissant. Si le gaz et le liquide s'échappent en proportion constante, le degré de saturation ne varie pas et la compressibilité est toujours définie par la formule (8).

Au moment du chargement, la phase liquide occupe une fraction n_0 du volume, égale à la porosité du sol dans son état initial.

Au temps t après le chargement et en un point de cote initiale z , cette fraction du volume total initial est devenue : $n_0 - \varepsilon(z, t)$,

si l'on suppose les particules minérales incompressibles.

La déformation par unité de temps de la phase liquide, due à la variation de la pression interstitielle est égale à :

$$\frac{\partial u(z, t)}{\partial t} C_w(z, t) (n_0 - \varepsilon(z, t)) \quad (9)$$

et celle provoquée par le flux de liquide à travers les pores du sol à

$$\text{div } \vec{V} = \frac{\partial V}{\partial z} \quad (10)$$

où V est la vitesse par rapport au squelette, du fluide interstitiel équivalent qui occuperait le volume total du sol. Elle est liée au gradient des surpressions interstitielles par la loi de Darcy :

$$V = -\frac{1}{\gamma_w} k(z, t) \frac{\partial u}{\partial s} \quad (11)$$

γ_w est le poids volumique de l'eau, s est la valeur au temps t de la cote initiale z et $k(z, t)$ le coefficient de perméabilité du sol qui est lié à l'indice des vides $e(z, t)$ par la relation classique :

$$e(z, t) = A + B \lg k(z, t) \quad (12)$$

et donc à la déformation par :

$$k(z, t) = \exp(A' + B'\varepsilon(z, t))$$

$$\text{où} \quad A' = \frac{e_0 - A}{B} \ln 10 \quad \text{et} \quad B' = -\frac{(1 + e_0)}{B} \ln 10.$$

L'équation d'état du liquide interstitiel exprime que la déformation de cette phase est égale à la somme des termes (9) et (10).

$$\frac{\partial \varepsilon(z, t)}{\partial t} = \frac{\partial u(z, t)}{\partial t} c_w(z, t) [n_0 - \varepsilon(z, t)] - \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left[k(z, t) \frac{\partial u}{\partial z} \right] \quad (14)$$

1.4 Système d'équations à résoudre

La contrainte extérieure appliquée reste égale, au cours de la consolidation, à σ_1 . L'équation d'équilibre (15) :

$$\sigma_1 = \sigma' + u \quad (15)$$

permet de substituer, dans l'équation d'état (14), la contrainte effective à la surpression interstitielle. L'équation de continuité, c'est-à-dire l'égalité des vitesses de déformation des deux phases, conduit à l'équation de la consolidation suivante :

$$\frac{\partial}{\partial t} \left[\int_0^t K(t-\tau) f[\sigma'(z, \tau)] d\tau \right] = \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left[k(z, t) \frac{\partial \sigma'(z, t)}{\partial s} - \frac{\partial \sigma'(z, t)}{\partial t} C_w(z, t) [n_0 - \varepsilon(z, t)] \right] \quad (16)$$

2 Résolution numérique par le programme de calcul Hydroflu

La résolution est effectuée suivant la méthode des différences finies.

2.1 Les variables de temps et d'espace

La valeur numérique des fonctions « contrainte effective » et « déformation » ainsi que celle des paramètres variables (perméabilité et compressibilité du liquide interstitiel) est calculée en une série de n plans équidistants parallèles au substratum imperméable, et pour des valeurs du temps séparées par des intervalles croissant suivant une progression géométrique (fig. 1).

$$t_{i+1} - t_i = D \cdot r^{i-1} \quad \text{avec } r > 1$$

$$t_{i+1} = D \cdot \left(\sum_{k=1}^{i-1} r^k \right) = \frac{D(r^i - 1)}{r - 1} \approx \frac{Dr^i}{r - 1} \quad (17)$$

quand i est grand.

Le premier intervalle de durée D est choisi suffisamment petit pour que la variation des solutions σ' et ε soit modérée sur cet intervalle, malgré les grandes vitesses initiales de fluage du squelette et de compression de la phase liquide. A la fin du calcul, le pas de temps défini par (17) est très grand mais la précision du calcul reste correcte car les contraintes effectives sont égales à la charge extérieure appliquée et la déformation du sol évolue lentement suivant le fluage du squelette. Cette répartition des valeurs du temps a l'avantage de réduire considérablement la quantité de calcul nécessaire pour simuler la consolidation d'un monocouche. Nous verrons également qu'elle en présente d'autres.

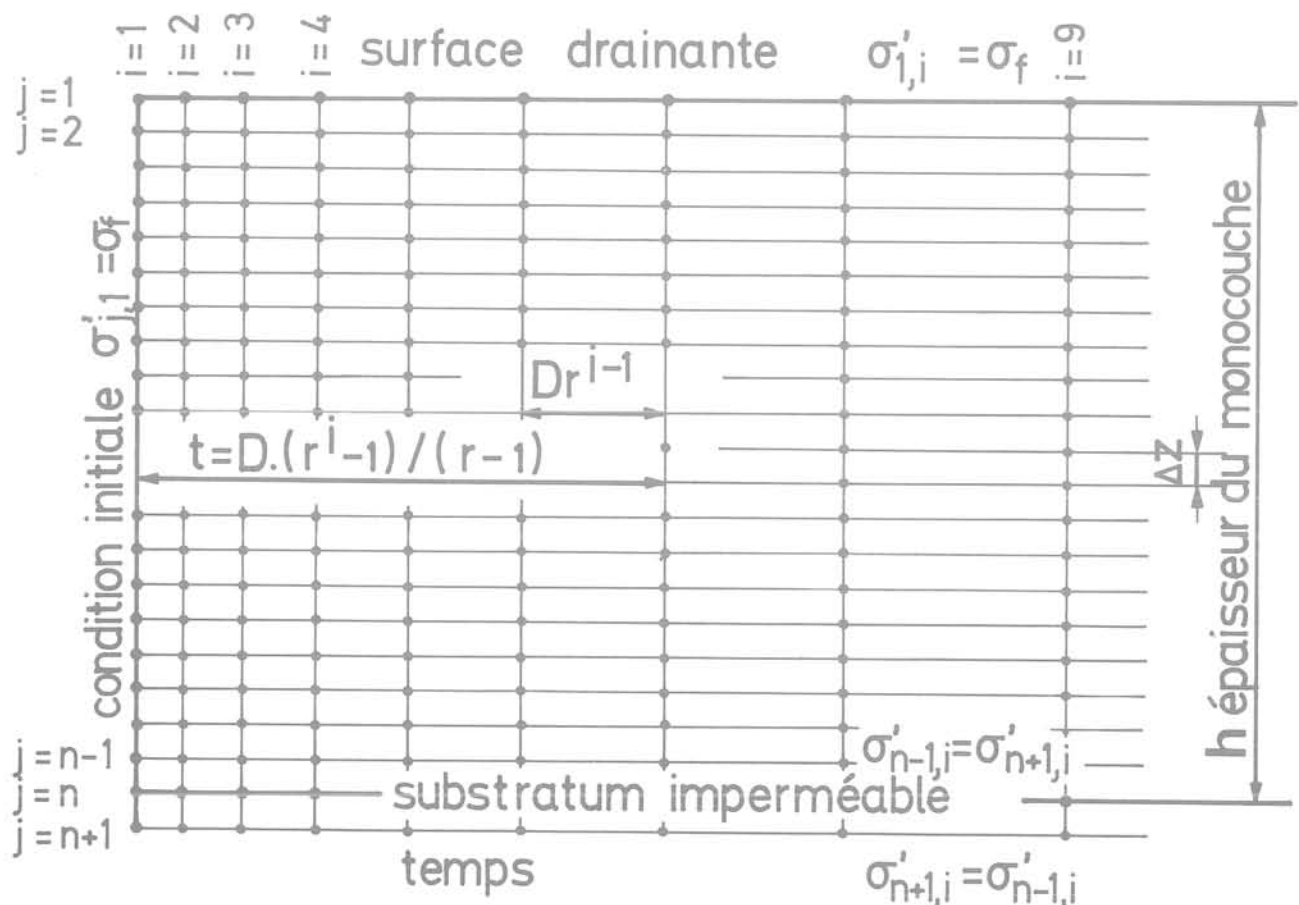
2.2 Formulation en différences finies

Sur chaque intervalle de temps t_i, t_{i+1} , la contrainte effective à la cote z_j est supposée rester égale à sa valeur au temps t_i . Elle progresse, par conséquent, par paliers et la déformation qu'elle provoque s'écrit au temps t_{i+1} (formule (35), Félix, 1980 c) :

$$\varepsilon_{j,i+1} = f[\sigma'_j, 1]C(t_{i+1}) + \sum_{k=1}^i [f[\sigma'_{j,k+1}] - f[\sigma'_{j,k}]]C(t_{i+1} - t_k)$$

la vitesse moyenne de déformation, sur ce même intervalle de temps, étant de ce fait égale à :

Fig. 1 Schéma de principe de la résolution par différences finies



$$\frac{\varepsilon_{j,i+1} - \varepsilon_{j,i}}{t_{i+1} - t_i} = \frac{1}{t_{i+1} - t_i} \left\{ f(\sigma'_{j,i}) [C(t_{i+1}) - C(t_i)] + \sum_{k=1}^i [f(\sigma'_{j,k+1}) - f(\sigma'_{j,k})] [C(t_{i+1} - t_k) - C(t_i - t_k)] \right\} \quad (18)$$

La perméabilité moyenne au-dessus et en dessous de ce plan, respectivement $k_{j,i}^+$ et $k_{j,i}^-$, est calculée en supposant que la variation de ce paramètre est localement représentée par une fonction parabolique de la cote z initiale :

$$k_{j,i}^+ = \frac{3}{8} k_{j+1,i} + \frac{3}{4} k_{j,i} - \frac{1}{8} k_{j-1,i} \quad (19)$$

et

$$k_{j,i}^- = -\frac{1}{8} k_{j+1,i} + \frac{3}{4} k_{j,i} + \frac{3}{8} k_{j-1,i}$$

$k_{j-1,i}$, $k_{j,i}$ et $k_{j+1,i}$ étant égaux à la perméabilité au temps t_i dans les plans des cotes z_{j-1} , z_j et z_{j+1} , respectivement. ($\Delta z = z_{j+1} - z_j = z_j - z_{j-1}$.)

La vitesse de déformation de la phase liquide décrite par l'expression (14) devient en différences finies :

$$\frac{\varepsilon_{j,i+1} - \varepsilon_{j,i}}{t_{i+1} - t_i} = \frac{1}{\gamma_w \Delta z} \left[\frac{k_{j,i}^- (\sigma'_{j-1,i} - \sigma'_{j,i})}{(1 - \varepsilon_{j,i}) \Delta z} - \frac{k_{j,i}^+ (\sigma'_{j,i} - \sigma'_{j+1,i})}{(1 - \varepsilon_{j,i}) \Delta z} \right] - \frac{\sigma'_{j,i+1} - \sigma'_{j,i}}{t_{i+1} - t_i} \frac{130(1 - S_r^0(1 - H))}{(\sigma_1 - \sigma'_{j,i} + 130)^2} (n_0 - \varepsilon_{j,i}) \quad (20)$$

2.3 Matrice d'« histoire des contraintes »

Lorsque le calcul a atteint la $i+1$ ème itération, l'équation de la consolidation, qui est l'égalité des termes (18) et (20) ne contient qu'une seule inconnue $\sigma'_{j,i+1}$ qui est fonction des trois contraintes $\sigma'_{j-1,i}$, $\sigma'_{j,i}$ et $\sigma'_{j+1,i}$ dont dépend la valeur du gradient hydraulique, et de l'ensemble des solutions $\sigma'_{j,k}$ calculées dans le plan de cote z_j jusqu'au temps t_i : l'équation d'état de la théorie du fluage héréditaire prend en compte « l'histoire du chargement ».

La progression géométrique des intervalles de temps permet de ne faire entrer dans le calcul que les m dernières contraintes $\sigma'_{j,k}$ calculées pour des valeurs du temps comprises entre t_p et t_{i+1} ($i - p + 1 = m$); d'après (17) :

$$\frac{t_{i+1}}{t_p} = \frac{r^i - 1}{r^{p-1} - 1} \approx r^m.$$

La déformation différée que provoque au temps t_{i+1} le chargement antérieur à t_p et qui est négligée, est inférieure à :

$$\Delta \varepsilon = K(t_{i+1}) f(\sigma'_1) t_p, \quad \text{où } f(\sigma'_1) = 1,$$

car σ'_1 , la charge extérieure, est un majorant des contraintes effectives réelles.

$$\Delta \varepsilon = \frac{\varepsilon_r \alpha \cdot t_{i+1}^\beta}{r^m} \exp(-\alpha t_{i+1}^\beta) \leq \frac{\varepsilon_r t_{i+1}^\beta}{r^m}.$$

Pour s'assurer que l'erreur commise reste inférieure à une valeur $\Delta \varepsilon$ choisie, il suffit que le nombre de solutions intervenant à chaque pas de temps dans le calcul, soit m , satisfasse à l'inégalité :

$$m > \frac{\lg(\varepsilon_r \cdot \alpha \cdot t_{i+1}^\beta) - \lg \Delta \varepsilon}{\lg r} \quad (21)$$

(t_i valeur maximale du temps marquant la fin du calcul).

En pratique, un calcul mené avec une raison $r = 1,25$ sur le temps, qui permet en 100 itérations de simuler 20 ans de la consolidation d'un monocouche, tolère une erreur de 0,1 pour cent sur la déformation si $m = 20$.

2.4 Critère de convergence

Pour chaque indice i et j la résolution de l'équation de la consolidation permet de déterminer la contrainte effective $\sigma'_{j,i+1}$ et par conséquent $\varepsilon_{j,i+1}$. Cette équation est linéarisée en substituant dans le dernier terme de la sommation (18).

$$(\sigma'_{j,i+1} - \sigma'_{j,i}) f(\sigma'_{j,i}) \text{ à } f(\sigma'_{j,i+1}) - f(\sigma'_{j,i}).$$

Ce mode de résolution est explicite. La condition de convergence est analogue à celle de l'équation de la chaleur, de même forme que l'équation de la théorie de K. Terzaghi. Les intervalles de temps $t_{i+1} - t_i$ doivent rester inférieurs à une borne fonction des paramètres de l'équation, condition incompatible avec la progression géométrique adoptée.

Par conséquent le mode de résolution implicite a été choisi; toutes les inconnues d'indice j sont liées entre elles, et leur détermination passe par la résolution d'un système de n équations de la consolidation, de la forme (22). A cet effet le gradient hydraulique est supposé égal, au cours de chaque intervalle de temps, à la moyenne arithmétique de ses valeurs aux extrémités de cet intervalle.

$$\begin{aligned} \varepsilon_{j,i+1} - \varepsilon_{j,i} &= f(\sigma'_{j,i}) (C(t_{i+1}) - C(t_i)) + \\ &\sum_{k=1}^{i-1} (f(\sigma'_{j,k+1}) - f(\sigma'_{j,k})) (C(t_{i+1} - t_k) - C(t_i - t_k)) + \\ &(\sigma'_{j,i+1} - \sigma'_{j,i}) f(\sigma'_{j,i}) C(t_{i+1} - t_i) \\ \varepsilon_{j,i+1} - \varepsilon_{j,i} &= \frac{t_{i+1} - t_i}{2\gamma_w \Delta z^2 [1 - \varepsilon_{j,i}]} \\ &[\sigma'_{j-1,i} k_{j,i}^- - \sigma'_{j,i} (k_{j,i}^- + k_{j,i}^+) + \sigma'_{j+1,i} k_{j,i}^+ \\ &+ \sigma'_{j-1,i+1} k_{j,i}^- - \sigma'_{j,i+1} (k_{j,i}^- + k_{j,i}^+) + \sigma'_{j+1,i+1} k_{j,i}^+] \\ &+ \frac{130(1 - S_r(1 - H)) (n_0 - \varepsilon_{j,i})}{(\sigma_1 - \sigma'_{j,i} + 130)^2} (\sigma'_{j,i+1} - \sigma'_{j,i}). \quad (22) \end{aligned}$$

2.5 Les conditions aux limites

Au moment $t=0$ du chargement, les surpressions interstitielles sont nulles dans le sol car aucune variation de volume de la phase liquide compressible ne s'est produite;

quel que soit i $\sigma'_{j,1} = \sigma_1 = \text{const.}$

Sur la surface drainante, elles restent nulles tout au long de la consolidation;

quel que soit i $\sigma'_{j,i} = \sigma_1 = \text{const.}$

Le gradient hydraulique au contact du substratum imperméable est nul, puisque aucun flux de liquide ne le traverse. La fonction $\sigma'(z)$ qui définit les isochrones de surpressions interstitielles, a une dérivée nulle pour $z=0$.

Une solution fictive $\sigma'_{n+1,i+1}$, est calculée à chaque itération dans le plan situé immédiatement sous le substratum, avec la condition :

$$\sigma'_{n-1,i+1} = \sigma'_{n+1,i+1}.$$

La fonction $\sigma'(z)$ est paire au voisinage du substratum; sa dérivée est continue, par conséquent $\frac{\partial \sigma'(z)}{\partial z} = 0$.

3 Résultats des calculs et comparaison avec les mesures effectuées

Les mesures sont relatives au remblai expérimental B de Cubzac-les-Ponts et à une série d'essais œdométriques réalisés sur l'argile intacte du même site (les

essais ont été décrits antérieurement par Félix, 1980 c).

Le comportement du sol est caractérisé dans les calculs, par un petit nombre de paramètres qui se mesurent facilement.

α , β et ε_f de la fonction mesure de fluage, sont déterminés à partir des tassements de consolidation secondaire.

a_1 , b_1 et a_2 , b_2 de la fonction de contrainte sont déduits de la contrainte de préconsolidation des échantillons soit $\sigma'_p = 35$ kPa, et des résultats de deux essais de compression à long terme.

L'indice des vides initial e_0 et le degré de saturation S_r , dépendent des mesures pondérales effectuées sur chaque échantillon.

Enfin A et B qui lient l'indice des vides à la perméabilité par la relation (12), sont connus grâce à la série d'essais de perméabilité effectués sur le sol de Cubzac-les-Ponts :

$$A = 0,88 \quad \text{et} \quad B = 0,95.$$

Le programme Hydroflu simule donc la consolidation de monocouches de sol parfaitement individualisés, dont les tassements réels sont comparés aux résultats du calcul.

Les essais ont été conçus de façon à étudier l'influence de la grandeur de la charge appliquée et celle de la longueur de drainage. Quatre échantillons dont le degré de saturation moyen était égal à 92 %, ont été soumis à des compressions œdométriques d'une durée de 20 mois, sous des charges constantes égales à 40 - 80 - 160 et 320 kPa.

Quatre autres échantillons, ayant un degré de saturation moyen égal à 96 %, et dont les longueurs de drainage étaient respectivement 5 - 10 - 20 et 40 mm ont été chargés en quatre paliers identiques de 40 kPa

à intervalles de une semaine.

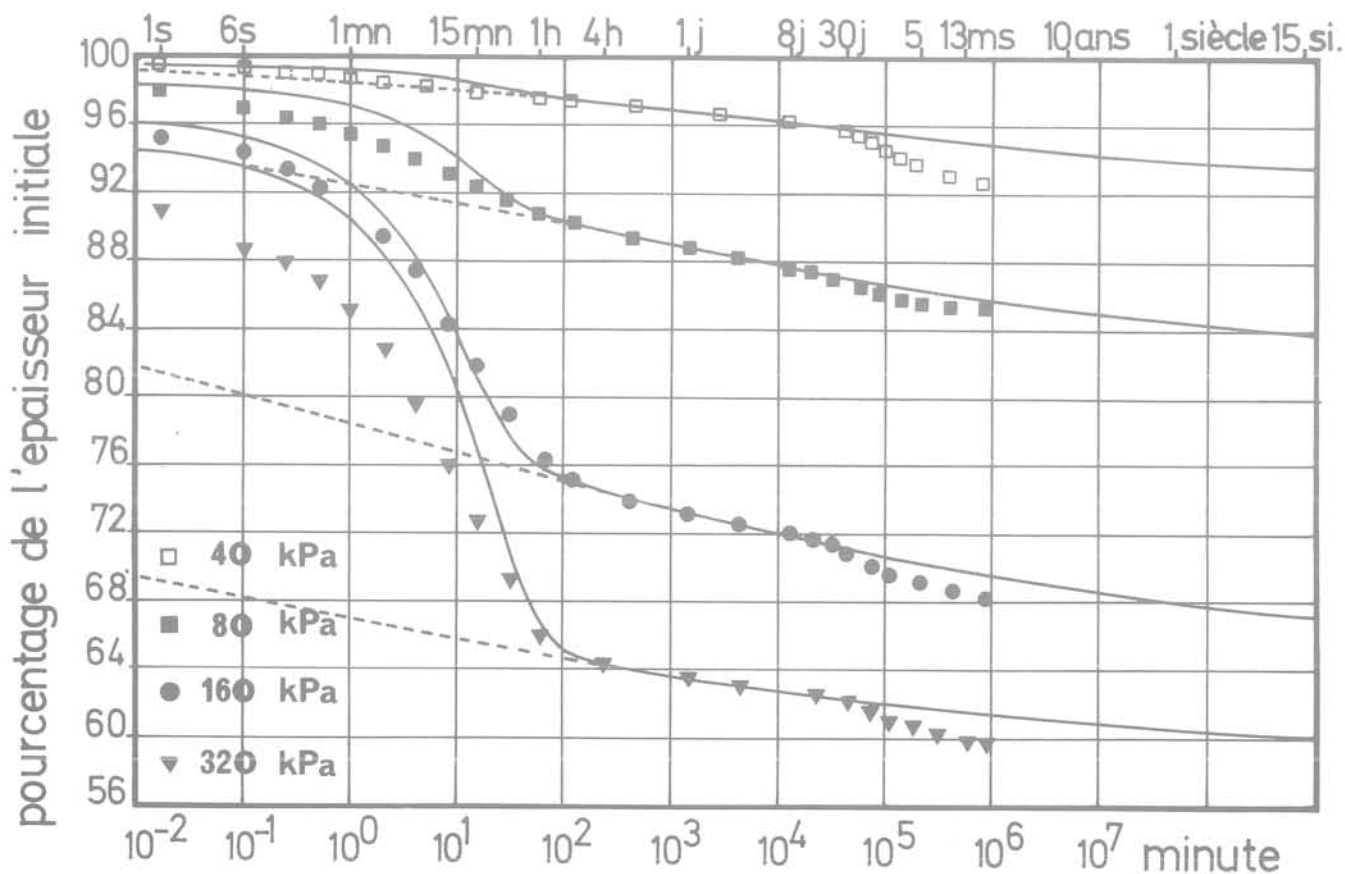
3.1 Influence de la charge appliquée

3.1.1 Sur les déformations dont les valeurs moyennes sont calculées par la formule (2) à partir de l'ensemble des déformations en chaque point de la monocouche, obtenues par résolution numérique des équations de la consolidation. Sur la figure 2, elles sont représentées en fonction du logarithme du temps par une ligne continue; les points entourés de divers figurés géométriques correspondant aux déformations mesurées. Les traits pointillés représentent le fluage du squelette intergranulaire en l'absence de toute surpression interstitielle.

La simulation indique que la fraction de la déformation finale atteinte à la fin de la consolidation hydrodynamique diminue avec la charge appliquée. Plus celle-ci est petite, plus l'écart entre la courbe de déformation moyenne et celle du fluage du squelette s'amenuise. A la limite, la phase hydrodynamique tend à disparaître et l'ensemble de la consolidation est régi par le fluage du squelette. Le coude de la courbe tassement-temps dans le diagramme semi-logarithmique, correspondant au temps t_{90} et qui permet de déterminer le coefficient de consolidation c_v , n'apparaît pas pour la charge la plus petite; soit 40 kPa. Dans ce cas, l'évolution des tassements est très différente des prévisions déduites de la théorie de K. Terzaghi.

Par contre, quelle que soit la charge, la théorie de la consolidation proposée permet une interprétation correcte, tant de la durée de la phase hydrodynamique que des déformations moyennes. Il y a convergence entre ces dernières, et le fluage du squelette sous la charge extérieure appliquée qui régit la consolidation secondaire du sol.

Fig. 2 Déformations calculées (courbes) et mesurées (points), et fluage virtuel du squelette en fonction du logarithme du temps



3.1.2 Répercussion de la charge appliquée sur les surpressions interstitielles

La consolidation hydrodynamique d'un sol imparfaitement saturé, dont le squelette flue, évolue différemment suivant qu'il est faiblement ou fortement surconsolidé.

Sur la figure 3, sont tracées les courbes isochrones relatives à la consolidation, sous 320 kPa d'un échantillon œdométrique du sol intact de Cubzac-les-Ponts. Elles représentent, pour des valeurs du temps doubles les unes des autres, les surpressions interstitielles calculées par le programme Hydroflu, en fonction de la distance initiale au substratum imperméable. La contrainte avant chargement étant égale à 5 kPa et la contrainte de préconsolidation à 35 kPa, le sol est faiblement surconsolidé.

Dans un premier temps, l'écoulement du fluide interstitiel n'exerce aucune influence sur la déformation. La consolidation se réduit à une compression non drainée; la pression du liquide interstitiel augmente tandis que son volume diminue.

La figure 5 représente la variation en fonction du logarithme du temps, du quotient de la surpression interstitielle la plus grande, calculée au contact du substratum imperméable, par la charge appliquée soit 320, 160, 80 et 40 kPa pour chacun des quatre échantillons œdométriques. La valeur maximale est atteinte presque instantanément, lorsque la charge appliquée est grande (160 et 320 kPa), et seulement au

bout de 2 minutes pour 80 kPa, à cause de la viscosité plus grande du squelette sous de telles charges. Pour ces trois essais, elle est comparable à la différence entre la charge appliquée σ_1 et la contrainte de préconsolidation σ'_p (voir tableau 1).

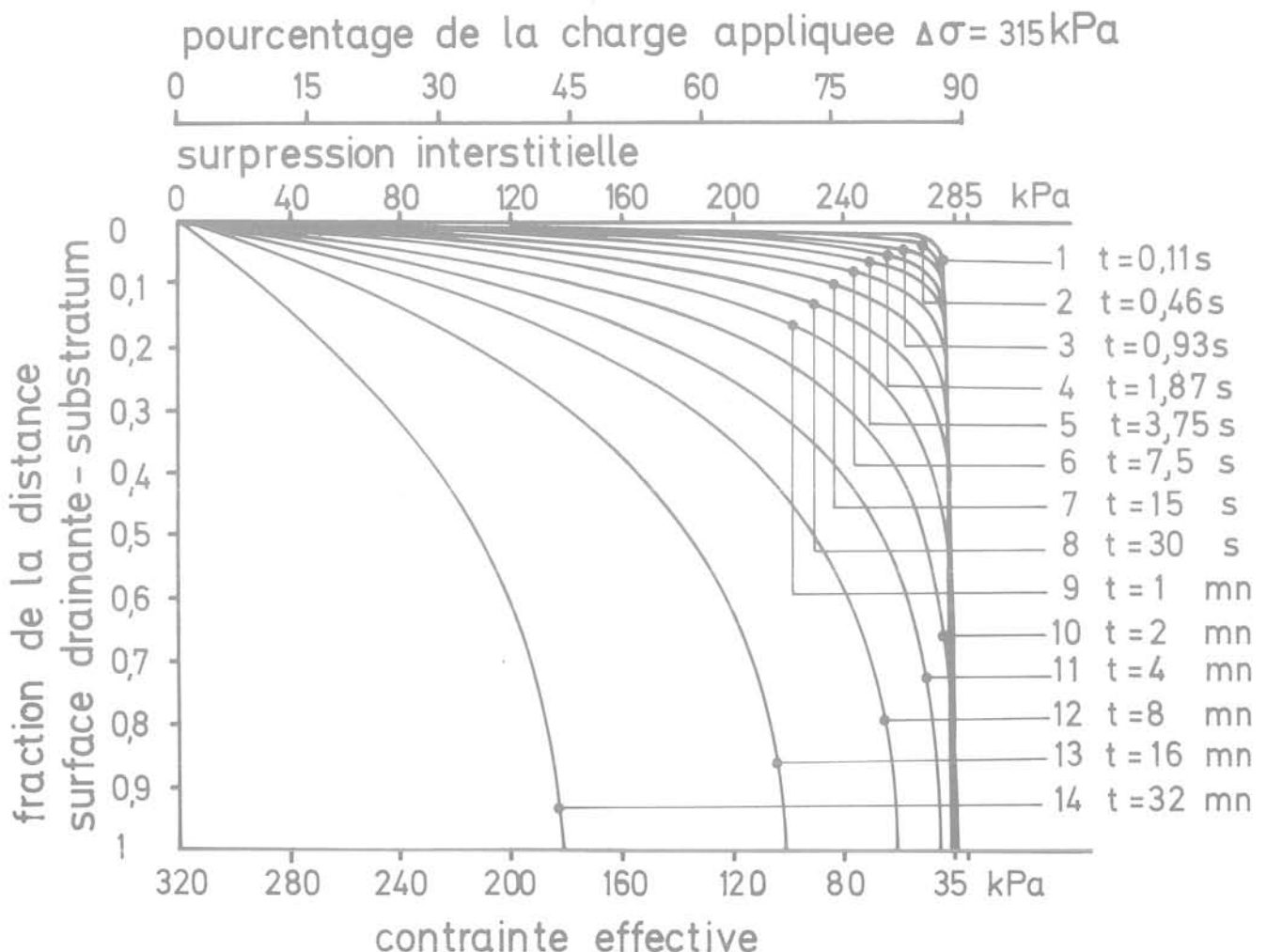
charge appliquée σ_1	différence avec la contrainte de préconsolidation $\sigma_1 - \sigma'_1$	pression interstitielle maximale U_{max}
320 kPa	285 kPa	277 kPa
160 kPa	125 kPa	120 kPa
80 kPa	45 kPa	44 kPa

Tableau 1

De ce point de vue, la simulation par le programme Hydroflu concorde avec les conclusions tirées par Abelev (1964) ou par Tavenas et al (1978) de l'étude des argiles intactes faiblement surconsolidées : les contraintes effectives sont, pendant toute la durée de la consolidation, supérieures à la contrainte σ'_p de préconsolidation.

Dans un deuxième temps, la déformation de l'ensemble du monocouche de sol est affecté par le drainage du liquide interstitiel. Les isochrones s'arrondissent et la valeur maximale de la surpression interstitielle décroît vers zéro. La diminution de la perméabilité au contact de la surface drainante, qui est due aux grandes déformations du sol, explique la prolongation de la consolidation sous les plus fortes charges.

Fig. 3 Isochrones caractéristiques de la consolidation de l'argile de Cubzac-les-Ponts sous une forte charge : 320 kPa



La figure 4 représente les courbes isochrones caractéristiques de la consolidation sous 40 kPa, d'un échantillon d'argile de Cubzac-les-Ponts qui est donc surconsolidé puisque $\sigma'_p = 35$ kPa.

Le fluage du squelette intergranulaire sous les faibles charges est lent, par conséquent la compression initiale en l'absence de drainage l'est aussi. Elle est accompagnée d'une croissance très sensible des surpressions interstitielles qui atteignent après une minute environ, une faible fraction de la charge appliquée; soit 35 pour cent. Les contraintes effectives restent toutefois nettement inférieures à la contrainte de préconsolidation; le comportement du sol est surconsolidé.

A la fin de la phase hydrodynamique de la consolidation, lorsque la dissipation des surpressions interstitielles est suffisante, le passage dans le domaine normalement consolidé est marqué par une brusque diminution de la vitesse de dissipation. Sur la figure 5, on observe une rupture de pente sur la courbe correspondante.

La diminution de la vitesse de dissipation contrebalance en quelque sorte l'augmentation de la compressibilité du sol.

Ainsi le passage des contraintes effectives au-delà de la contrainte de préconsolidation ne se traduit par aucune variation de la vitesse de déformation du sol, comme on peut le remarquer sur la figure 2.

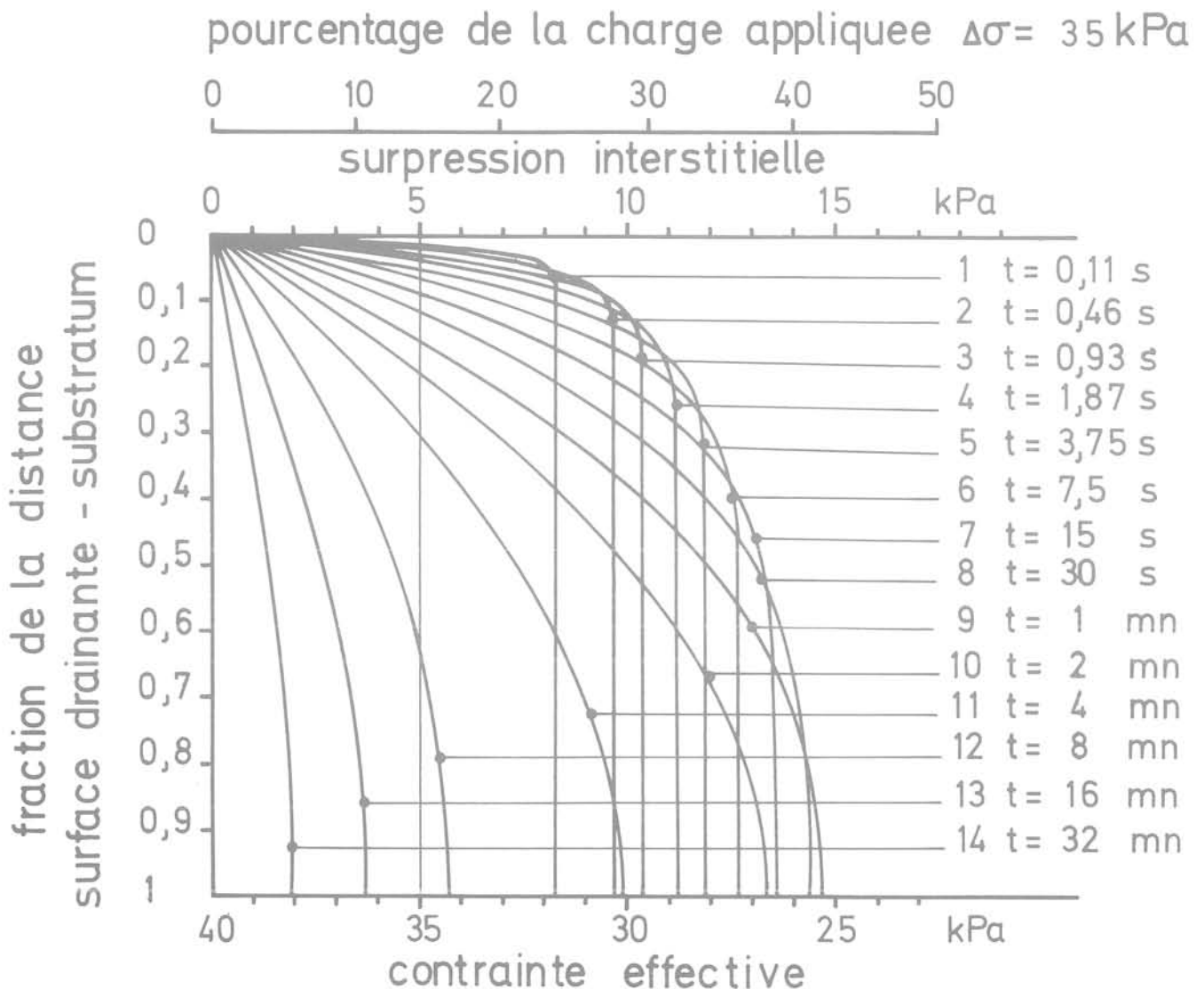
3.2 L'influence de la distance de drainage a été

étudiée pour quatre valeurs différentes du rapport $\frac{\sigma_1}{\sigma_0}$ de la contrainte totale appliquée au cours de la consolidation, sur celle appliquée préalablement. Après reconsolidation sous la contrainte σ'_p de préconsolidation, les échantillons dont la longueur de drainage est égale à 5 - 10 - 20 et 40 mm, ont été soumis à quatre paliers de chargement de 40 kPa d'une durée de une semaine chacun.

3.2.1 Influence sur les déformations

Les déformations moyennes calculées par le programme Hydroflu, qui correspondent à la consolidation sous le premier palier de charge $\frac{\sigma_1}{\sigma_0} = 2,15$, sont

Fig. 4. Isochrones caractéristiques de la consolidation de l'argile de Cubzac-les-Ponts sous une faible charge : 40 kPa



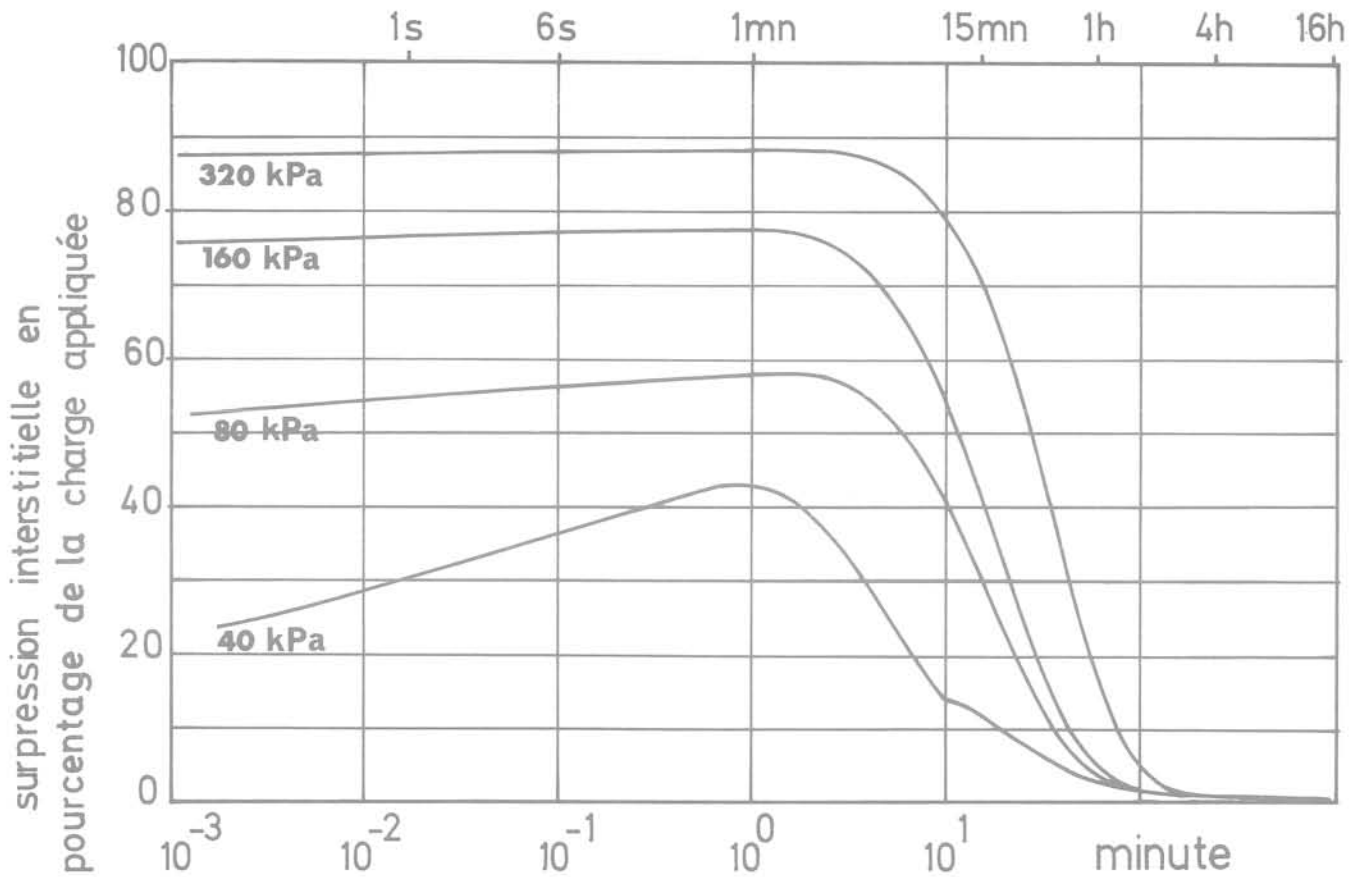
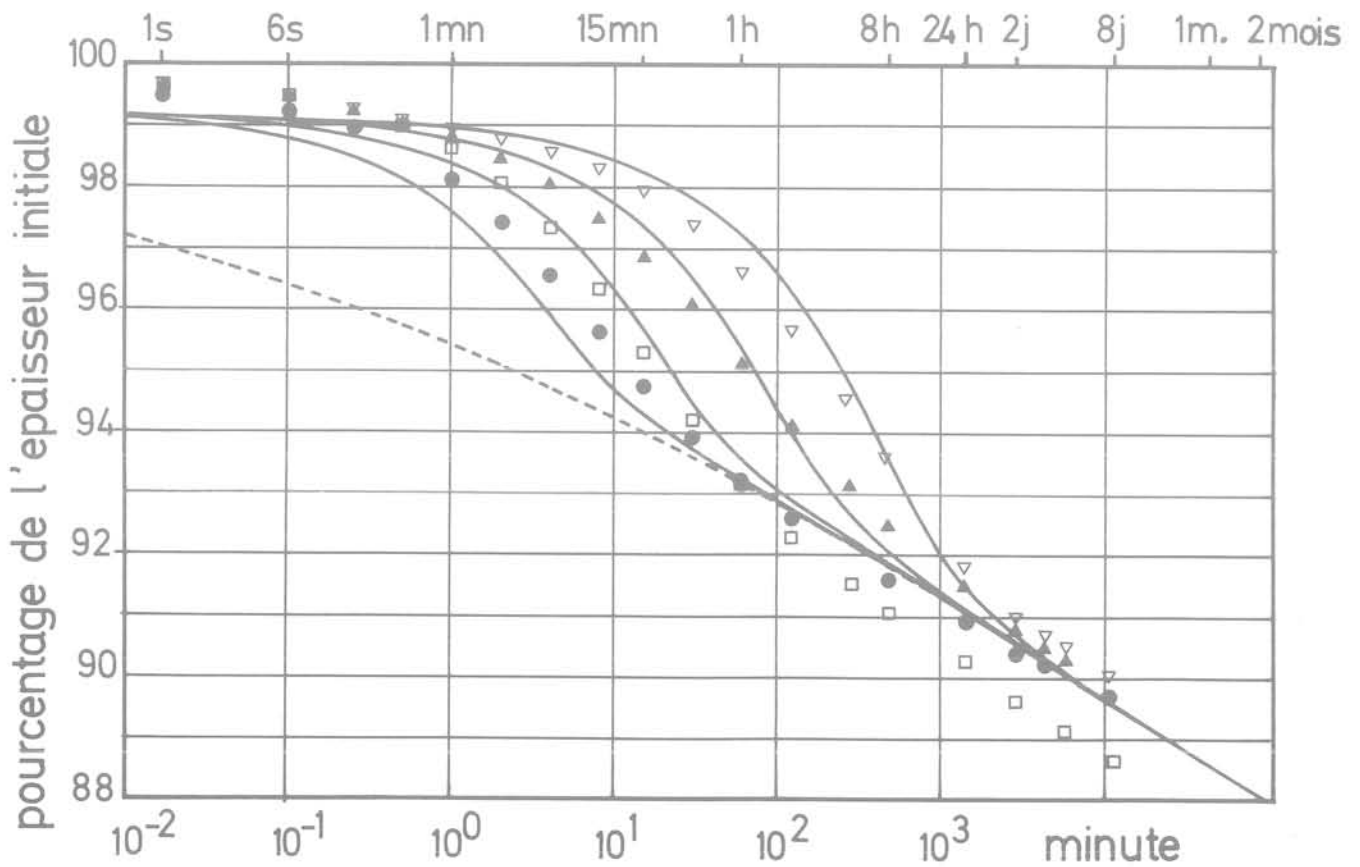


Fig. 5 Evolution dans le temps de la surpression interstitielle maximale rapportée à la charge appliquée

Fig. 6 Déformations calculées (courbes) et mesurées (points) en fonction du logarithme du temps de quatre échantillons reconsolidés sous 35 kPa et soumis à une charge de 40 kPa ; les longueurs de drainage sont : ∇ 40 mm \blacktriangle 20 mm \square 10 mm \bullet 5 mm



tracées sur la figure 6 en fonction du logarithme du temps, ainsi que les déformations mesurées et le fluage du squelette en l'absence de toute surpression interstitielle. La représentation est identique à celle de la figure 2. Les calculs restituent correctement les déformations mesurées au cours de l'ensemble de la consolidation, tant de la phase secondaire qui coïncide avec le fluage du squelette sous la charge extérieure, que de la phase hydrodynamique dont l'achèvement est marqué par un coude de la courbe tassement-temps. La construction de Casagrande permet de déterminer le temps t_{90} . En accord avec les prévisions de la théorie classique, la durée de la phase hydrodynamique est proportionnelle au carré de la longueur de drainage; pour une longueur double elle est approximativement multipliée par 4. Mais, en contradiction avec celles-ci, on observe que les déformations calculées ou mesurées après quelques secondes ne sont pas négligeables.

Elles sont dues au fluage du squelette et à la compression de la phase gazeuse, et ne dépendent pas de la longueur de drainage. D'après le calcul comme d'après l'expérience, la déformation des échantillons à la fin de la consolidation hydrodynamique diffère d'un échantillon à l'autre; le squelette étant visqueux, la déformation finale croît avec la durée de cette phase et donc avec la longueur de drainage.

Les résultats relatifs au quatrième palier de charge sont représentés d'une manière analogue sur la figure 7. La contrainte appliquée passe de la valeur $\sigma_0 = 195 \text{ kPa}$ à $\sigma_1 = 235 \text{ kPa}$, le rapport $\frac{\sigma_1}{\sigma_0}$ égalant 1,2.

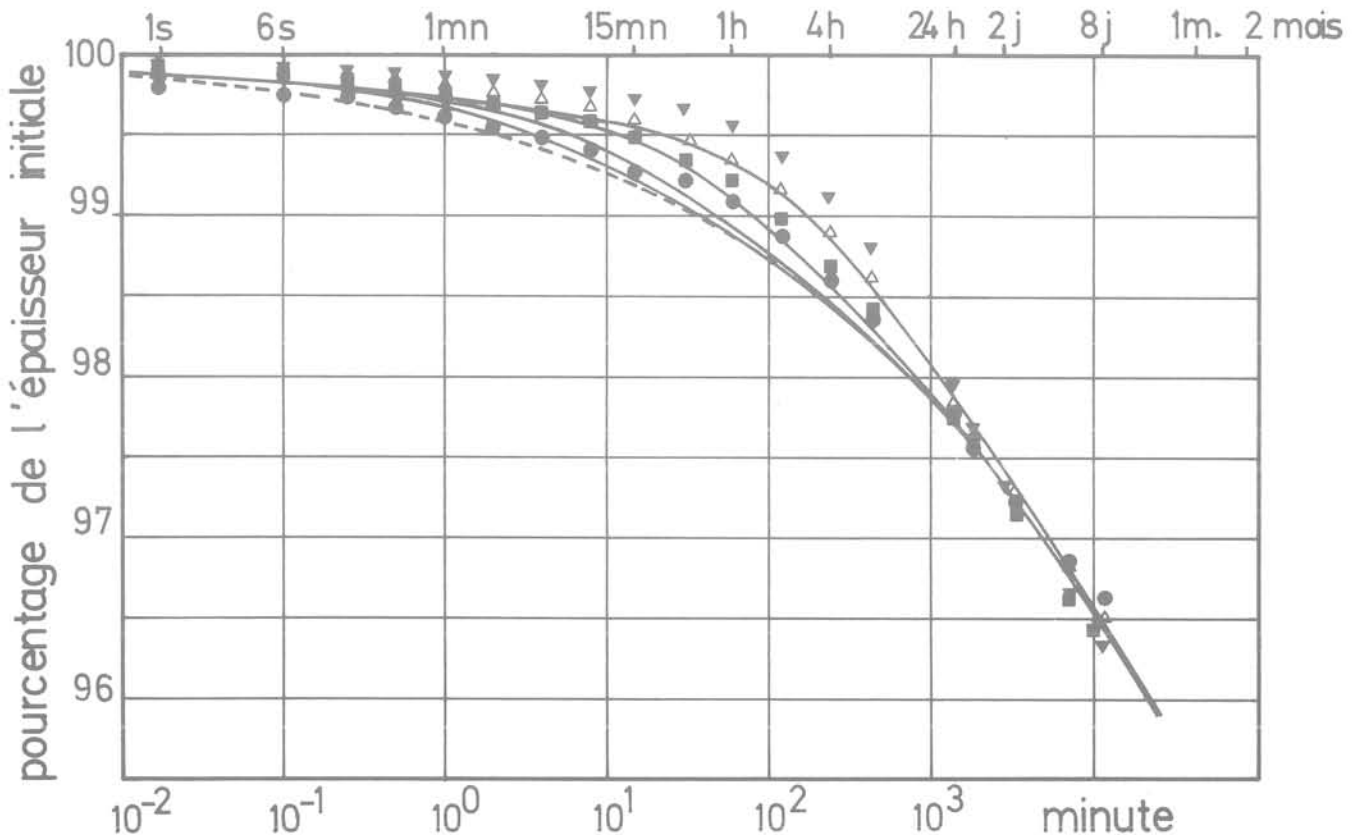
Les calculs, là encore, simulent correctement les résultats d'expérience bien que les déformations soient légèrement surestimées. Les déformations tant calculées que mesurées, sont proches de la courbe de fluage du squelette sous la charge extérieure. L'influence des surpressions interstitielles sur la consolidation est réduite, pour des taux d'accroissement de la charge extérieure qui sont aussi faibles. Elle existe cependant, puisque les déformations dépendent de la longueur de drainage. La dissipation complète des surpressions interstitielles est beaucoup plus graduelle que pour le premier palier de charge, et ne correspond à aucun coude de la courbe tassement-temps. Elle est également beaucoup plus longue, et n'intervient pour les échantillons les plus épais qu'après plusieurs jours.

3.2.2 Influence de la longueur de drainage sur les surpressions interstitielles

La figure 8 correspond au premier palier de charge de 40 kPa. Elle représente, en fonction du logarithme du temps, le quotient de la surpression interstitielle maximale calculée au contact du substratum imperméable et de l'incrément de charge extérieure.

Dans une première période, la longueur de drainage est sans influence. Au contact du substratum le fluide interstitiel est comprimé, mais ne s'écoule pas. La surpression atteint quasi-instantanément, des valeurs d'autant plus importantes que le degré de saturation est grand (75 % de la charge appliquée pour $S_r = 96 \%$), puis subit une croissance légère, réglée par

Fig. 7 Déformations calculées (courbes) et mesurées (points) en fonction du logarithme du temps de quatre échantillons reconsolidés sous 195 kPa et soumis à une charge de 40 kPa ; les longueurs de drainage sont : ▼ 40 mm △ 20 mm ■ 10 mm ● 5 mm



le fluage du squelette intergranulaire.

Pour les échantillons ayant les plus petites longueurs de drainage, l'intervention de la dissipation par écoulement est plus rapide, la surpression interstitielle au contact du substratum culmine au bout d'un temps plus court, et le maximum atteint représente une fraction moindre de la charge appliquée. Le tableau 2 récapitule pour les différentes longueurs de drainage, la valeur de ces maxima et le temps correspondant, qui est approximativement multiplié par 4 lorsque la longueur h est doublée. On remarque que les surpressions interstitielles restent dans tous les cas inférieures à la charge appliquée.

longueur de drainage	répercussion maximale de la charge sur la surpression interstitielle	temps au bout duquel ce maximum est atteint
5 mm	85 %	25 s
10 mm	87 %	1 mn 40 s
20 mm	89 %	7 mn
40 mm	90 %	30 mn

Tableau 2

La figure 9, qui présente les mêmes résultats relatifs au dernier des quatre paliers de charge de 40 kPa, souligne l'influence de la viscosité du squelette intergranulaire sur l'évolution des surpressions interstitielles. Un taux d'accroissement de la charge

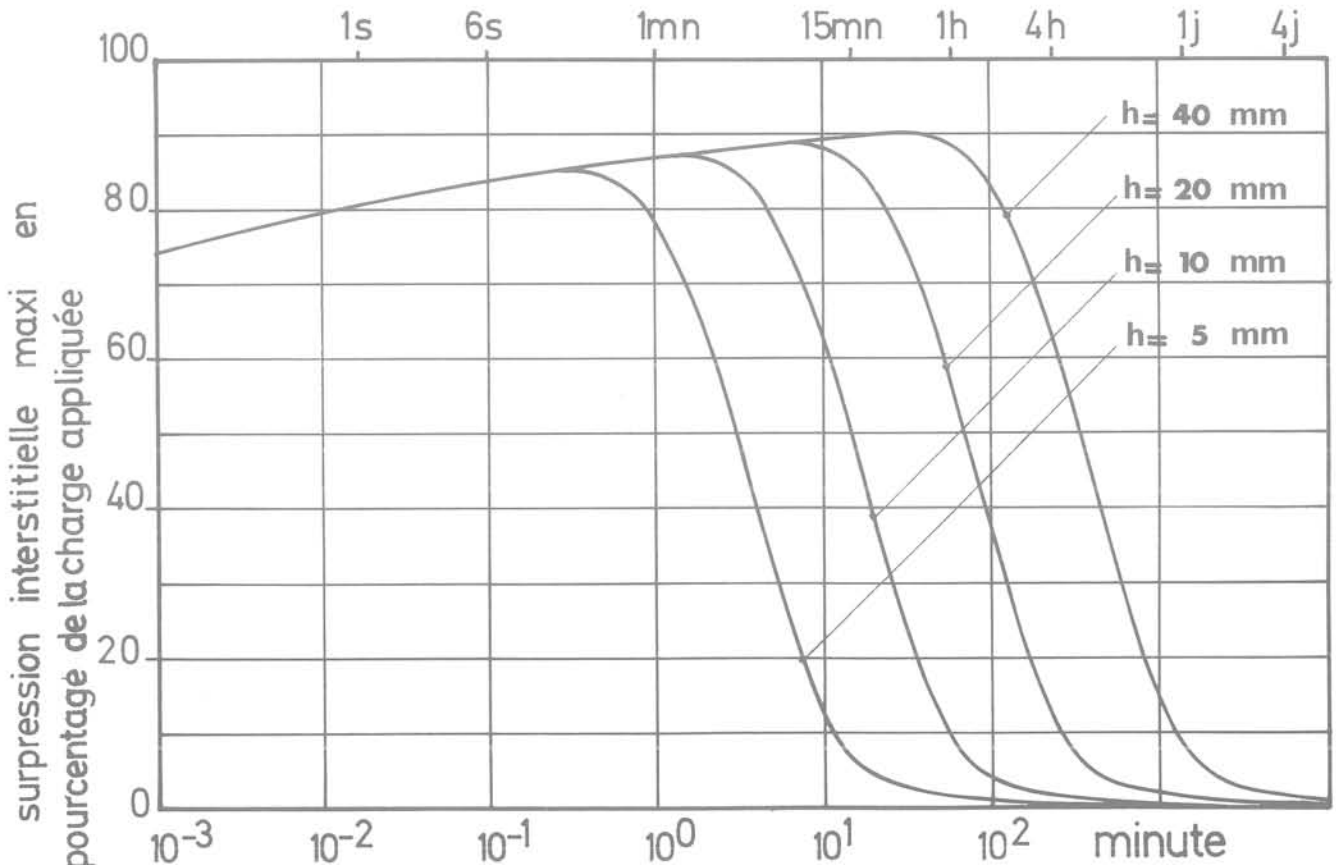
extérieure appliquée égale à 1,20, ne peut provoquer qu'un fluage très lent du squelette. La compression initiale en l'absence de drainage se traduit par des surpressions tout d'abord négligeables, puis qui croissent sensiblement sur une période, fonction de la longueur de drainage. Les valeurs maximales atteintes lorsque la dissipation par écoulement commence, et le temps correspondant sont indiqués sur le tableau 3. Les valeurs décroissent fortement avec la longueur de drainage. Par rapport à celles obtenues pour le premier palier de charge, elles apparaissent comme plus petites, et le temps nécessaire pour les atteindre est presque deux fois plus long.

longueur de drainage	répercussion maximale de la charge sur la surpression interstitielle	temps au bout duquel ce maximum est atteint
5 mm	27 %	50 s
10 mm	35 %	3 mn
20 mm	43 %	12 mn
40 mm	53 %	50 mn

Tableau 3

La décroissance régulière des surpressions interstitielles vers les valeurs nulles, qui marque la fin de la consolidation hydrodynamique, intervient légèrement plus tard pour le quatrième palier. Elle n'est pas complètement achevée après 6 jours, pour l'échantil-

Fig. 8 Evolution dans le temps des surpressions interstitielles maximales rapportées à la charge appliquée de quatre échantillons reconsolidés sous 35 kPa et soumis à une charge de 40 kPa, pour des longueurs de drainage égales à : 40 - 20 - 10 - 5 mm



lon le plus épais ($d = 40$ mm). En accord avec les résultats obtenus par Meschyan (1967), la simulation par le programme Hydroflu suggère que l'augmentation des surpressions interstitielles, et donc leur influence sur la déformation moyenne, sont d'autant plus faibles que le squelette intergranulaire est plus raide ou, ce qui revient au même, que le taux d'accroissement de la charge extérieure $\frac{\sigma_1}{\sigma_0}$ est plus petit. Mais le temps nécessaire pour atteindre la valeur maximale des surpressions interstitielles, ainsi que leur complète dissipation, est en général beaucoup plus long.

3.3 Comparaison avec les mesures faites sous le remblai expérimental B de ubzac-les-Ponts

Ce remblai de 24 m de large est construit sur un horizon d'argile molle de 9 m d'épaisseur, qui repose sur un substratum drainant. Le toit de la nappe est situé en moyenne à 1 m sous le niveau du sol. Le remblai exerce une pression de 48 kPa.

La simulation de la déformation moyenne du sol de fondation et de la dissipation des surpressions interstitielles est basée sur une série d'approximations.

- La consolidation est supposée unidimensionnelle.
- Les contraintes totales avant et après construction,

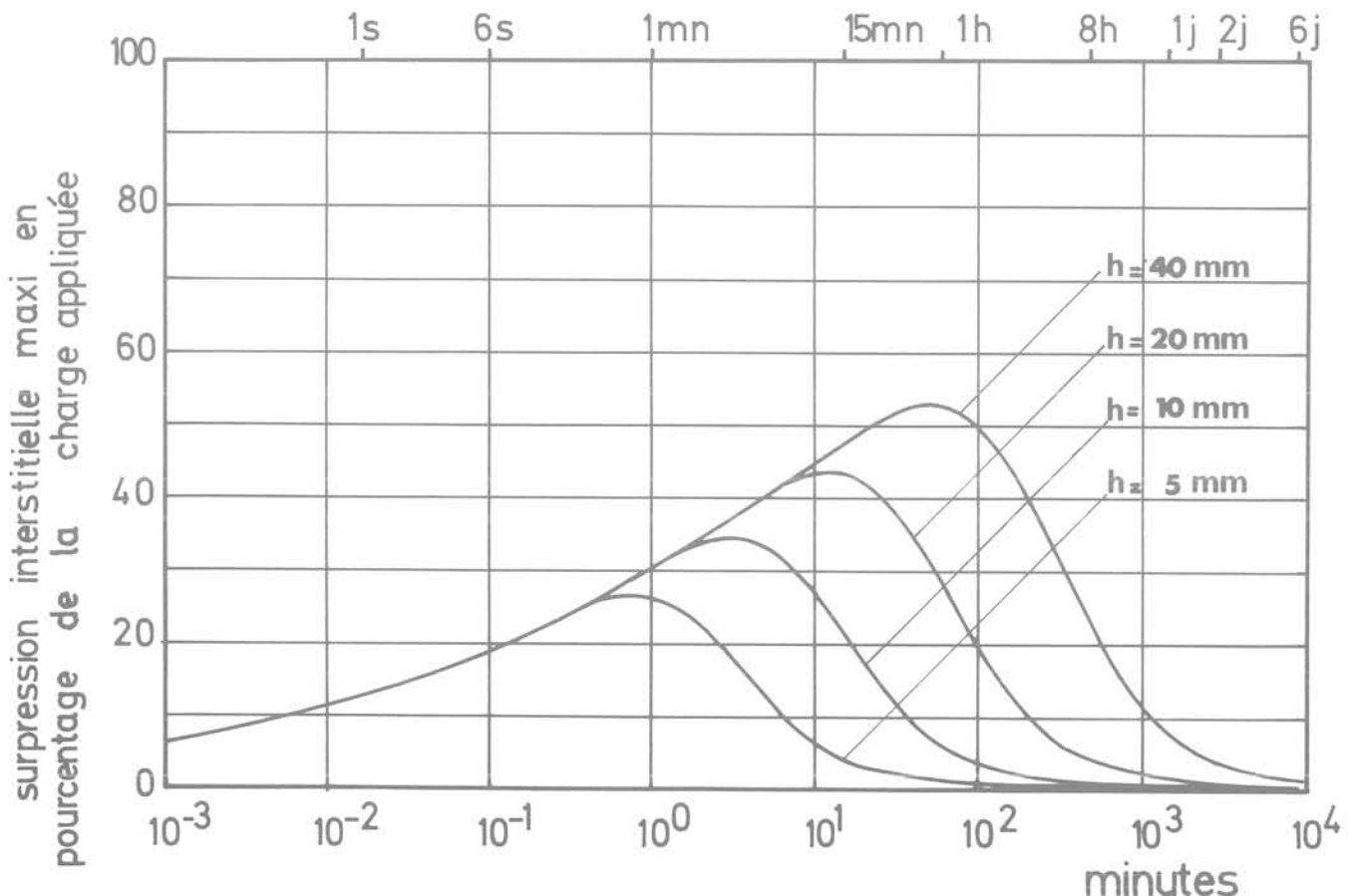
sont considérées comme identiques en tout point du sol, et égales à celles supportées par les quatre échantillons de différentes longueurs de drainage lors du premier palier de charge, bien que la grandeur de celui-ci : 40 kPa soit nettement inférieure à la pression exercée par le remblai.

Les paramètres du calcul, et en particulier ceux du fluage du squelette, sont ceux des quatre échantillons (à l'exception bien sûr de la longueur de drainage).

Compte tenu de ces hypothèses, les calculs ont été effectués pour les trois valeurs suivantes du degré de saturation : $S_r = 0,92 - 0,96$ et 1. Sur la figure 10, les déformations sont tracées en fonction du logarithme du temps pour une période allant de 1 seconde à 15 siècles. Les valeurs déterminées à partir des tassements mesurés sous le remblai, sont représentés par des carrés noirs. Les déformations calculées et mesurées relatives aux quatre échantillons œdométriques, y figurent également.

Il apparaît tout d'abord que la compressibilité du fluide interstitiel influe sur les déformations tant que les surpressions interstitielles restent élevées; c'est-à-dire au début de la consolidation hydrodynamique, dont la durée totale d'après la simulation dépasse un siècle. A son achèvement, la déformation est égale à 15 % et approche la déformation finale du squelette : 16,5 %, vers laquelle la fonction de fluage tend asymptotiquement. Dans un tel cas, on peut donc conclure que le fluage du squelette n'intervient pratiquement que pendant la consolidation primaire.

Fig. 9 Evolution dans le temps des surpressions interstitielles maximales rapportées à la charge appliquée de quatre échantillons reconsolidés sous 195 kPa et soumis à une charge de 40 kPa, pour quatre longueurs de drainage



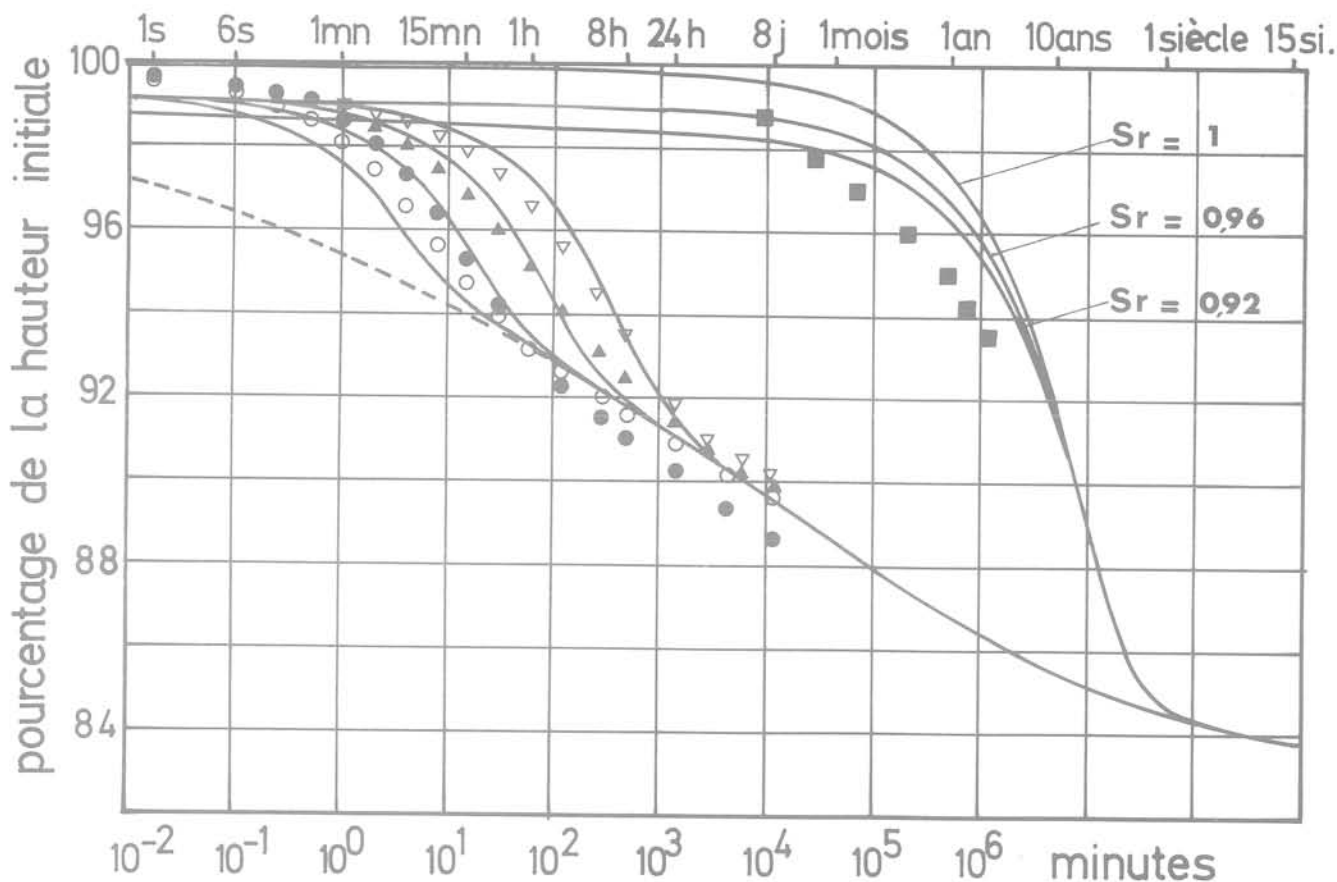


Fig. 10 Déformations comparées de quatre échantillons (longueur de drainage : 40 - 20 - 10 - 5 mm) et du sol de fondation du remblai B de Cubzac-les-Ponts ($h = 4,5$ m) pour 3 degrés de saturation (0,92 - 0,96 - 1)

Deuxième partie :

Abaques en variables réduites de la consolidation et du fluage

1 Formulation simplifiée des équations de la consolidation

La théorie de la consolidation formulée dans la première partie, montre que le fluage du squelette intergranulaire et la compressibilité apparente du fluide interstitiel permettent d'expliquer l'évolution réelle des tassements et des surpressions interstitielles. Elle constitue donc un progrès par rapport à la théorie classique de K. Terzaghi. Cependant son utilisation pratique ne peut être que limitée, puisque la résolution de ses équations est numérique et nécessite l'emploi du programme de calcul Hydroflu, dont la diffusion malgré sa simplicité et son faible coût d'utilisation, sera toujours restreinte.

Pour disposer de solutions directement accessibles, sous forme d'abaques ou de tableaux, il faut simplifier la théorie précédente et donc abandonner un certain nombre d'hypothèses.

Les résultats décrits dans la première partie, de même que certaines recherches récentes, permettent de juger de l'impact des différentes hypothèses, sur les résultats.

- L'hypothèse des grandes déformations n'est intéressante que si celles-ci dépassent 15 %. L'erreur que son abandon introduit est, en tout cas, inférieure au pourcentage que représente la déformation maximale.
- La compressibilité du fluide interstitiel a une grande influence sur l'évolution des surpressions et des tassements au début de la consolidation hydrodynamique, qui s'estompe par la suite.
- L'évolution du module œdométrique du sol et de sa perméabilité avec l'indice des vides, ont des effets antagoniques. Si l'un est supposé constant, il est logique de supposer que l'autre l'est aussi. Mesri et Rokhsar (1974) ont montré que l'effet de leur variation conjointe pouvait être nul, si l'indice de compression C_c était égal au coefficient A de la relation (12). Dans ce cas, l'hypothèse de la constance est parfaitement acceptable.

Le coefficient de perméabilité est constant, et simultanément la fonction de contrainte est linéarisée. Elle s'identifie à l'accroissement de contrainte effective $F(\sigma'_j) = \Delta\sigma' = \sigma' - \sigma_0$.

— Les hypothèses relatives à l'équation d'état du squelette intergranulaire s'avèrent donc, par élimination, être déterminantes. Dans la formation simplifiée, cette équation est celle de la théorie du fluage héréditaire linéaire :

$$\varepsilon(t) = \int_0^t K(t-\tau) \Delta\sigma'(\tau) d\tau. \quad (23)$$

La fonction d'influence $K(t)$ est définie par sa primitive $C(t) = \varepsilon_f(1 - \exp(-\alpha t^\beta))$, où ε_f est la déformation finale provoquée par une contrainte unité.

La déformation finale à la fin de la consolidation, est donc égale à :

$$\Delta\sigma'_1 \varepsilon_f = (\sigma'_1 - \sigma'_0) \varepsilon_f = \varepsilon_{\infty},$$

et le module œdométrique à long terme, à :

$$E_{\infty} = \frac{1}{\varepsilon_f} = \frac{\Delta\sigma'_1}{\varepsilon_{\infty}}.$$

L'équation de la théorie de la consolidation simplifiée s'écrit finalement :

$$\frac{\varepsilon(z, t)}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} \left[\int_0^t K(t-\tau) \Delta\sigma'(z, \tau) d\tau \right] = \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 \Delta\sigma'(z, t)}{\partial z^2}. \quad (24)$$

2 Les variables réduites sont définies de la manière suivante :

accroissement de contrainte effective réduit :

$$\chi = \frac{\sigma' - \sigma_0}{\sigma'_1 - \sigma_0} = \frac{\Delta\sigma'}{\Delta\sigma'_1},$$

déformation réduite :

$$\eta = \frac{\varepsilon}{\Delta\sigma'_1 \varepsilon_f} = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{\infty}},$$

mesure de fluage réduite : $c(t) = 1 - \exp(-\alpha t^\beta)$.

Toutes ces variables sont sans dimension.

La formulation implicite des équations (24) en différences finies, s'écrit au temps t_i et dans le plan de cote z_j :

$$\begin{aligned} \eta_{j,i+1} - \eta_{j,i} &= \chi_{j,i} (c(t_{i+1}) - c(t_i)) + \sum_{k=1}^{i-1} (\chi_{j,k+1} - \chi_{j,k}) \\ &\quad (c(t_{i+1} - t_k) - c(t_i - t_k)) + (\chi_{j,i+1} - \chi_{j,i}) c(t_{i+1} - t_i) \\ \eta_{j,i+1} - \eta_{j,i} &= \frac{n^2}{2h^2} \frac{kE_{\infty}}{\gamma_w} (t_{i+1} - t_i) (\chi_{j-1,i} - 2\chi_{j,i} + \chi_{j+1,i} \\ &\quad + \chi_{j-1,i+1} - 2\chi_{j,i+1} + \chi_{j+1,i+1}), \end{aligned} \quad (25)$$

où le monocouche d'épaisseur h est divisé en n segments égaux.

Dans les équations (25), intervient le coefficient de consolidation fluage $c_{vf} = \frac{kE_{\infty}}{\gamma_w}$ qui ne diffère du coefficient c_v de la théorie de K. Terzaghi que par la définition du module œdométrique. Dans le mode opératoire, il lie un accroissement de contrainte effective à une déformation supposée élastique instantanée du squelette, qui est mesurée après 24 heures de consolidation à l'œdomètre, tandis que E_{∞} lie cet accroissement, à une déformation différée atteinte au bout d'un temps infini.

On définit donc un « temps réduit », analogue au facteur temps de la théorie de K. Terzaghi : $T = \frac{tc_{vf}}{h^2}$.

Ce qui entraîne la modification suivante de la mesure de fluage réduite :

$$\bar{c}(T) = c(t) = 1 - \exp(-\bar{\alpha} T^\beta) = 1 - \exp(-\alpha t^\beta) \quad (26)$$

$$\text{par conséquent} \quad \bar{\alpha} = \alpha \left(\frac{h^2}{c_{vf}} \right)^\beta. \quad (27)$$

Les équations (25) dans lesquelles T est substitué à t et $\bar{c}(T)$ à $c(t)$, ne contiennent plus que deux paramètres β et $\bar{\alpha}$, qui sont tous deux issus des caractéristiques de la mesure de fluage $C(t)$, le deuxième étant fonction d'un coefficient d'échelle égal à $\frac{h^2}{c_{vf}}$.

La résolution de ces équations permet de calculer en fonction du temps réduit T , le degré de déformation moyen du monocouche égal à la moyenne des déformations réduites $\eta_{j,i}$ et son degré de consolidation défini comme la moyenne des accroissements de contrainte effective réduits $\chi_{j,i}$.

Ils sont représentés sous la forme d'une série d'abaques, caractérisés par différentes valeurs de β , chacun renfermant une série de courbes qui correspondent aux valeurs de $\bar{\alpha}$ (voir les figures 11 et 12).

Une série de 13 abaques, du degré de consolidation et du degré de déformation a déjà été publiée (Félix, 1980 b). Les valeurs de β et $\bar{\alpha}$ retenues, sont suffisamment variées pour couvrir l'ensemble des problèmes possibles.

3 Conclusions théoriques auxquelles conduit le déchiffrement des abaques.

Les courbes du degré de consolidation et du degré de déformation qui portent le numéro 1, coïncident entre elles et avec la solution classique de K. Terzaghi, quelle que soit la valeur de β .

Les courbes correspondent aux plus grandes valeurs de $\bar{\alpha}$ pour lesquelles la fonction $\bar{c}(T)$ peut être assimilée à une fonction échelon de Heaviside $h(T)$, qui est nulle lorsque T est nul, et égale à 1 pour les valeurs positives de T . Cette fonction décrit la déformation réduite, entièrement instantanée, d'un ressort linéaire qui simule le comportement du squelette dans la théorie classique. Si l'on remplace dans les équations (25) $\bar{c}(T)$ par $h(T)$; la première équation donne $\eta = \chi$, et par conséquent la deuxième se réduit à la formulation en différences finies, de l'équation de la consolidation de la théorie classique :

$$\frac{\partial U}{\partial t} = \frac{C_v}{h^2} \frac{\partial^2 U}{\partial z^2}.$$

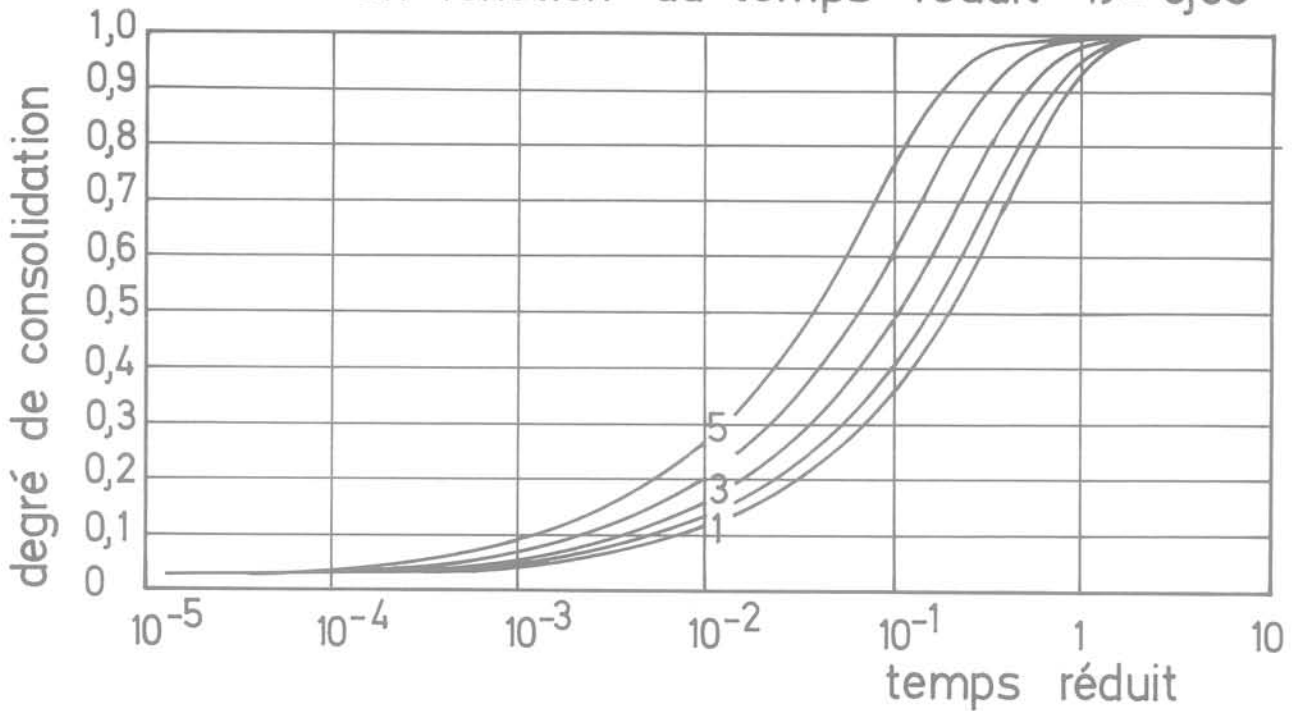
Le paramètre $\bar{\alpha}$ augmente avec α et avec le coefficient d'échelle $\frac{h^2}{c_{vf}}$ porté à la puissance β .

Les grandes valeurs de α impliquent une croissance rapide de la mesure de fluage vers la déformation finale, qui n'est obtenue expérimentalement que par application de fortes charges sur des matériaux compressibles.

Ceci signifie, que l'évolution de la consolidation réelle est d'autant plus conforme aux prévisions de la théorie classique, que l'épaisseur du monocouche est grande; en d'autres termes le fluage du squelette intergranulaire exerce une influence beaucoup plus grande sur la consolidation d'un échantillon œdométrique, que sur celle d'un sol de fondation. De même, cette conformité augmente pour les sols de faible perméabilité (k petit), ou très compressibles; c'est-à-dire qui sont dotés d'un module E_{∞} petit, et surtout d'un coefficient rhéologique α qui est grand.

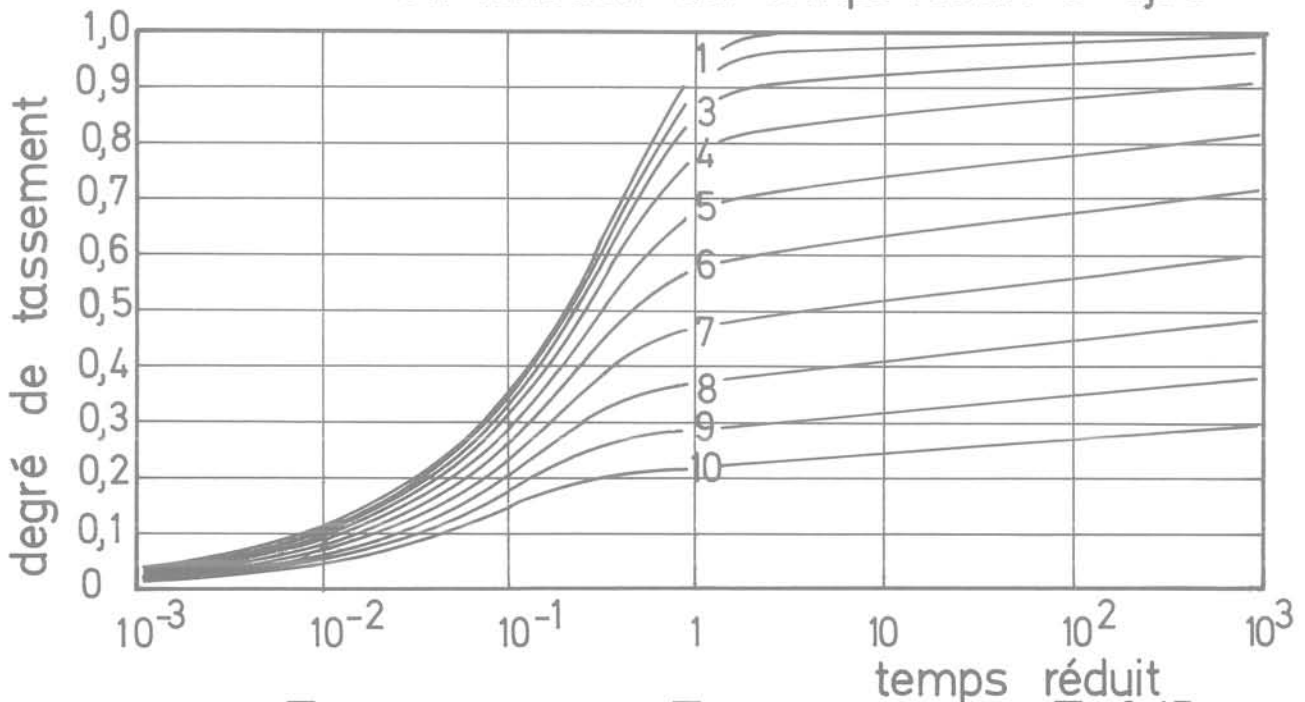
La théorie de K. Terzaghi constitue donc un cas particulier limite de la théorie proposée. Toutefois, son

Abaque du degré de consolidation
en fonction du temps réduit $\beta = 0,05$



courbe 1 $\bar{\alpha} = 6,0$ courbe 3 $\bar{\alpha} = 0,89$ courbe 5 $\bar{\alpha} = 0,25$
 2 $\bar{\alpha} = 1,7$ 4 $\bar{\alpha} = 0,47$

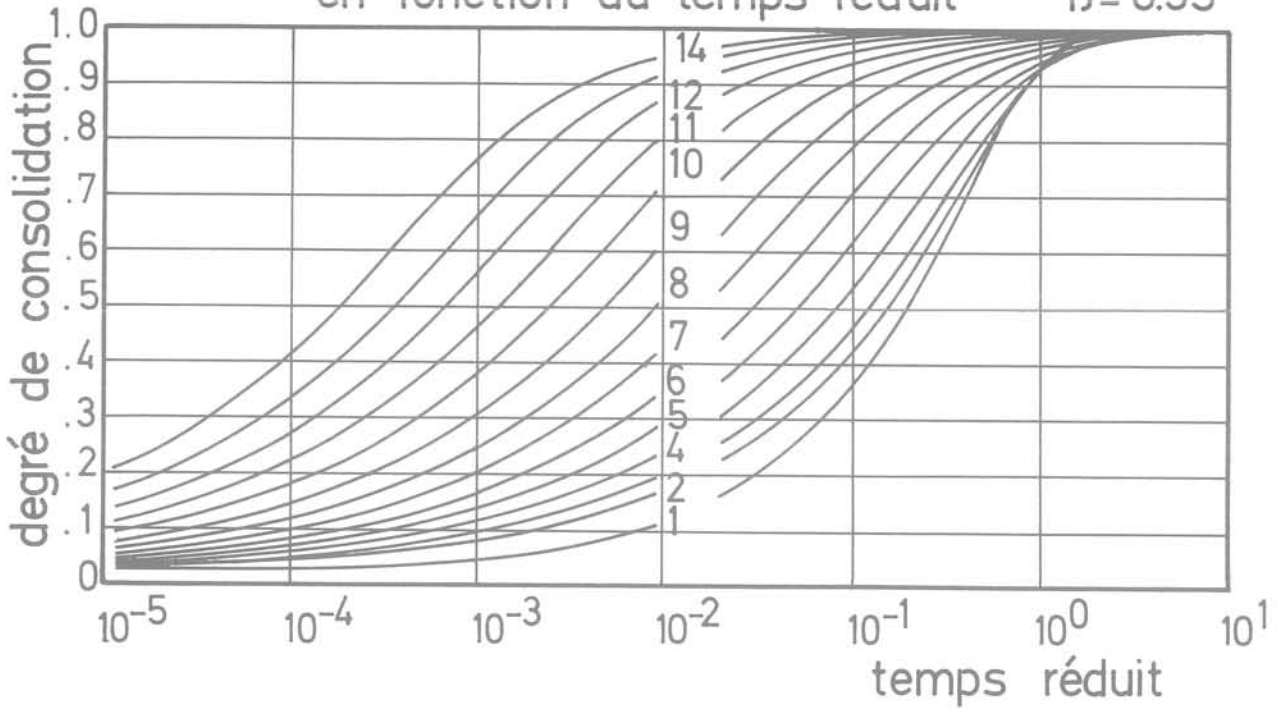
Abaque du degré de tassement
en fonction du temps réduit $\beta = 0,05$



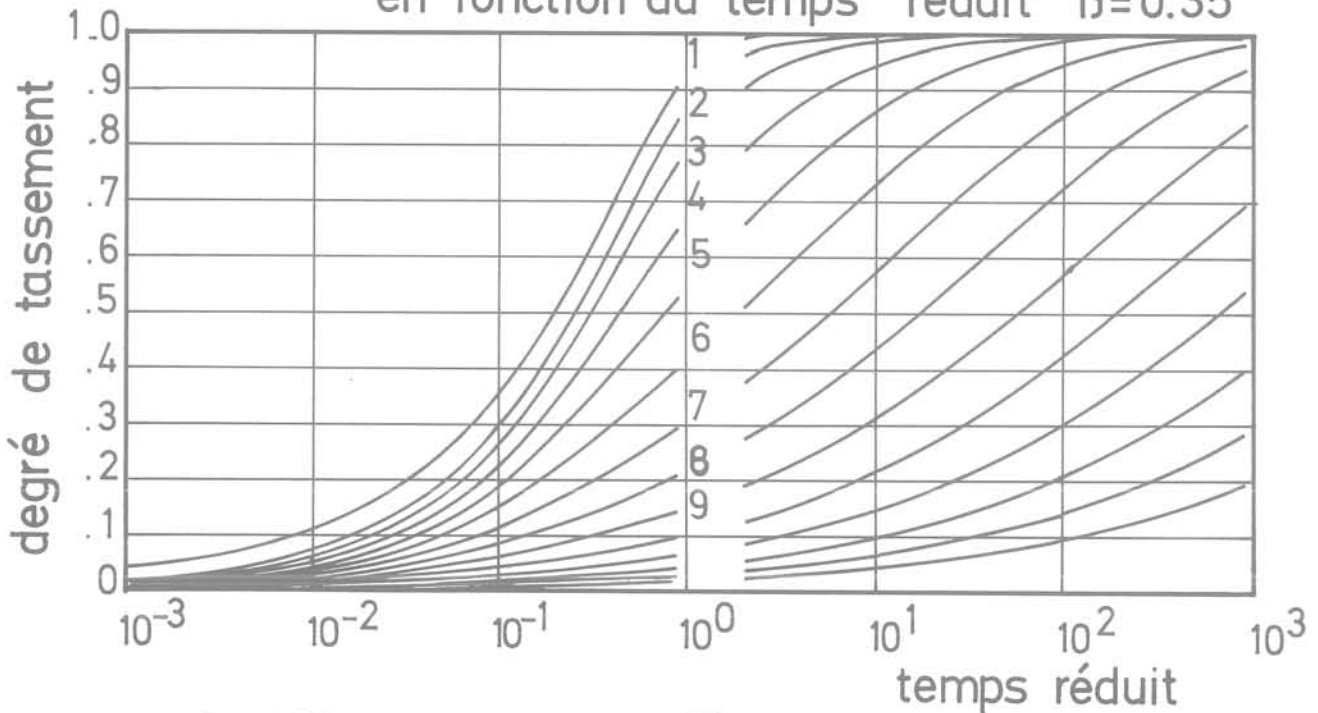
courbe 1 $\bar{\alpha} = 6,0$ courbe 5 $\bar{\alpha} = 1,2$ courbe 8 $\bar{\alpha} = 0,47$
 2 $\bar{\alpha} = 3,2$ 6 $\bar{\alpha} = 0,89$ 9 $\bar{\alpha} = 0,34$
 3 $\bar{\alpha} = 2,3$ 7 $\bar{\alpha} = 0,65$ 10 $\bar{\alpha} = 0,25$
 4 $\bar{\alpha} = 1,7$

Fig. 11 Abaques des degrés de consolidation et de tassement de sols dont la viscosité est petite ($\beta = 0,05$)

Abaque du degré de consolidation
 en fonction du temps réduit $\beta = 0.35$



Abaque du degré de tassement
 en fonction du temps réduit $\beta = 0.35$



courbe 1 $\bar{\alpha} = 100$	courbe 6 $\bar{\alpha} = 0,6$	courbe 11 $\bar{\alpha} = 0,072$
2 $\bar{\alpha} = 3,3$	7 $\bar{\alpha} = 0,39$	12 $\bar{\alpha} = 0,047$
3 $\bar{\alpha} = 2,2$	8 $\bar{\alpha} = 0,26$	13 $\bar{\alpha} = 0,031$
4 $\bar{\alpha} = 1,4$	9 $\bar{\alpha} = 0,17$	14 $\bar{\alpha} = 0,020$
5 $\bar{\alpha} = 0,92$	10 $\bar{\alpha} = 0,11$	

Fig. 12 Abaqués des degrés de consolidation et de tassement de sols dont la viscosité est grande ($\beta = 0,35$)

application aux cas précédents ne peut être envisagée que si le module de compressibilité œdométrique est défini à partir de la déformation que provoque l'incrément de charge au bout d'un temps infini.

Les valeurs courantes de $\bar{\alpha}$ correspondent à une évolution du degré de consolidation en fonction du temps réduit, plus rapide que ne le prévoit la solution classique. Par contre, celle du degré de tassement est plus lente. La courbe représentative de cette solution sert de limite aux deux faisceaux de courbes, l'un étant situé au-dessus et l'autre au-dessous. L'écart entre cette courbe limite et une courbe quelconque, qui peut être considérable, est d'autant plus grand que $\bar{\alpha}$ est plus petit, donc entre autre que le coefficient d'échelle est plus petit. Mais le paramètre β , qui est égal à la puissance à laquelle il est porté, tempère cette influence lorsqu'il est petit. Une petite valeur de β signifie une vitesse de fluage initiale du squelette qui est grande, et qui ne se rencontre que pour des sols compressibles, soumis à de fortes charges. On peut donc dire que la consolidation de ces sols, quelles que soient les conditions de drainage, présente une bonne conformité aux prévisions de la théorie de K. Terzaghi. Sur les abaques de la figure 11, les faisceaux de courbes sont beaucoup plus étroits que sur la figure 12 qui représente la consolidation de sols dont la viscosité est très grande.

Sur cette dernière figure il apparaît bien, que l'essentiel de la consolidation (jusqu'à un degré de 95 %) se développe plus vite pour les sols à squelette visqueux, mais l'achèvement de cette consolidation correspond à un temps réduit plus long que d'après la théorie classique. (Les courbes du faisceau passent sous celle de la solution classique.) Cette remarque concorde avec les résultats expérimentaux et les calculs relatifs aux échantillons soumis à un taux d'accroissement de la charge de 1,20; les surpressions interstitielles sont plus petites que lorsque ce taux est égal à 2,15, mais l'achèvement de leur dissipation se produit au bout d'un temps réel plus long.

4 Utilisation pratique des abaques

Les paramètres dont on a besoin sont déterminés grâce à un essai œdométrique sur un échantillon représentatif du sol de fondation. Après reconsolidation sous le poids des terres en place et mesure de la perméabilité initiale, l'échantillon est consolidé sous un incrément de charge $\Delta\sigma$ égal à celui provoqué par l'ouvrage. Les tassements sont mesurés pendant 3 jours au moins, de façon à faire apparaître une fraction importante de la consolidation secondaire. La perméabilité est mesurée une seconde fois à la fin de l'essai.

Le coefficient de perméabilité retenu est égal à la moyenne des deux valeurs trouvées.

La déformation finale ε_∞ du sol est calculée par la formule (28) (Félix, 1980 c) :

$$\varepsilon_\infty = \varepsilon_1 + (\varepsilon_n - \varepsilon_1) \frac{\lg 100 \text{ ans} - \lg t_1}{\lg t_n - \lg t_1} \quad (28)$$

Elle est extrapolée suivant une loi logarithmique du temps, déduite de la première déformation de consolidation secondaire ε_1 mesurée au temps t_1 , et de la dernière ε_n mesurée au temps t_n . La connaissance de ε_∞ permet de déterminer,

d'une part, le module de déformation œdométrique à long terme :

$E_{fl} = \frac{\Delta\sigma}{\varepsilon_\infty}$ et le coefficient de consolidation fluage

$C_{vf} = \frac{kE_{fl}}{\gamma_w}$, et, d'autre part, les paramètres rhéologiques

α et β du squelette intergranulaire. Pour cela on substitue au temps t la fonction $\ln t$ et à la déformation

ε l'expression $\ln \left[\ln \frac{\varepsilon_\infty}{\varepsilon_\infty - \varepsilon} \right]$. La droite des moindres carrés qui corrèle les mesures transformées

$\ln \left[\ln \frac{\varepsilon_\infty}{\varepsilon_\infty - \varepsilon_i} \right]$ en fonction de $\ln t_i$, a une pente égale à β et une ordonnée à l'origine égale à $\ln \alpha$; (Félix, 1980 c). Parmi les valeurs choisies pour tracer les abaques, la plus proche de β est retenue, à laquelle il peut être intéressant d'associer une valeur corrigée du paramètre α (Félix, 1980 b) :

$$\alpha = \frac{1}{n} \frac{\sum_{i=1}^n \ln \frac{\varepsilon_\infty}{\varepsilon_\infty - \varepsilon_i}}{\sum_{i=1}^n t_i^\beta}$$

Sur cet abaque, les 2 courbes dont les paramètres $\bar{\alpha}$ encadrent la valeur retenue $\bar{\alpha} = \alpha \left[\frac{h^2}{C_{vf}} \right]^\beta$ permettent,

par extrapolation linéaire suivant le logarithme de $\bar{\alpha}$, de déterminer le temps réduit correspondant à un degré de déformation ou de consolidation donné. Le temps réel correspondant est lié au temps réduit par la relation (29) :

$$t = T \frac{h^2}{C_{vf}} \quad (29)$$

A titre d'exemple, les temps nécessaires pour que les quatre échantillons de longueurs de drainage différentes, soumis au premier palier de 40 kPa, ainsi que le sol de fondation du remblai B, présentent une déformation de 5 %, ont été déterminés par les abaques et par le programme de calcul Hydroflu. La solution fournie par la théorie classique a été également reportée sur le tableau 4. Le module œdométrique utilisé dans cette théorie est calculé sur la base de la déformation après 24 heures de l'échantillon dont la longueur de drainage est égale à 10 mm; soit 10 %. La déformation de 5 % correspond donc à un degré de consolidation égal à 50 %. A titre de comparaison, les temps nécessaires pour atteindre ce degré, d'après les abaques et d'après le programme Hydroflu, sont également indiqués sur le tableau 4.

Les résultats de ces deux dernières méthodes de calcul présentent peu de divergences; le fluage du squelette apparaît bien comme le facteur déterminant, qu'il convenait d'inclure dans les hypothèses. Le temps réel mesuré correspondant à 5 % de déformation est largement sous-estimé par la théorie classique, pour les longueurs de drainage égales à celle des échantillons œdométriques. Il est surestimé pour le sol de fondation du remblai B. Pour une telle longueur de drainage, la forme des équations de la théorie proposée s'identifie à celle de la théorie classique, mais la divergence provient du module de compressibilité œdométrique. Dans tous les cas, les abaques du fluage et la consolidation fournissent un meilleur résultat.

Quant aux temps nécessaires pour atteindre le degré de consolidation de 50 %, qui ne peuvent être comparés à aucune mesure, ils sont beaucoup plus courts d'après le programme Hydroflu et les abaques que d'après la théorie classique, pour les longueurs de drainage égales à celles des échantillons œdométri-

longueur de drainage	5 mm	10 mm	20 mm	40 mm	4,5 m
degré de consolidation U = 50 % abaque	1,4 mn	6,6 mn	31 mn	140 mn	6 ans
degré de consolidation U = 50 % Hydroflu	1,3 mn	6,5 mn	33 mn	150 mn	9,5 ans
déformation $\varepsilon = 5\%$ – U = 50 % Terzaghi	3,1 mn	12,5 mn	50 mn	200 mn	4,8 ans
déformation $\varepsilon = 5\%$ mesure	10 mn	18 mn	65 mn	200 mn	1 an
déformation $\varepsilon = 5\%$ abaque	7,7 mn	23 mn	70 mn	250 mn	3,4 ans
déformation $\varepsilon = 5\%$ Hydroflu	7,7 mn	22 mn	72 mn	240 mn	2,7 ans

Tableau 4 Comparaison entre les résultats expérimentaux d'une part et les calculs par la théorie de K. Terzaghi, Hydroflu et les abaques de la consolidation et du fluage d'autre part

ques. Ceci confirme que la viscosité du squelette, toutes choses étant égales par ailleurs, accélère la dissipation des surpressions interstitielles, tout au moins dans la phase initiale de la consolidation hydrodynamique.

Conclusion

Le fluage du squelette intergranulaire est un facteur capital intervenant dans la consolidation des sols. Il détermine la phase secondaire et exerce une grande influence sur l'évolution de la phase hydrodynamique. La théorie montre que, si le sol est de plus imparfaitement saturé, les surpressions interstitielles commencent par croître vers une valeur maximale inférieure à la charge appliquée, mais cette caractéristique perd de son influence à mesure que la dissipation des surpressions par écoulement du fluide interstitiel se développe.

Si, à l'exception des hypothèses relatives au fluage du squelette, toutes les autres modifications apportées à la théorie de la consolidation de K. Terzaghi sont abandonnées, les solutions peuvent être présentées sous forme d'abaques. Les données nécessaires à leur utilisation, sont obtenues grâce à un essai de compressibilité-perméabilité à l'œdomètre. Les abaques montrent que la viscosité du squelette est d'autant plus influente, que la longueur de drainage est plus petite. Toute chose étant égale par ailleurs, sa prise en compte diminue en général les surpressions interstitielles. La théorie classique apparaît comme un cas particulier qui concerne les monocouches particulièrement épais et compressibles.

Références bibliographiques

Abelev M. Yu., Tsytoich N. A. (1964). « Questions sur l'application de la théorie de la consolidation hydrodynamique aux sols argileux saturés et très compressibles », journal Soil Mechanics and Foundation Engineering, traduction anglaise du journal Osnovaniya Fundamenti i Mekhanika Gruntov, mai-juin 1964, n° 3, p. 158-163.

Felix B. (1980) a. « Le fluage des sols argileux, étude bibliographique », Rapport de Recherche LPC, n° 93, Paris.

Felix B. (1980) b. « Fluage et consolidation unidimensionnelle des sols argileux », Rapport de Recherche LPC, n° 94, Paris.

Felix B. (1980) c. « Étude théorique et expérimentale du fluage unidimensionnel des sols argileux », Revue française de Géotechnique, n° 13, novembre 1980.

Fredlund D.G. (1976). « Density and compressibility characteristics of air-water mixtures », Canadian geotechnical Journal, vol. 13, n° 4, novembre 1976, p. 386-396.

Magnan J. P., Dang M. T. (1977). « Étude théorique et expérimentale de la compressibilité du fluide interstitiel dans un sol argileux presque saturé », bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, numéro spécial VIF, « mécanique des sols », décembre 1977, p. 129-137.

Magnan J. P. et al (1979). « Étude numérique de la consolidation unidimensionnelle en tenant compte des variations de la perméabilité et de la compressibilité du sol, du fluage et de la non saturation », bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 103, septembre-octobre 1979, p. 83-94.

Meschyan S. R. (1967). Le fluage des sols argileux (en russe) édition de l'Académie des Sciences de la RSS d'Arménie, 1967, 318 pages.

Mesri G., Rokhsar A. (1974). « Theory of consolidation of clays », Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the A. S. C. E. vol. 100, GT 8, août 1974, p. 889-904.

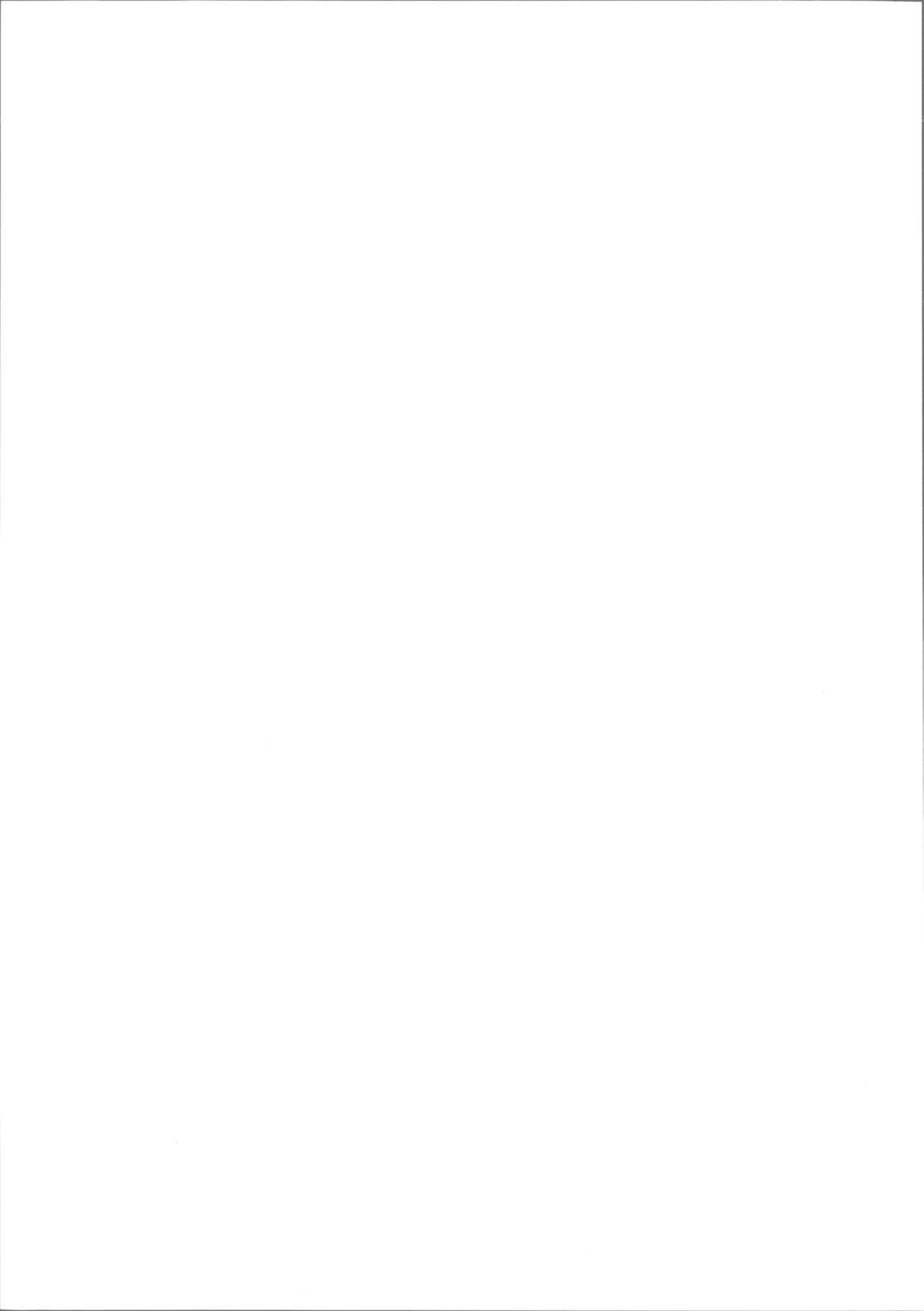
Schuurman I.E. (1966). « The compressibility of an air/water mixture and a theoretical relation between the air and water pressures », Geotechnique, vol. XVI, n° 4, décembre 1966, p. 269-281.

Tavenas F. et al (1978). « Pressions interstitielles développées dans l'argile de fondation des remblais, deuxième partie; comportement généralisé », bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 98, septembre-octobre 1978, p. 53-67.

Ter Martirosyan Z. G. (1967). « Chapitre V : Quelques problèmes de consolidation des sols argileux prenant en compte simultanément le fluage du squelette et la compressibilité du liquide interstitiel ». Prévision de la vitesse de tassement des sols de fondation des ouvrages (en russe). Édition littérature po stroitel' stvu, Moscou 1967, p. 115-156.

Terzaghi K. (1923). « Calcul de la perméabilité de l'argile à partir de la durée de la consolidation hydrodynamique » Sitzungsberichte Mathematisch Naturwissenschaftliche Klasse, 1923, Vienne Akademie der Wissenschaften, part. 2 a, 132, 3/4, p. 125-138.

Thomann G. (1972). « Résolution de l'équation de la consolidation unidimensionnelle par la méthode des différences finies », bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 59, mai-juin 1972, p. 57-64.



le quai à tirant plan de Fos darse III

par

G. Y. Fenoux

Ingénieur Civil des Ponts et Chaussées, Directeur des Études à Solétanche
Maître de Conférences à l'E. N. P. C.

1 Présentation

Le quai à tirants plans est situé sur la rive nord de la darse III du golf de Fos (fig. 1). Il fait suite à un quai en gabions de palplanches construit simultanément. A l'extrémité nord-ouest, une extension est prévue.

Le bloc perspective (fig. 2) représente schématiquement le terrain encaissant et la structure du quai. Des voûtes en béton armé reçoivent la poussée des terres. A l'intersection entre deux voûtes, la résultante des efforts dirigés vers le large est équilibrée par des murs plans travaillant en traction. Ces murs plans transmettent les efforts au terrain encaissant par frottement latéral. L'ensemble voûtes-murs plans-terrain constitue un bloc autostable travaillant comme une gabionnade. Le substratum de cailloutis constitue l'assise de l'ouvrage.

L'idée d'une telle structure est classique. La réalisation pratique en « technique paroi moulée » est attrayante lorsque le quai est à construire à partir d'un site terrestre, comme c'est, par exemple, le cas à Fos. L'exécution des voûtes ne présente aucune difficulté : deux ou trois panneaux de paroi moulée en béton armé constituent les éléments comprimés. L'exécution des tirants plans est plus délicate.

En effet, la longueur relativement importante des tirants (plusieurs dizaines de mètres) implique le découpage en plusieurs panneaux. La jonction entre deux panneaux voisins doit transmettre des efforts de traction. Cette transmission est difficile à assurer et il y a encore peu de temps il n'existait pas de dispositif pratique. Aussi, pour les ouvrages de ce type (tirant plan en paroi) un artifice consiste à faire des panneaux sans liaison mécanique et à coiffer l'ensemble voûtes-tirants par une poutre dalle de grande inertie. Les panneaux des voûtes et ceux des tirants sont encastrés dans cette poutre dalle par laquelle tous les efforts transitent. Dès lors, les panneaux de paroi constituant les tirants plans travaillent en flexion et ils reçoivent des armatures verticales.

L'idée originale que nous avons appliquée à Fos consiste à réaliser les tirants plans avec des armatures horizontales noyées dans une paroi au coulis à faible rapport ciment sur eau (C/E).

De cette façon on est gagnant de trois façons :

- suppression de la poutre dalle,
- suppression des armatures verticales dans les tirants,
- emploi de coulis à la place de béton dans les tirants.

2 Dimensionnement

2.1 Hypothèses de calcul

Le tableau figure 3 résume les hypothèses de calcul :

- coupe des terrainse rencontrés,
- caractéristiques géotechniques des différentes couches à court (C, φ) et long terme (C', φ'),
- surcharge appliquée (6 t/m^2) et traction des bollards ($3,5 \text{ t/m}$ de quai),
- cote de dragage (-15 CM),
- poussée des terres calculée avec le coefficient de poussée active (tables de Mrs Caquot et Kerisel) et une inclinaison nulle,
- poussée des surcharges calculée avec le coefficient de poussée au repos ($K_0 = 0,5$),
- butée calculée avec un coefficient de 1,5.

La courbe représente la poussée avec les caractéristiques à long terme, lesquelles engendrent le cas de figure le plus contraignant.

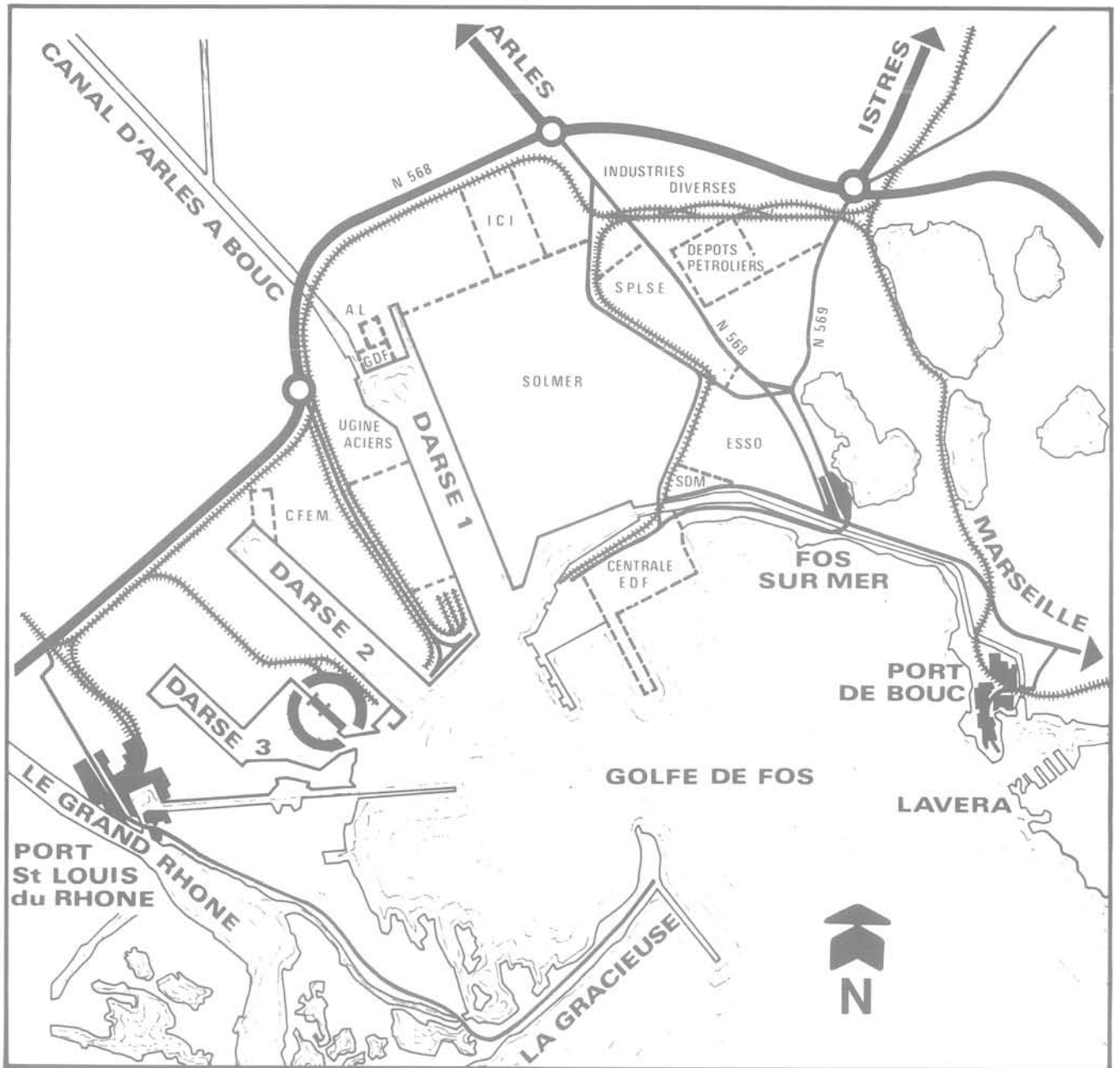


Fig. 1 Plan de situation

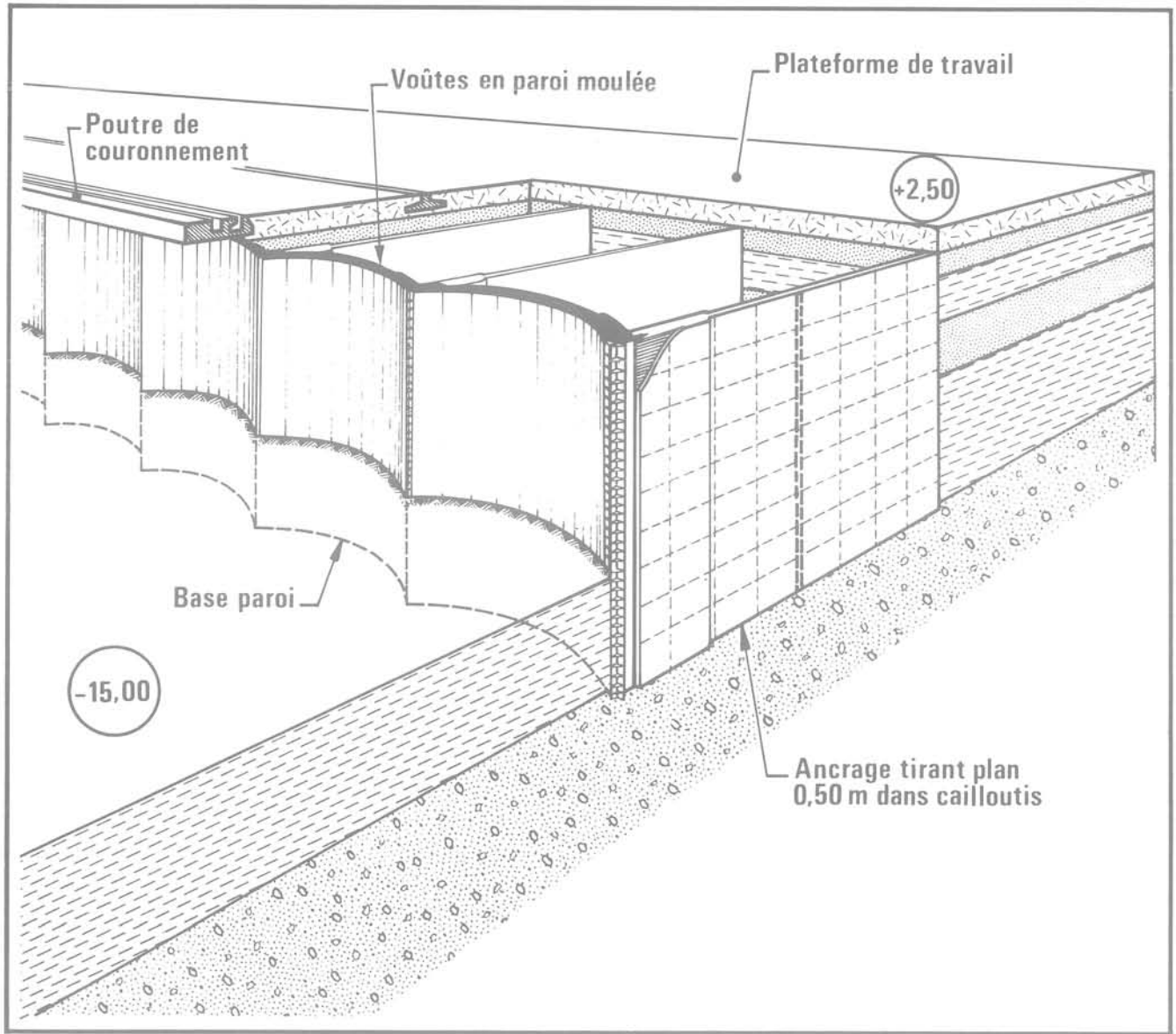


Fig. 2 Bloc perspective

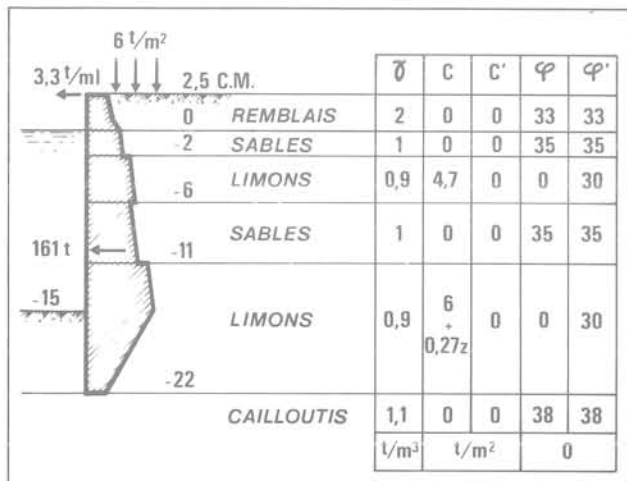


Fig. 3 Hypothèses de calcul et coupe des terrains

2.2 Stabilité d'ensemble

La longueur de quai à construire est de 240 m. Aux deux extrémités, deux ouvrages de 20 m sont conçus comme ouvrages de liaison. Ils sont stables sous la poussée des terres d'une part, et sous la poussée des voûtes voisines d'autre part. La longueur résiduelle permet d'inscrire 13 voûtes de 15,3 m de largeur de corde (rayon de courbure égal à 11,90 m). Y compris ceux des ouvrages de raccordement, il y a 18 tirants plans (29 m de longueur maximale) (fig. 4).

Ces dimensions ont été fixées par approximations successives et font l'objet d'une vérification de stabilité d'ensemble.

Le tableau accompagnant la figure 5 résume les valeurs des coefficients de sécurité calculés.

Les calculs sont faits de façon relativement simple, le poids des terres, la butée sous la cote de dragage et le frottement au toit du cailloutis équilibrant les efforts de poussée. Pour tenir compte des formes particulières du gabion, on adopte une longueur réduite par rapport à celle des tirants (25,40 m contre 29 m) (fig. 6).

2.3 Stabilité interne

Pour les calculs précédents, on suppose le gabion indéformable. Il en est tout autrement lorsqu'on doit aborder la stabilité interne, c'est-à-dire calculer les efforts maximaux que supportent les divers éléments : voûtes, coulis, armatures.

Une façon simple aurait consisté à faire un calcul statique à la rupture et à adopter des coefficients de sécurité adéquats. Une autre façon, que nous avons délibérément choisie, consiste à faire un calcul tenant compte des déformations et à aborder simultanément l'ensemble efforts-déformations.

La structure est tridimensionnelle, diverses hypothèses ou artifices nous ramènent à la superposition de deux schémas bidimensionnels (fig. 7).

Le schéma directeur est le suivant : à tout niveau la poussée des terres (1) sur les voûtes (2) est ramenée à une traction sur l'armature du tirant (3). L'armature transmet l'effort au coulis. Le coulis transmet directement une partie des efforts au substratum d'assise (le cailloutis) par cisaillement horizontal et une autre partie au terrain encaissant par cisaillement vertical. Le terrain encaissant transmet la part des efforts qui lui incombe au substratum par cisaillement horizontal.

Les calculs montrent que globalement 20 % des efforts transitent directement par le coulis des tirants plans et 80 % par le terrain inscrit entre eux.

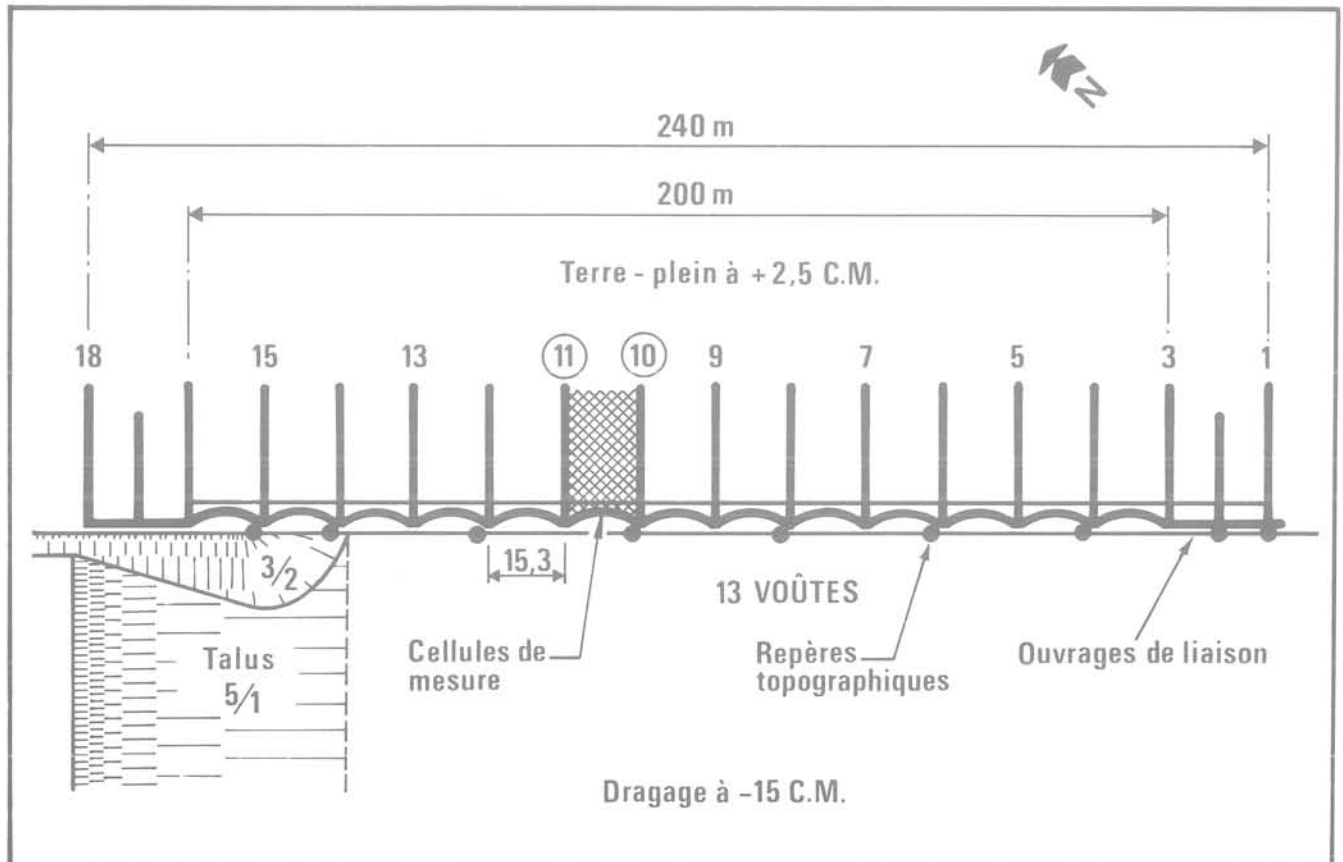
En premier lieu on considère la déformation principale due au cisaillement entre les divers plans horizontaux.

Dans un plan horizontal donné la contrainte verticale est uniforme et partant la contrainte de cisaillement horizontal également. On admet qu'il n'y a pas de glissement relatif entre le coulis et le terrain. Avec diverses hypothèses sur les valeurs des modules (E, G, ν) du terrain et du coulis, on calcule une déformée verticale y_2 (fig. 8b). La valeur de y_2 varie de 0 au toit du cailloutis jusqu'à un maximum au niveau du terrain naturel.

Avec les hypothèses précédentes, la courbe déformée est la même en tout plan vertical parallèle aux tirants. La courbe déformée maximale est obtenue au droit des voûtes.

En second lieu on considère la déformation secondaire due au cisaillement entre les divers plans verticaux. Par symétrie, le cisaillement doit être nul dans le plan vertical équidistant de deux tirants plans. Il est maximum dans le plan du tirant. On suppose qu'il varie

Fig. 4 Dimensions principales en plan



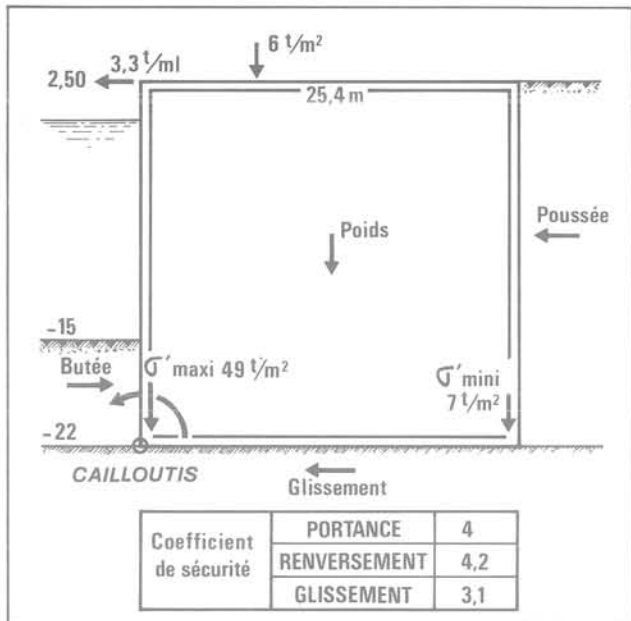


Fig. 5 Etude de stabilité d'ensemble

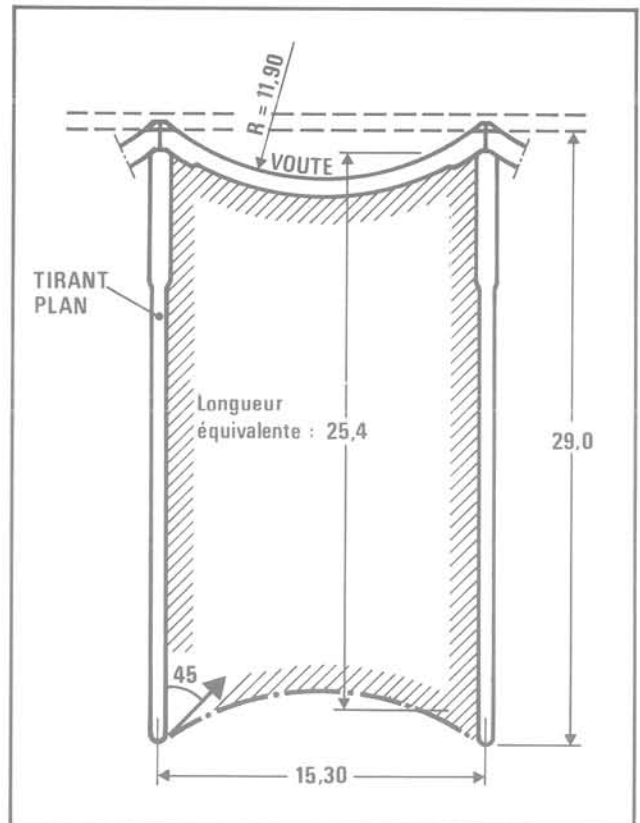


Fig. 6 Définition de la longueur équivalente d'un gabion

Fig. 7 Principe de fonctionnement et décomposition des efforts

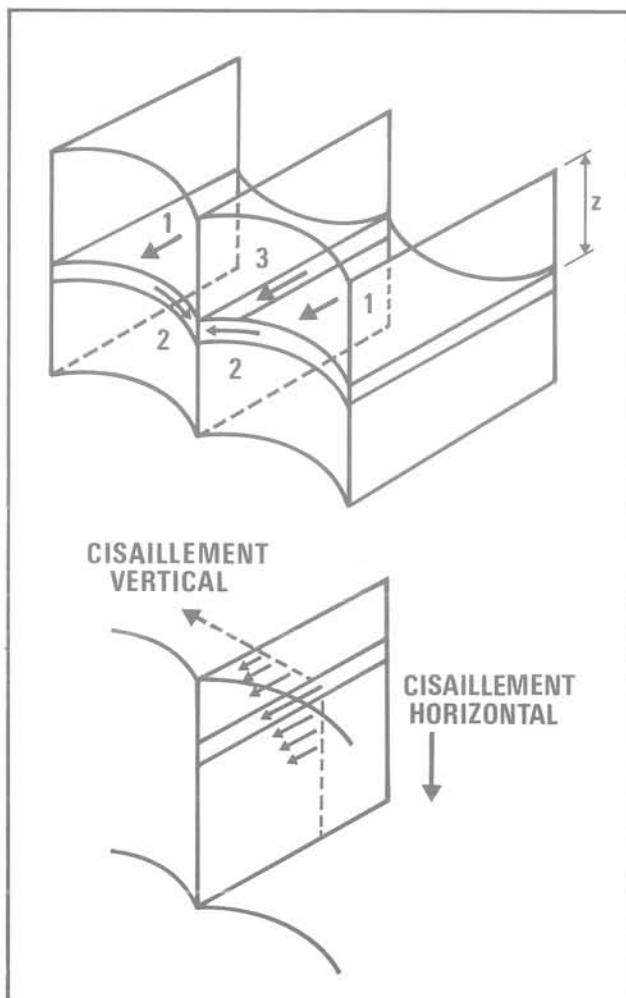
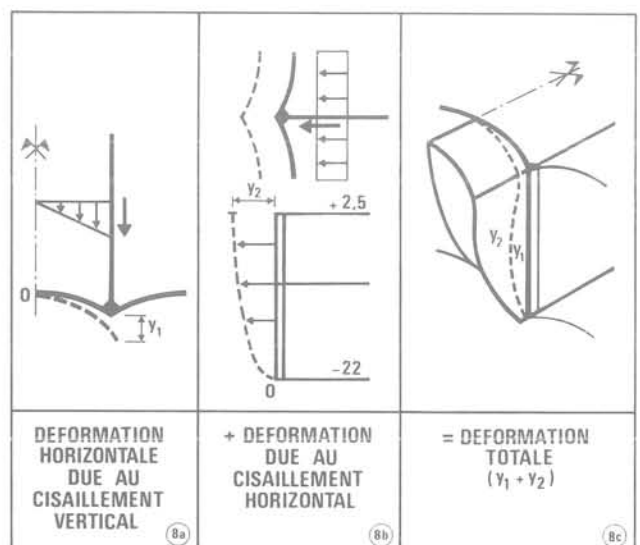


Fig. 8 Principe de calcul des déformations



linéairement entre ces deux valeurs. Notons au passage que cette hypothèse est parfaitement compatible avec celle concernant le taux de cisaillement horizontal. Avec les hypothèses de l'élasticité linéaire, on calcule ainsi une déformée horizontale y_1 (fig. 8 a) qui varie faiblement entre le toit du cailloutis et le terrain naturel.

La superposition de y_1 et de y_2 permet de dessiner une surface de déformation globale (fig. 8 c). Il s'agit d'une approximation dans la mesure où on néglige divers éléments, en particulier la rigidité qu'apporte le parement constitué par les voûtes.

On peut résumer les divers calculs précédents dans un tableau (fig. 9) en précisant les valeurs des modules adoptées :

— terrain

- module d'Young $E_t = 600$ à 2000 t/m^2 ,
- module de cisaillement $G_t = 250 + 24,5 Zt/m^2$,

Z étant la profondeur considérée à partir du terrain naturel (+2,5 CM);

— coulis

- module d'Young $E_c = 10000 \text{ t/m}^2$,
- module de cisaillement $G_c = 4250 \text{ t/m}^2$.

Le tableau (fig. 9) donne également une contrainte dans le béton des voûtes. La valeur correspond à une voûte résiduelle active de 0,47 m de largeur, obtenue à partir d'une paroi de 0,82 m de largeur théorique dans le cas où deux panneaux voisins sont déviés dans deux sens opposés de 1 % à la cote -15 CM.

DESIGNATION	COTE	UNITE	VALEUR
Déformation maximale (y_1 : 0,5 - 1 cm) (y_2 : de 0 à 9 cm)	+2,5	cm	10
Cisaillement horizontal dans terrain	-22,5	t/m ²	5
Cisaillement horizontal dans coulis	-22,5	t/m ²	26
Cisaillement vertical coulis terrain	-15	t/m ²	2,6
Contrainte verticale dans coulis	-22,5	t/m ²	50
Contrainte horizontale dans voûtes	-15	t/m ²	325

Fig. 9 Tableau résumant les contraintes extrêmes

2.4 Choix du coulis constituant les tirants plans

Divers essais conduits avec une gamme de valeurs du rapport C/E variant de 0,15 à 0,30, l'objectif étant une résistance à l'écrasement (compression simple) à 28 jours égale à 120 t/m^2 (ou 150 t/m^2 à 90 jours), conduisent à retenir la valeur C/E = 0,25 (ciment CLK 325).

2.5 Choix des armatures des tirants plans

Au départ, l'idée directrice est d'utiliser des tôles lisses pour constituer les armatures des tirants plans. Le

problème à résoudre est celui de l'adhérence armature-coulis, qui ne doit en aucun cas constituer un point faible de la chaîne. L'objectif est une valeur d'adhérence à 28 jours égale à 9 t/m^2 compte tenu d'un coefficient de sécurité normal ($2,6 \text{ t/m}^2$ utiles).

Les premiers essais avec une tôle lisse conduisent à des taux très insuffisants et un important programme d'essais complémentaires est mis sur pied, puis réalisé. Ce programme est articulé en 3 phases :

- 1) essais en laboratoire de différentes armatures possibles;
- 2) essais quasi simultanés en vraie grandeur de quelques solutions;
- 3) essai en vraie grandeur de la solution définitive retenue.

1) Essais en laboratoire

Une dizaine de types d'armature industrielle sont essayés dans des caisses spéciales (35 au total). La surface d'adhérence est égale à $40 \times 20 \text{ cm}^2$ sur chaque face; le coulis est dosé à C/E = 0,25; l'essai d'adhérence est fait à 28 jours. Le dispositif est conçu pour exercer un effort de traction avec vitesse de déformation constante ($30 \mu/\text{minute}$) (fig. 10).

Les résultats de ces essais sont regroupés dans le tableau (fig. 11). L'enseignement est clair : le type d'armature le meilleur est la barre crénelée utilisée habituellement en béton armé traditionnel.

Le fait que tous les essais soient assurés avec une même vitesse de déformation permet de comparer les courbes effort (c'est-à-dire adhérence) déformation obtenues. On peut regrouper ces courbes en trois familles caractéristiques (fig. 12).

La famille repérée III correspond au cas où l'armature développe des « bielles » de compression dans le coulis, lesquelles reportent l'effort sur les parois de la caisse. La rupture obtenue est celle de la caisse elle-même. Ceci n'a aucune signification pratique dans notre étude car le terrain encaissant ne saurait freter le coulis du tirant plan. Aussi avons-nous retenu une valeur que l'on peut appeler limite de fluage, et cette valeur précise figure dans le tableau 11.

2) Essais en vraie grandeur

Le laboratoire n'autorise que des essais en petite surface. On peut craindre l'effet d'échelle. Il est alors estimé indispensable de développer simultanément des essais en vraie grandeur.

Pour des raisons d'économie, ces essais sont faits verticalement. Dans des tranchées remplies de coulis (C/E variant de 0,15 à 0,25, tests à 28 jours) quatre armatures type sont immergées. La surface testée est significative : 2 fois 2 m^2 (c'est-à-dire 2 faces).

Tous les renseignements concernant ces essais sont regroupés sur le tableau figure 13. Les enseignements qu'on en retire sont les suivants :

- la valeur du rapport C/E, dans les limites de la gamme essayée, influe peu sur l'adhérence,
- la rupture peut avoir lieu soit en adhérence pure, soit au contact coulis-terrain (la traction verticale favorise le phénomène);
- on peut distinguer une limite de fluage dans tous les cas;
- l'échelle relative des résultats rejoint celle des essais en laboratoire;
- les valeurs absolues résultantes sont à peu de choses près celles obtenues en laboratoire.

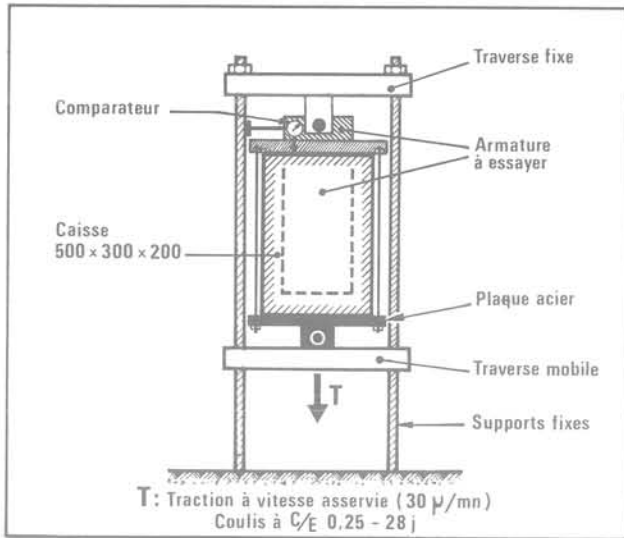


Fig. 10 Dispositif d'essai d'adhérence en laboratoire

Désignation	Représentation	Adhérence
TOLE LISSE	500 · 200 · 4	3,5 t/m
TOLE LISSE	Coulis + sable	6,2
TOLE CIMENTÉE	Poudre de ciment	3,0
TOLE SABLÉE	Sable 1,5 mm collé résine	6,3
TOLE LARMÉE	Larmes 1 mm épaisseur	8,8
TOLE LISSE + RONDS	Ø 10 soudés ←150→	7,2
BARRE NERSID Ø 25 mm	Crénelures 2 mm	15,9
BARRE NERSID Ø 32 mm	Crénelures 2,5 mm	19,8
TREILLIS SOUDÉ	Ø 8 ←200→ Ø 12	8,9
TREILLIS SOUDÉ	Ø 12 ←200→ Ø 8	11,3
$C/E = 0,25 - 28 j$		

Fig. 11 Tableau résumant les essais d'adhérence en laboratoire

Fig. 12 Courbes caractéristiques des essais d'adhérence

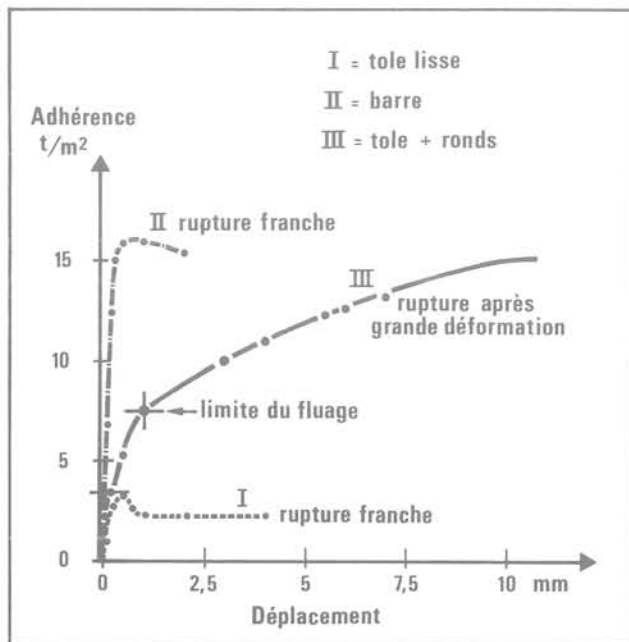


Fig. 13 Essais de traction verticale en vraie grandeur

	TOLE LISSE	TOLE + CORNIERES	TOLE + RONDS	TREILLIS
Schémas				
	2 x 1 m x 10 mm	6 cornières 50x50mm	13 Ø 10 mm	Ø 12 Ø 8 maille 75x50 mm
C/E	0,15 0,20	0,20 0,25	0,20 0,25	0,20 0,25
Fluage*	3,5 3,5	5 6	4 8	6 5,5
Rupture*	4,1 4,1	10,4 10,75	6 13	8,8 8,65
Type	A A	A A	T A	T T
* t/m²	6 essais à différentes profondeurs	A : armature coulis		T : terrain coulis
	28 j	28 j	28 j	28 j

3) Essai du dispositif retenu

Compte tenu des enseignements des programmes 1 et 2, le choix se porte sur des barres crénelées. Le diamètre 25 mm est retenu de préférence à 32 mm car il correspond mieux à l'économie du projet. Avant application en grand, un essai en vraie grandeur de traction *horizontale* est effectué.

Le dispositif est représenté figure 14. On note en particulier qu'une « garde » est réservée tant verticalement (armatures de -1 à -2 dans une paroi forcée de 0 à -3) qu'horizontalement (partie libre de 4 m pour une longueur totale de 12 m), pour limiter les effets de « paroi » et « d'extrémité ».

La traction est exercée jusqu'à la rupture, obtenue à 160 t (fig. 15a). Une analyse des vitesses de fluage mesurées à traction constante permet de définir une charge limite de fluage égale à 100 t (fig. 15b). En considérant la longueur réelle d'ancrage dans le tirant plan (29 m), on obtient ainsi une adhérence limite égale à 22,6 t par barre ($\frac{100}{8} \times 29 \times \frac{1}{16}$). Cette valeur est supérieure à la limite élastique de l'acier : l'adhérence ne constitue pas, à coup sûr, un point faible du dispositif.

3 Description de l'ouvrage

Compte tenu des études et des choix des divers constituants, le quai se présente comme un assemblage de 3 composants :

- paroi au coulis bentonite-ciment avec armatures horizontales,
- pièce de tête métallique assurant la liaison tirant-plan-voûte à tout niveau,
- voûtes en paroi moulée béton armé classique.

La figure 16 précise la position des éléments, ainsi que les épaisseurs des diverses parois. On note ainsi une surépaisseur (0,82 m) du tirant plan au voisinage des voûtes, afin de réduire le taux de contrainte au niveau de l'assise (cf. fig. 4, étude de stabilité d'ensemble).

3.1 Les armatures des tirants (fig. 17)

Elles sont disposées en deux lits verticaux parallèles espacés de 0,20 m. L'espacement vertical est variable en fonction des efforts à reprendre à chaque niveau. Rappelons qu'il s'agit de barres crénelées, acier à haute adhérence et à limite élastique de 40 kg/mm². Le taux de travail retenu est 16 kg/mm², valeur choisie en tenant compte du fait que les barres sont raboutées par soudure industrielle.

Des plaques de montage métalliques sont disposées verticalement tous les 3,50 m, pour servir de suspentes lors des manipulations. Les barres traversent ces plaques.

3.2 La pièce de tête (fig. 18)

La pièce de tête a pour fonction de reprendre l'effort résultant des voûtes (poussée vers le large) et de le transmettre aux armatures. Il s'agit d'une pièce métallique réalisée en mécano-soudure industrielle. Elle est en forme de T; des entretoises triangulaires disposées tous les 0,66 m participent à la rigidité de l'assemblage.

Cette pièce a fait l'objet d'essais préalables en usine.

La jonction entre cette pièce et les armatures est assurée par soudure, de part et d'autre d'une structure métallique.

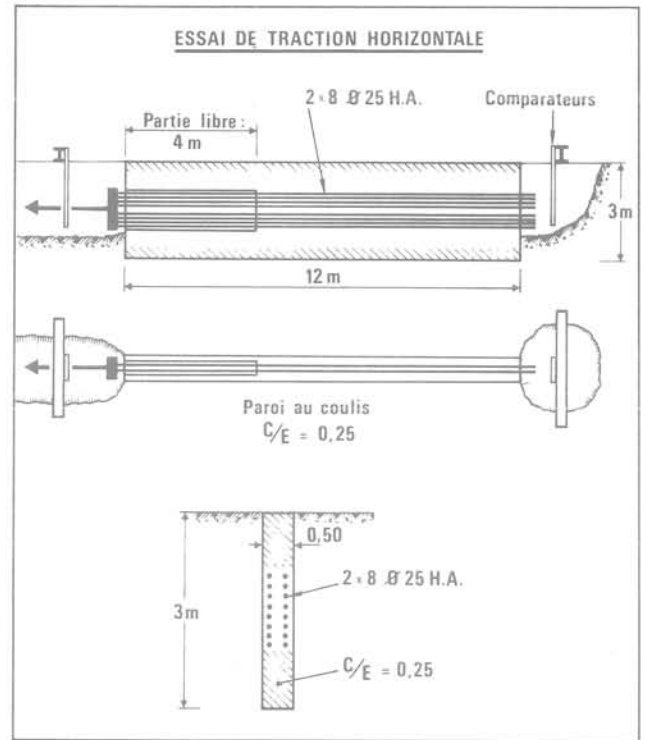
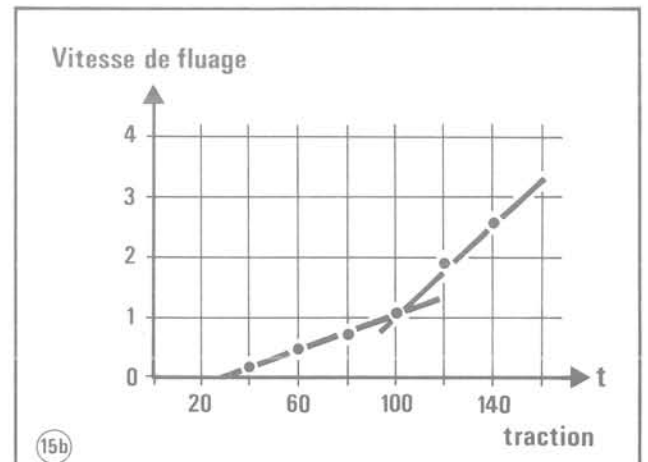
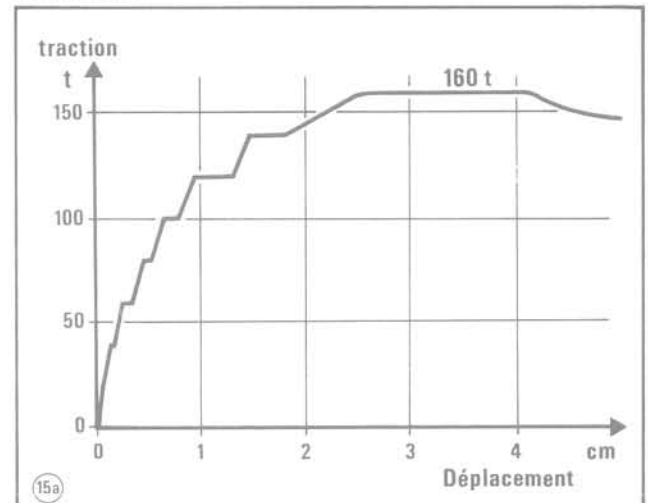


Fig. 14 Dispositif d'essai de traction horizontale en vraie grandeur

Fig. 15 Courbes caractéristiques de l'essai de traction horizontale



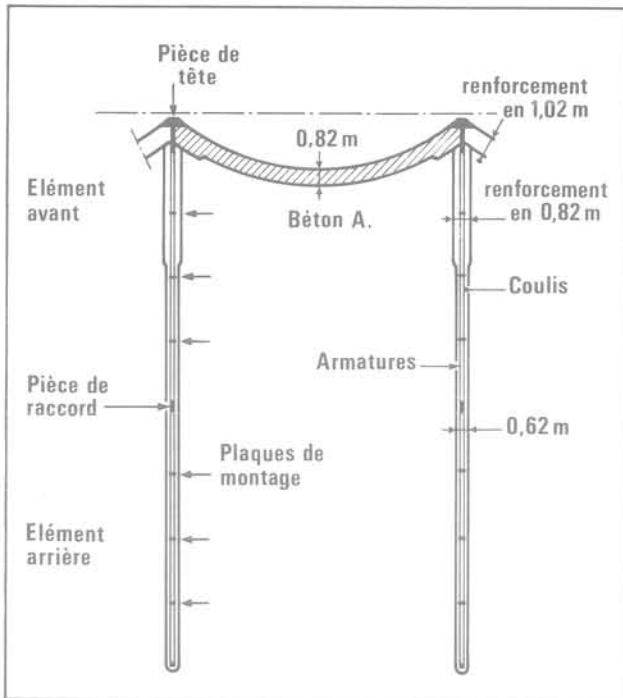


Fig. 16 Dimensions et définition d'un ensemble voûte-tirant

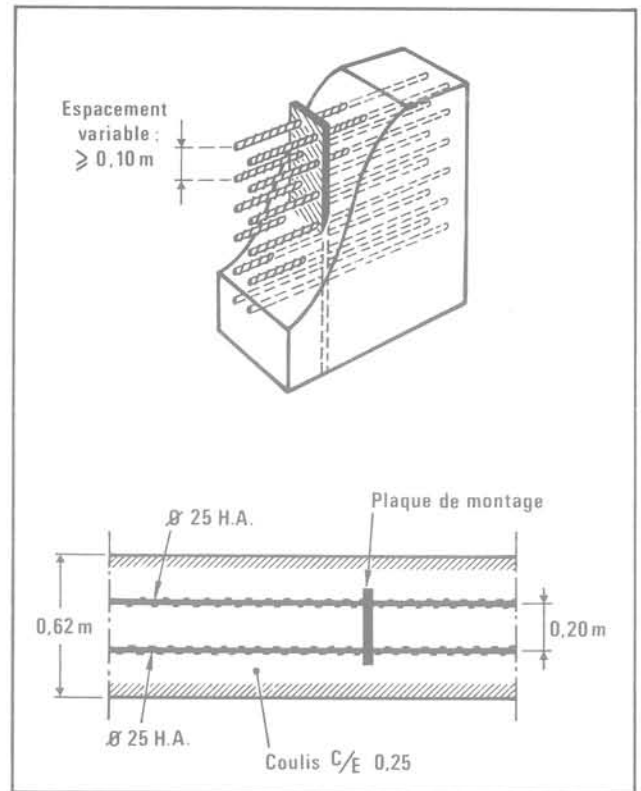


Fig. 17 Dispositions des armatures des tirants plans

3.3 La pièce de raccord (fig. 19)

Les tirants plans mesurent 29 m, pour une profondeur de 23 m environ. Une telle surface (670 m²) est excessive pour être traitée sans risque en une seule opération. Chaque tirant est décomposé en 2 panneaux : avant et arrière. Entre eux une pièce doit assurer le raccord en traction.

Cette pièce verticale est métallique. Elle comprend une pièce femelle liée aux armatures avant : un carré percé sur toute la hauteur d'un « trou de serrure »; et une pièce mâle liée aux armatures arrière : une tôle terminée par un bouton.

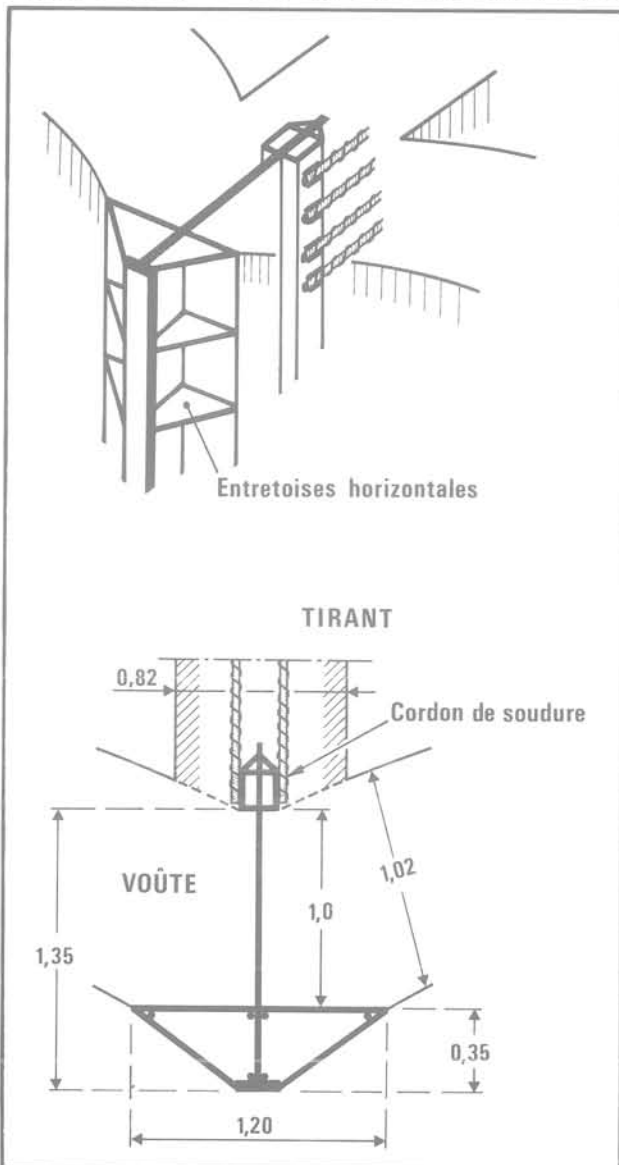


Fig. 18 Dispositions de la pièce de tête

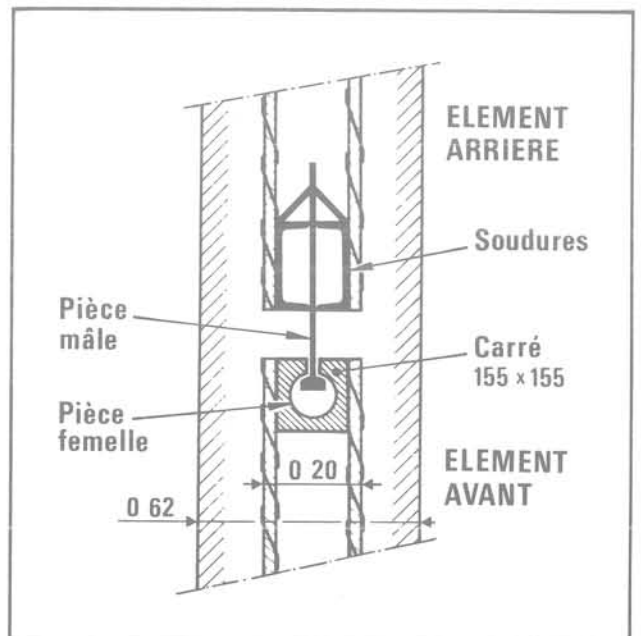
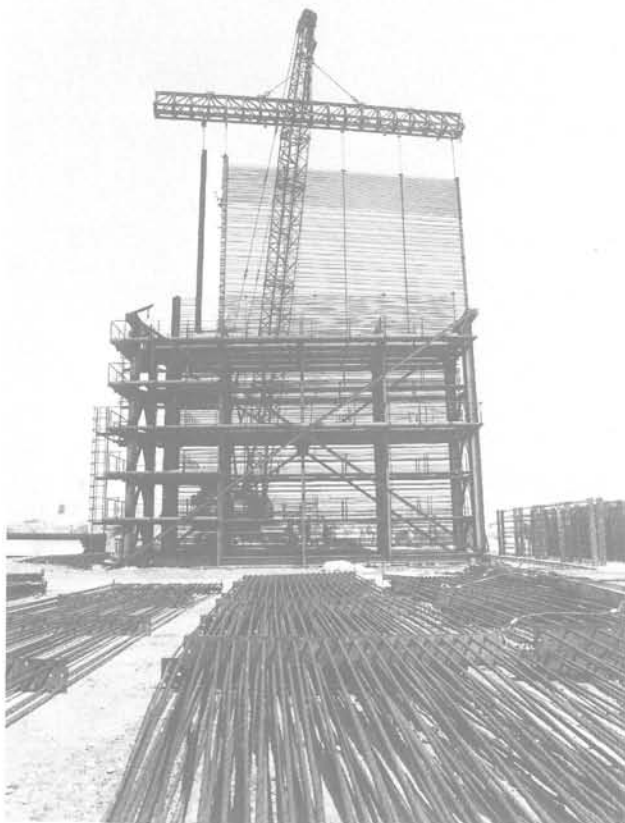


Fig. 19 Dispositions de la pièce de raccord

3.4 Montage

Toutes les pièces précédentes (armatures, plaques de montage, pièce de tête, pièce de raccord) sont fabriquées en usine et assemblées sur le chantier. Pour faciliter ce travail, un « rack » de montage est construit sur le chantier (cliché n° 1).



Cliché n° 1 Aire d'assemblage et « rack » de montage des armatures



Cliché n° 2 Présaignée à l'emplacement de la pièce de tête et d'un tirant plan



Cliché n° 3 Présaignée à l'emplacement des voûtes

4 Exécution des travaux

Les travaux se déroulent durant l'année 1978, Solétanche assurant la partie « infrastructure » et Chagnaud la partie « superstructure » : poutre de couronnement, poutre sous voie arrière de roulement des grues.

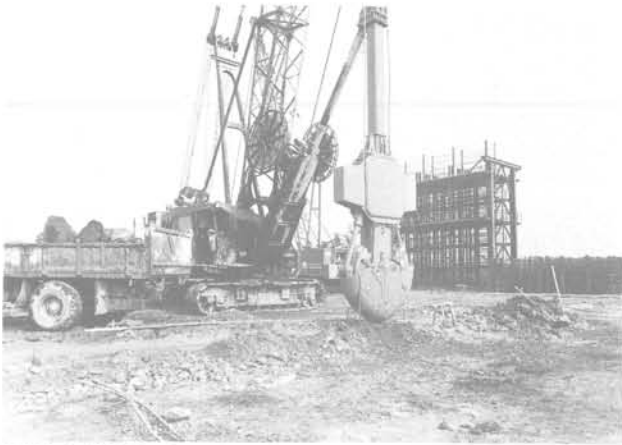
En première phase sont faites les présaignées (clichés n° 2 et 3), puis les tirants plans. La perforation a lieu sous coulis autodurcissable (cliché n° 4). La descente des armatures est faite en 4 éléments principaux : 2 pour chaque panneau avant et arrière. Rappelons que la pièce de tête fait partie des éléments d'armature avant. L'ordre chronologique est : élément bas avant, élément haut avant, élément bas arrière, élément haut arrière (fig. 20 et clichés n° 5 et 6). La jonction entre les éléments bas et haut d'un même panneau se fait au moyen de fers plats boulonnés, alors que la liaison entre les deux panneaux avant arrière d'un tirant est assurée par la pièce de raccord (fig. 19). Pendant la perforation du panneau arrière, un flexible gonflé bloque le volume femelle de la partie avant de la pièce de raccord pour éviter que le coulis n'y fasse prise. Lors de la descente des armatures arrière, le flexible est enlevé et le « trou de serrure » nettoyé avec un outil spécial. Les armatures sont laissées en suspension jusqu'à ce que le coulis ait suffisamment durci.

En deuxième phase sont faites les voûtes. La perforation a lieu sous boue bentonitique. Chaque voûte est réalisée en 2 panneaux, armés légèrement par précaution. Le bétonnage est fait de façon classique, au tube plongeur (cliché n° 7). L'épaisseur courante est 0,82 m, une zone renforcée de part et d'autre de la pièce de tête étant épaissie à 1,02 m (fig. 16).

Le tableau ci-après résume les travaux de paroi et tirants :

Désignation	Unité	Quantité
Longueur de quai	m	240
Perforation sous coulis pour tirant (épaisseur 0,62 et 0,82 m)	m ²	13 650
Perforation sous boue bentonitique pour paroi moulée (épaisseur 0,82 et 1,02 m)	m ²	6 550
Volume de béton mis en œuvre	m ³	5 500
Poids total d'acier mis en œuvre (tirants et voûtes)	t	1 100

La troisième phase consiste dans les travaux de superstructure, les voûtes ayant été arasées à la cote 0,5 (CM) et les tirants à la cote 0 (cliché n° 8).



Cliché n° 4 Perforation d'un tirant plan sous coulis auto-durcissable

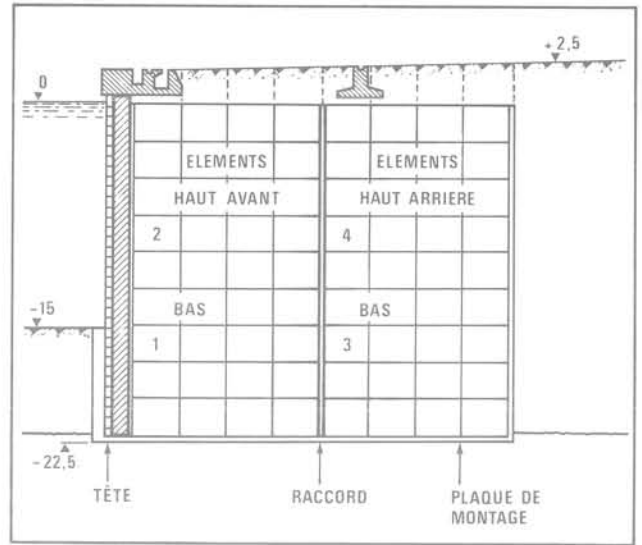
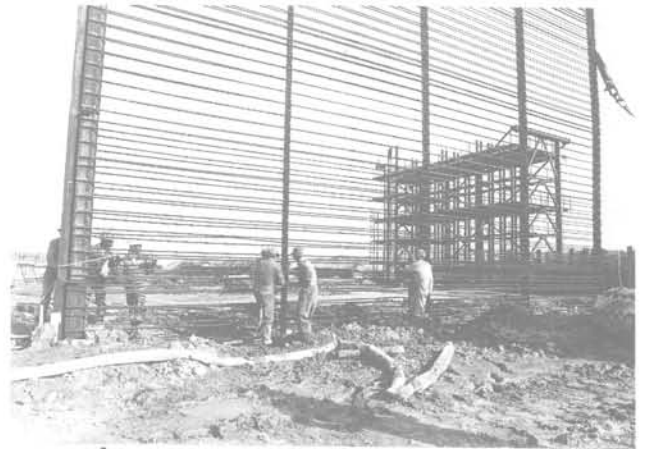


Fig. 20 Principe de mise en place des armatures des tirants



Cliché n° 5 Descente d'un élément d'armature tirant avant, avec pièce de tête et pièce de raccord femelle



Cliché n° 6 Descente d'un élément d'armature tirant haut arrière et jonction avec l'élément bas arrière correspondant. On distingue la partie mâle de la pièce de raccord

Cliché n° 7 Bétonnage d'un panneau de voûte au tube plongeur



Cliché n° 8 Coffrage et bétonnage de la poutre de couronnement du quai



La quatrième phase est le dragage devant le mur : il se déroule durant l'année 1979 (clichés n° 9 et 10). Dans un premier temps d'exploitation de l'ouvrage, la cote de dragage est -12 CM.

4 Contrôles et mesures

Le client : Port Autonome de Marseille et son conseil : MECASOL, ont prévu la mise en œuvre d'un important dispositif de contrôles et mesures avec l'assistance de CEMEREX. Nous nous limiterons ici à quelques indications.

4.1 Mouvements du quai

Deux séries de mesures sont faites : des repères topographiques (9) sont disposés en divers points de la magistrale du quai (fig. 4) et des tubes inclinométriques (17) ménagés dans le plan des tirants 10 et 11, ainsi que dans le plan médian. Avec dragage à -12 CM, sans surcharge ni traction sur les bollards, le quai se déplace de 10 mm environ.

4.2 Efforts dans les armatures

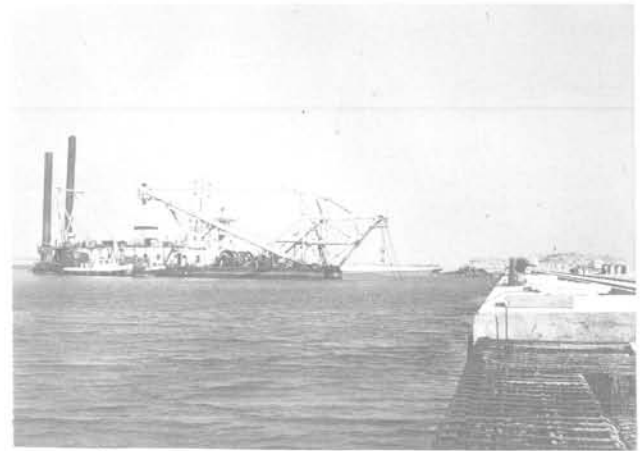
Deux séries de jauges de contraintes (extensomètres) sont collées aux armatures des tirants 10 et 11. A 5 niveaux de référence (-2, -7, -11, -13, -18,5 CM) 4 jauges sont disposées. Les mesures effectuées à l'issue du dragage à -12 CM sont reportées sur les figures 21 et 22.

On note une bonne concordance des valeurs relevées sur les deux tirants témoins et une répartition des efforts assez conforme aux hypothèses faites sur le fonctionnement de la structure.

La courbe représentée figure 23 regroupe les valeurs précédentes, en fonction de la distance à la magistrale du quai. La loi qui se dessine nettement est linéaire, à tout niveau horizontal considéré.

Il semble donc que le taux de frottement armature/coulis d'une part, et coulis/terrain d'autre part soit constant sur la longueur du tirant.

Il se confirme corrélativement que l'hypothèse d'une contrainte de cisaillement uniforme dans un plan horizontal est bonne (cf. § Stabilité interne, fig. 8b).



Cliché n° 9 Dragage devant le quai terminé



Cliché n° 10 Vue du quai depuis l'extrémité N.O.

Fig. 21 Efforts dans le tirant n° 10, dragage à -12 CM

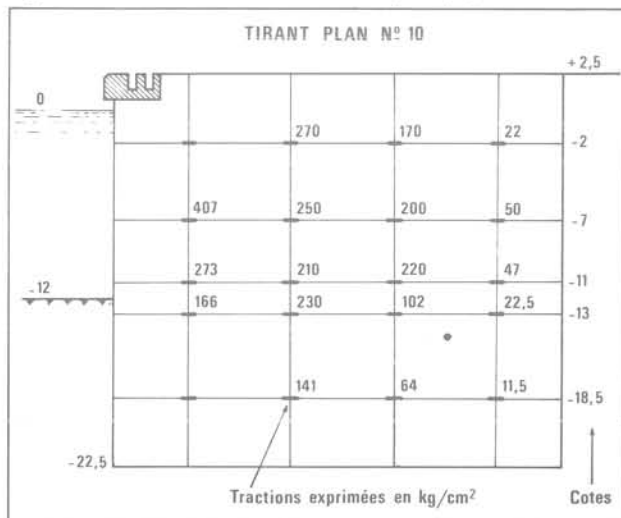
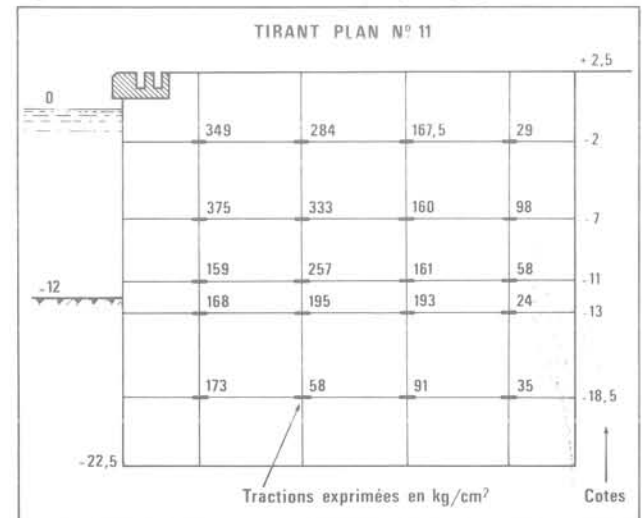


Fig. 22 Efforts dans le tirant n° 11, dragage à -12 CM



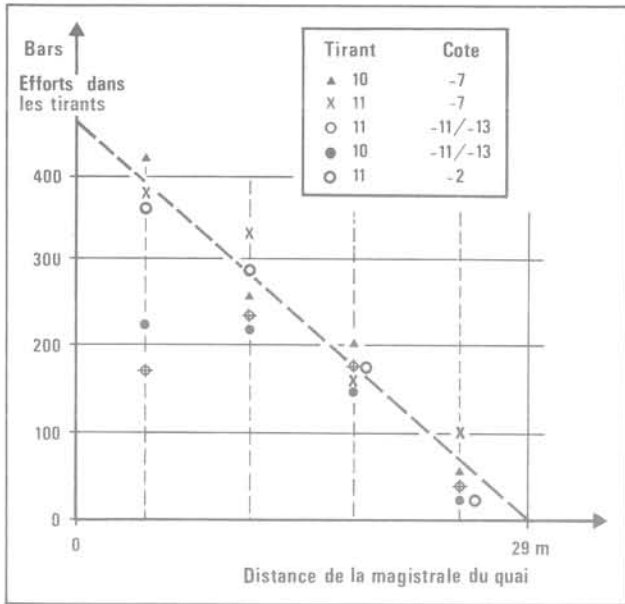


Fig. 23 Répartition des efforts dans les armatures

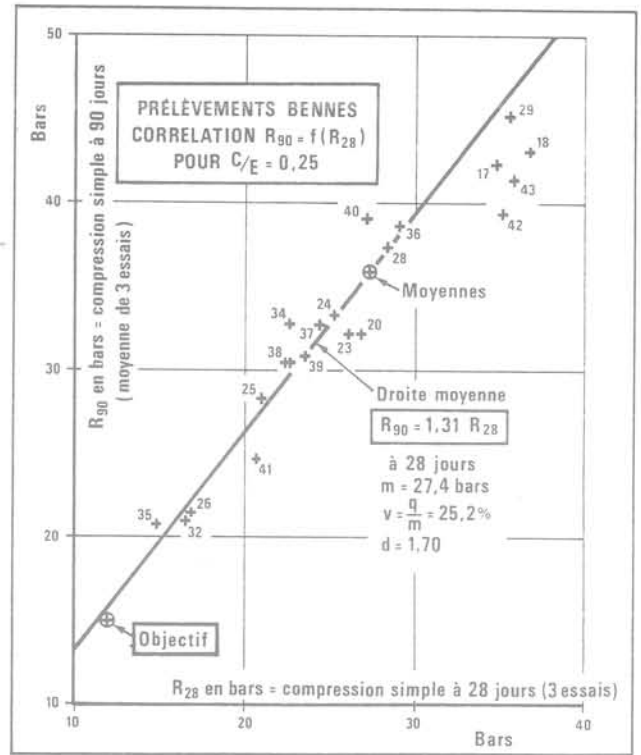
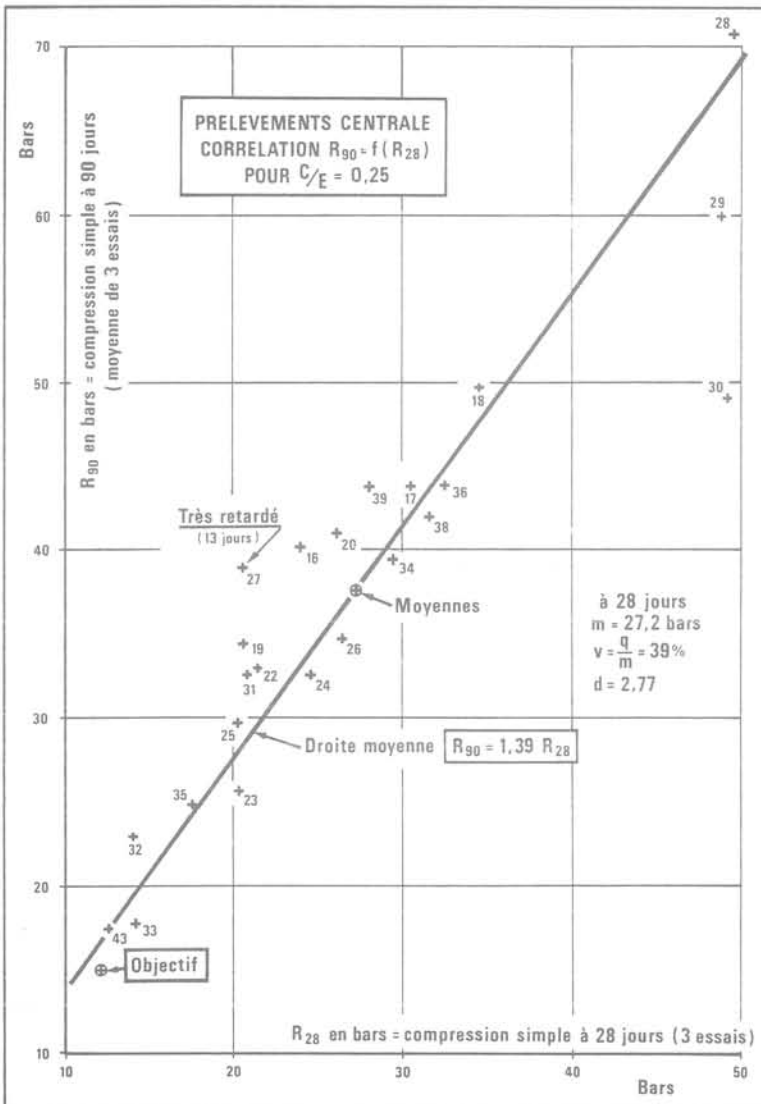


Fig. 25 Contrôle des coulis des tirants plans

Fig. 24 Contrôle des coulis des tirants plans



Notons que l'hypothèse variante d'une contrainte de cisaillement variant linéairement (par exemple) entre un maximum au droit du parement et une valeur nulle au droit du plan vertical arrière du gabion équivalent, aurait conduit à une loi parabolique pour les efforts dans le tirant plan.

La rigidité des voûtes constituant le parement du quai entraîne sans doute un certain transfert vertical des efforts de poussée et une répartition dans les tirants. Ceci explique vraisemblablement que quelques mesures, au voisinage immédiat du parement, soient inférieures à celles que l'on pourrait calculer.

4.3 Contrôles du coulis

Des contrôles nombreux sont effectués sur le coulis. Des prélèvements sont faits en centrale de fabrication et in situ dans les bennes. Ces prélèvements sont fractionnés en 9 éprouvettes : 3 d'entre elles sont écrasées à 28 jours, 3 à 90 jours, 3 sont gardées comme témoins. Le résultat des écrasements (environ 600 essais) est présenté sur deux graphiques, en corrélation résistance à 90 jours pour résistance à 28 jours (fig. 24 et 25).

Dans les deux cas, une droite moyenne peut se dégager du nuage de points ainsi obtenus. L'amélioration des résistances entre 28 et 90 jours est conforme à ce qui se passe avec ces coulis retardés (ciment CLK 325).

La variation v , quotient de l'écart quadratique moyen q par la moyenne m , donne une idée de la dispersion.

Une autre idée en est donnée par la valeur d , quotient de la moyenne m à viser pour atteindre l'objectif b à x % près, par l'objectif b lui-même. Par exemple, en loi de répartition gaussienne :

$$d = \frac{m}{m - 1,64 q} \quad b = m - 1,64 q.$$

Les deux calculs faits pour les deux types de prélèvement (centrale et benne) sont significatifs. La dispersion est fort grande en centrale : l'irrégularité dans la qualité des matériaux de base, plus que celle du fonctionnement même de la centrale, est mise en lumière. Sans doute le critère « écrasement » est « pointu », et il exacerbe le phénomène. Mais, fait remarquable, la dispersion est nettement plus faible (1,70 contre 2,77) dans les bennes : le brassage avec le terrain homogénéise le coulis et compense largement la perte de qualité intrinsèque due à la pollution par ce même terrain.

Dans tous les cas, les objectifs sont largement tenus. De plus, il ne faut pas oublier que c'est à la base des tirants (cote -22 CM) que les contraintes sont les plus élevées (50 bars). Le coulis doit avoir à ce niveau des caractéristiques de résistance nettement supérieures par effets de décantation et sédimentation.

5 Réflexion sur le projet

Les quais construits en technique paroi moulée sont en plein essor. Un certain nombre sont déjà en service, dont les caractéristiques sont plus ou moins bien connues. Nous avons essayé de faire un classement de valeur de ces ouvrages (fig. 26).

La hauteur de quai — entre la cote du terre-plein et celles de dragage — figure en abscisse. Les quais avec

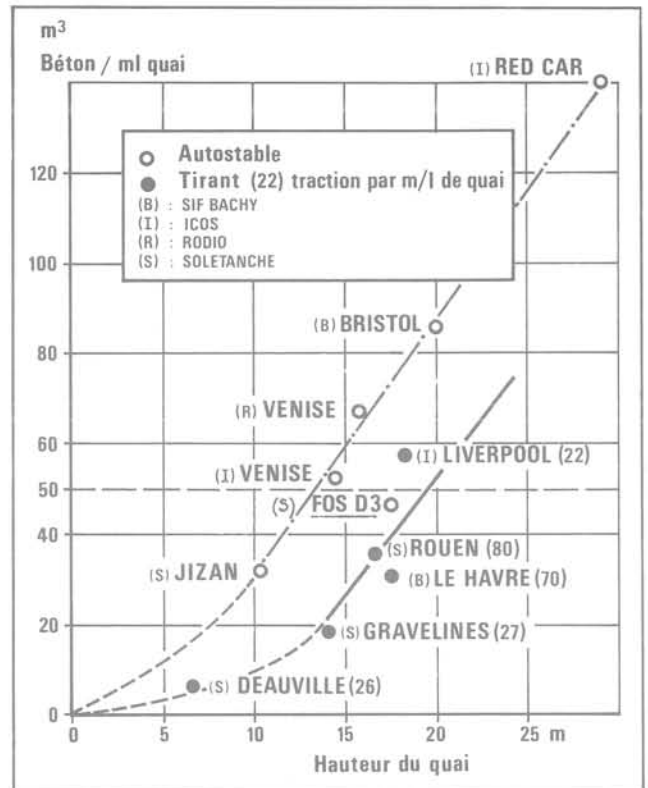


Fig. 26 Essai de classement de divers murs de quai en paroi

marée sont défavorisés (à marée basse) par ce critère. Le volume de béton armé de paroi moulée, nécessaire pour réaliser un ml de quai, figure en ordonnée. Le poids d'acier inclus dans un m³ de béton de paroi varie de 60 à 150 kg, nous ne l'avons pas détaillé. Nous avons assimilé la nature des terrains, et toutes les surcharges de calcul, à des paramètres de 2^e ordre.

Les ouvrages peuvent être classés en deux grandes catégories :

- autostables;
- avec tirants précontraints, auquel cas la force de précontrainte par ml de quai figure entre parenthèses.

Les ouvrages se répartissent assez bien sur deux courbes dont la partie principale est assimilable à une droite. Pour les quais avec tirants, la force de précontrainte, fait déplacer le point représentatif de façon logique : plus de précontrainte, moins de béton (ex. de Gravelines où on a 3 lignes de tirants).

Pour l'ouvrage de Fos, nous avons considéré le coulis des tirants plan comme du béton. Le poids d'acier unitaire est faible : 65 kg/m³. Par comparaison, le quai se place remarquablement bien sur notre « classement », et ceci met en valeur la qualité intrinsèque du projet.

Conclusion

Techniquement, le quai de la darse III du port de Marseille-Fos est une première et les éléments actuellement en notre possession montrent qu'il se comporte bien.

Nous devons remercier notre client : Le Port Autonome de Marseille, de nous avoir donné l'occasion d'appliquer cette technique et de la faire ainsi progresser.

approche pluridisciplinaire des problèmes posés par un glissement de terrain sur faible pente

par

A. Giraud

I. R. I. G. M. (Université de Grenoble)

J. P. Gourc

I. R. I. G. M. (Université de Grenoble)

L. Besson

Direction Départementale de l'Agriculture de l'Isère

D. Fabre

I. R. I. G. M. (Université de Grenoble)

1 Généralités

Le glissement étudié s'est déclenché le 9 avril 1978 sur la commune de Monestier du Percy (Isère) au lieu-dit serre des Bayles. Des mouvements importants se sont encore produits ensuite pendant quatre jours, affectant une zone de pâturages de pente faible, d'une superficie totale de 9 hectares.

L'observation des photographies aériennes antérieures (1956 et 1970) montre qu'il existait déjà à ces époques des indices de mouvement assez nets (petites niches d'arrachement fraîches, bourrelets...) surtout dans la partie NE. Cette zone n'a été que peu réactivée en 1978, les mouvements les plus spectaculaires se produisant surtout dans la partie SW sur une superficie d'environ 5 hectares.

1.1 Contexte géologique

Les « terres noires » du substratum de cette région (épaisse série de schistes sombres du Callovien et de l'Oxfordien) affleurent à l'amont et à l'aval du glissement dans le lit du torrent du Chapolet. Ces schistes sont pentés de 40° vers le SW alors que la vallée est orientée N30E et que la pente glissée (rive droite du torrent) plonge globalement vers le NW.

Sur ce substratum rocheux reposent des argiles glaciolacustres à litage horizontal qui présentent une alternance régulière de lits clairs silteux et de lits argileux plus sombres (épaisseur comprise entre 1 et 20 mm). Elles correspondent au remplissage d'un lac de barrage glaciaire datant de l'extension maximale du glacier de l'Isère au Würm II (fig. 1). Leur épaisseur qui peut atteindre 200 mètres ne doit pas dépasser quarante mètres à l'endroit du glissement, si l'on se réfère à la carte géologique à l'échelle du 1/2000 (fig. 3).

Enfin, on trouve, surmontant les argiles, une couche de un à deux mètres de formations alluviales et torrentielles, datées elles aussi du Würm.

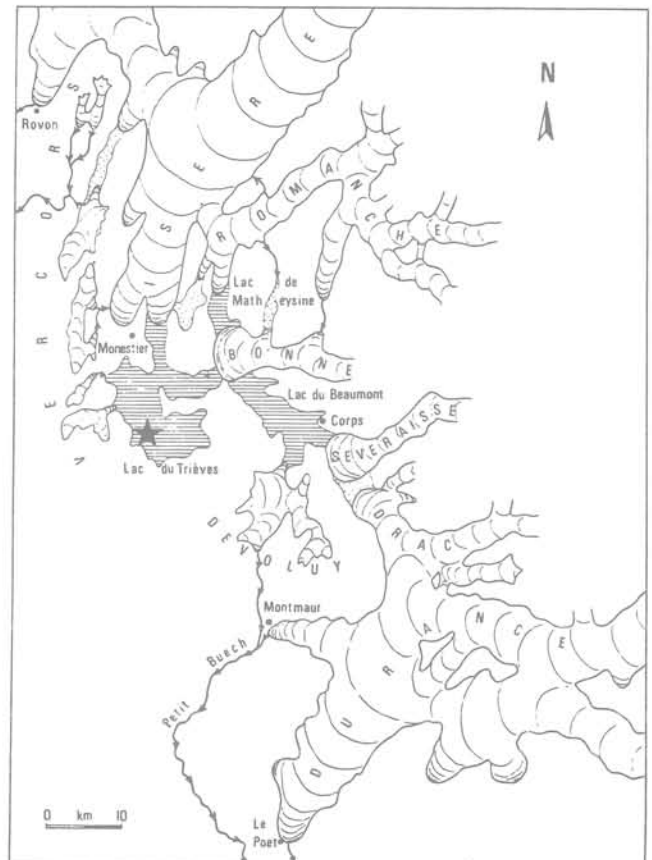


Fig. 1 Extension des glaciers au maximum du Würm et localisation du lac de barrage glaciaire du Trièves (d'après Monjuvent, 1973). Le secteur étudié est indiqué par une étoile

1.2 Conditions hydrologiques et climatiques

Avant le glissement, en amont de la zone instable, existait une zone marécageuse assez vaste dont les eaux devaient contribuer à l'alimentation de suintements observables dans la pente sur les photographies aériennes de 1956 et 1970.

Les données météorologiques analysées (fig. 2) montrent que la pluviométrie (surtout sous forme de neige) avait été forte pendant les deux mois consécutifs (203 mm en Février 1978 et 197 mm en Mars 1978) qui ont précédé le glissement. Après la fonte très rapide du manteau neigeux, liée à une période de dégel, le glissement s'est produit sous l'effet de l'augmentation des pressions interstitielles.

2 Description géologique du glissement

2.1 Cartographie

Une cartographie détaillée du glissement a été effectuée à l'échelle du 1/2000 à partir d'un orthophotoplan (fig. 3). Elle nous a permis de mettre en place certains détails importants (fissures principales, zones de rétention d'eau, lames d'argile apparentes...), de reporter la direction et le pendage du litage des varves après glissement et de situer avec précision les profils géologiques et les prélèvements d'échantillons.

Au niveau de la niche d'arrachement, nous trouvons sous vingt centimètres de terre végétale, une épaisseur de un mètre cinquante à deux mètres d'alluvions du Würm. Au contact des alluvions et des argiles varvées se produisent des suintements d'eau qui altèrent sur une vingtaine de centimètres le sommet des argiles.

Dans la partie supérieure du glissement comprise entre la niche d'arrachement et les restes du chemin, le litage est penté de 15 à 40° vers le NW. L'orientation du litage semble donc évoquer à ce niveau un glissement des blocs d'argile dans la pente.

Par contre, la surface du chemin et le litage des argiles dans tout le secteur situé en contrebas du chemin sont pentés de 20 à 40° vers le SE. La disposition de ce litage, l'aspect général de toute cette zone (basculement de blocs, effondrement locaux) suggèrent que toute la partie amont du glissement a été sujette à d'importantes distorsions. La partie basse de la zone déstabilisée semble avoir subi un écoulement plan généralisé avec des translations horizontales importantes (de l'ordre de 70 m en certains points). Enfin, en pied de glissement, une coulée a comblé le lit du ruisseau du Chapolet et en a décalé le cours d'une trentaine de mètres vers le NW. Un petit lac atteignant dix mètres de profondeur s'est formé derrière ce barrage naturel.

2.2 Recherche de la surface de rupture par géophysique

En l'absence de forage, plusieurs sondages sismiques ont été réalisés. Les résultats de cette campagne apportent quelques indications sur l'épaisseur des terrains remaniés. Ils sont cependant insuffisants pour tracer avec précision la surface de rupture la plus probable.

— Dans les argiles variées non remaniées (sondages d'étalonnage I réalisés en amont de la niche d'arrachement) les vitesses mesurées sont comprises entre 1500 et 2000 m/s.

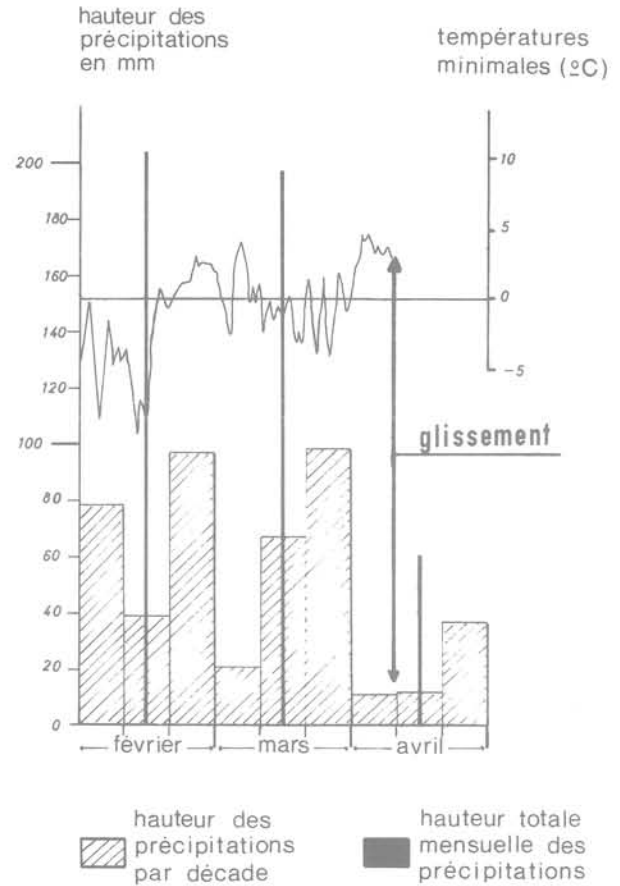


Fig. 2 Diagramme des précipitations et des températures au printemps 1978 (stations météorologiques de Lalley et de Mens, Isère)

- Le profil III réalise selon une horizontale dans le corps du glissement est à peu près symétrique. Il donne pour le terrain remanié une vitesse de 1300 m/s sur une épaisseur de six à huit mètres.
- Le profil en long II (fig. 4) est au contraire nettement dissymétrique. L'interprétation conduit à un schéma de réfracteur incliné d'environ 12° par rapport à la surface, soit 4° de contre-pente par rapport à l'horizontale. Dans la partie centrale du glissement la profondeur de la zone remaniée est d'environ 20 mètres. Les résultats de ces sondages ne permettent pas de dire où se trouve exactement le contact entre les argiles varvées et les terres noires. En effet, d'après les études menées dans la région sur le tracé voisin de la RN 75 (voir Kosseoglu 1977), les terres noires saines correspondraient à une vitesse comprise entre 2600 et 3500 m/s, mais l'altération peut abaisser ces valeurs en dessous de 2000 m/s, ce qui introduit un risque de confusion avec les argiles varvées non remaniées.

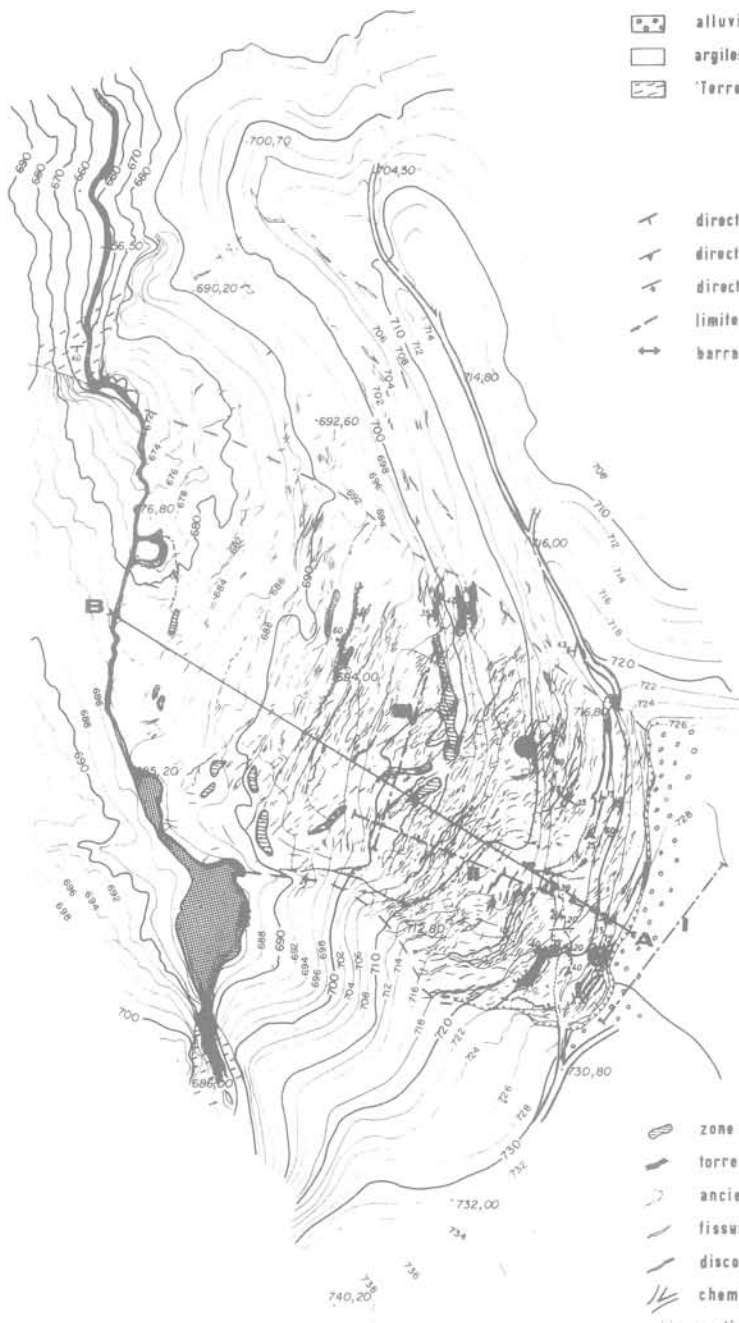
2.3 Identification géologique des argiles varvées

Quelques essais d'identification ont été effectués sur les matériaux argileux du glissement.



Légende

- alluvions würmiennes
- argiles glacio-lacustres (Würm)
- 'Terres noires' (Callovien et Oxfordien)
- direction et pendage du litage
- direction et pendage de la surface du chemin
- direction et pendage des surfaces de rupture
- limite du glissement principal
- barrage



- Prélèvement
- Profil sismique
- Coupe

- zone de rétention d'eau
- torrent
- ancien cours du torrent
- fissure ouverte
- discontinuité importante
- chemin
- vestiges du chemin
- débris de clôture
- 'lame' d'argile
- niche d'arrachement

Fig. 3 Glissement de Monestier-du-Percy (Isère)

- La granulométrie indique une proportion d'argile assez forte dans les niveaux sombres (60 % < 2 μ) légèrement plus faible dans les niveaux clairs (40 % < 2 μ). Avec une limite de liquidité de 38 % et un indice de plasticité de 17, le matériau argileux sombre se classe parmi les argiles inorganiques de moyenne plasticité dans l'abaque de Casagrande.
- Des analyses chimiques par calcimétrie et diffraction aux rayons X montre que la calcite prédomine largement dans les strates claires alors que les strates sombres comportent à parts à peu près égales la calcite, le quartz, l'illite et la chlorite.

Nature des minéraux	Strate claire	Strate sombre
Calcite	50 %	25 %
Quartz	10 %	20 %
Feldspaths	—	5 %
Illite	15 %	10 %
Chlorite	6 %	10 %
Kaolinite	6 %	5 %
Montmorillonite + I. M. C.	12 %	5 %

Tableau 1 Composition minéralogique des niveaux clairs et sombres

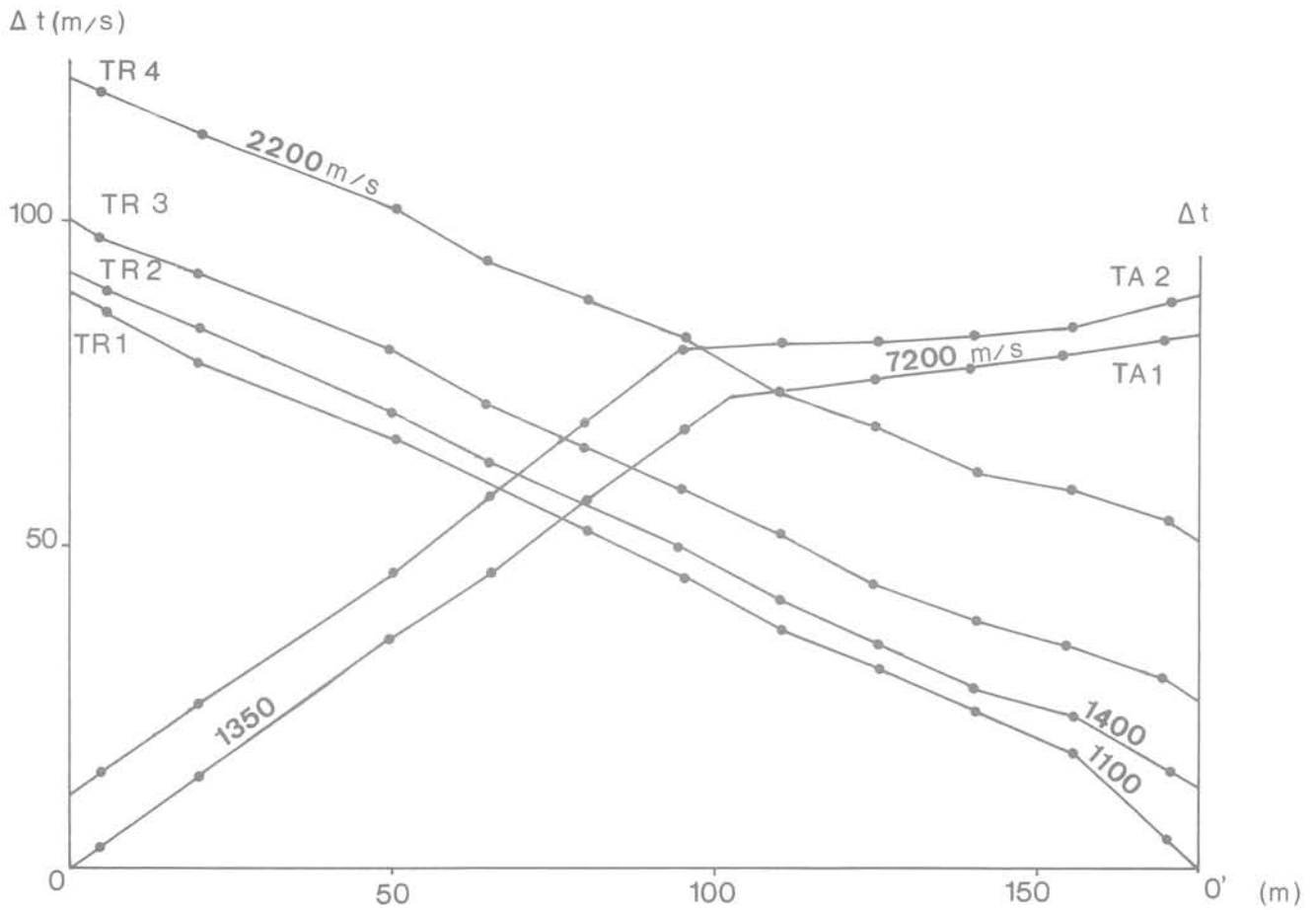


Fig. 4 Profil sismique n°11 réalisé parallèlement à la direction du glissement. La vitesse apparente de 7200 m/s s'explique par l'inclinaison de l'interface (zone glissée - roche en place) par rapport à la surface topographique

Dans la fraction inférieure à 2μ , on ne trouve, dans les deux cas, que des minéraux argileux (avec une fraction non négligeable de montmorillonite pour les strates claires).

L'interprétation de l'origine de ces argiles et de leur disposition en varves fait actuellement l'objet d'études complémentaires (comparaison avec la minéralogie des roches environnantes et avec celle des argiles d'Eybens, établissement de coupes en différentes localités de l'ancien lac...). Une synthèse en collaboration avec G. Monjuvent (Institut Dolomieu) doit être prochainement publiée.

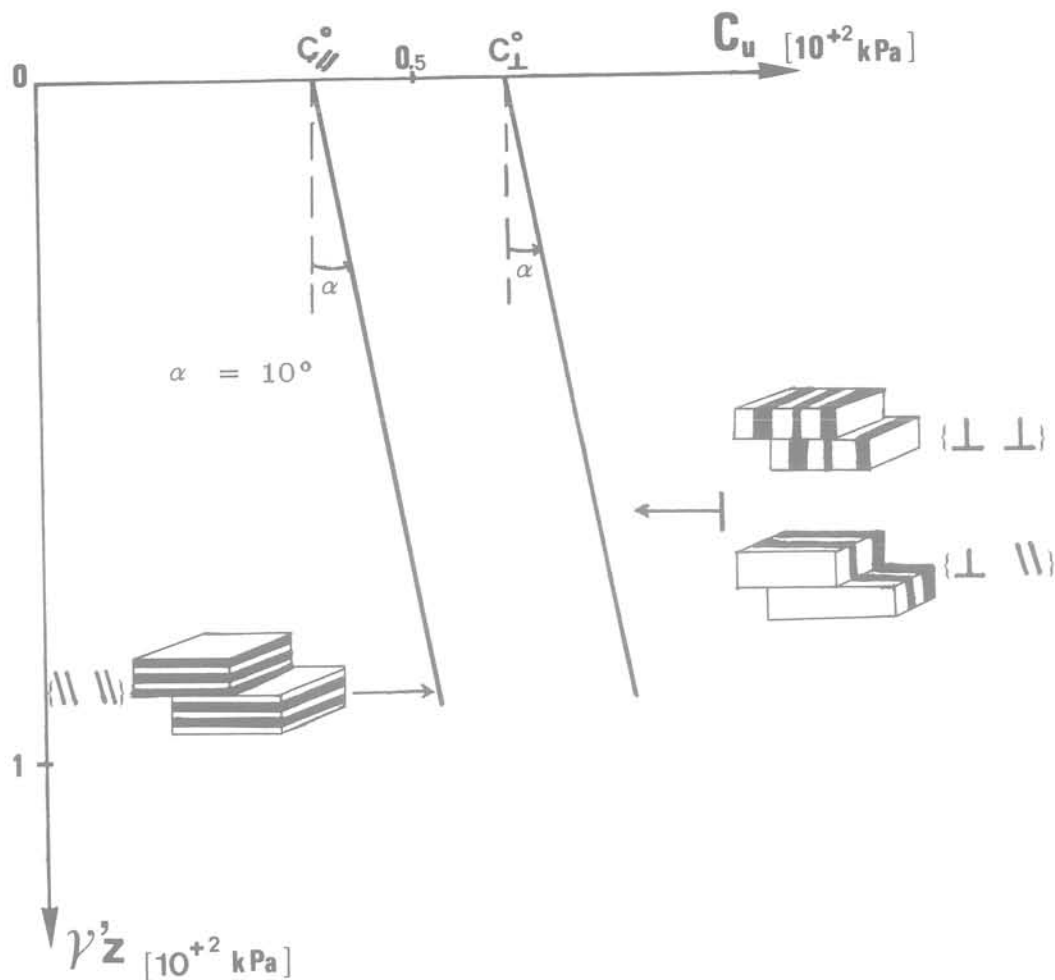
3 Analyse mécanique des conditions de glissement

A partir de données physiques limitées, nous avons fait une tentative de reconstitution du mode de glissement. Nous avons établi un programme de calcul, adapté aux stabilités de pentes dans des massifs à litages horizontaux, qui pourrait constituer un mode de reconnaissance rapide des zones critiques dans des sites comparables.

3.1 Propriétés mécaniques de l'argile varvée

Le glissement s'est produit brusquement à une époque de forte humidité dans un massif saturé. On considérera donc la stabilité à court terme de la pente. Nous caractériserons le matériau par sa cohésion non drainée C_u ($\phi_u = 0$) à la teneur en eau de saturation ($w_{sat} = 28,5 \%$).

La cohésion non drainée a été déterminée à partir d'essais de cisaillement rapide (essai Casagrande) et nous avons pris en compte la résistance mécanique résiduelle au palier, étant donnés les grands déplacements à considérer le long de la surface de glissement. Ces essais ont été effectués sur des échantillons à section carrée de $100 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$ (vitesse de déplacement horizontal : 10 mm/minute) avec un bâti Casagrande classique, et sur des échantillons de largeur 250 mm et de longueur 400 mm (vitesse de déplacement horizontal : 20 mm/minute) avec un bâti spécialement conçu à l'I.R.I.G.M. pour des recherches sur le « rôle de l'échelle ». Ce boîtier de grandes dimensions a permis d'obtenir des surfaces de glissement d'aspect beaucoup plus conforme aux observations faites in situ : présence de stries et autres



parallèlement aux litages :

$$C_u = C_{//}^0 + \gamma' z \operatorname{tg} \alpha$$

pour tout autre plan de cisaillement :

$$C_u = C_{\perp}^0 + \gamma' z \operatorname{tg} \alpha$$

$$C_{//}^0 = 0,365 \cdot 10^{+2} \text{ kPa}$$

$$C_{\perp}^0 = 0,62 \cdot 10^{+2} \text{ kPa}$$

Fig. 5 Résistance au cisaillement anisotrope (argile varvée)

marqueurs de déplacement (« tectoglyphes » dus à des hétérogénéités locales), suivant le plan de glissement; formation d'un plan de cisaillement correct très difficile à engendrer dans un petit boîtier à cause du mouvement des blocs les uns par rapport aux autres, suivant le plan d'anisotropie.

De la série d'essais mécaniques effectués, on peut tirer les conclusions suivantes sur le massif d'argile varvée.

* Homogénéité horizontale

Le dépôt des couches d'argile s'étant effectué dans un lac de grandes dimensions et dans des conditions de sédimentation très calme, on peut compter sur une bonne homogénéité horizontale du matériau, malgré l'importance du glissement considéré (plus de 300 m de longueur pour le profil AB). Les essais mécaniques pour deux prélèvements (1 et 2, fig. 3), l'un au centre de la zone déstabilisée (2), l'autre au niveau de la niche d'arrachement (1), le confirment d'ailleurs.

* Variation de la cohésion avec la profondeur

Les difficultés d'accès n'ont pas permis d'effectuer des prélèvements à forte profondeur, mais une étude comparative avec les résultats obtenus au « vane-test » sur le site analogue de Ponnas (même matériau, valeurs de la cohésion concordantes avec celles de Monestier du Percy) nous ont permis de fixer une loi de variation de la cohésion avec la hauteur de sédiments susjacents :

$$C_u = C_0 + \gamma' z \operatorname{tg} \alpha$$

z étant la profondeur à partir de la crête (point A : z = 0, voir fig. 8).

j Anisotropie discontinue

L'essai Casagrande est le plus approprié pour un étude de la variation de la résistance au cisaillement avec l'orientation du plan de glissement, puisque dans cet essai, ce plan est imposé.

Nous avons effectué des essais de cisaillement suivant les trois plans principaux : plan horizontal des litages et les deux plans perpendiculaires (fig. 5). La structure de l'argile varvée se traduit, au point de vue mécanique, par une anisotropie discontinue : les plans de litage représentent les seuls « plans de faiblesse », la cohésion étant constante, à profondeur donnée pour toute autre orientation.

Les essais $|\perp \parallel|$ et $|\perp \perp|$ qui donnent la même résistance mécanique sont dorénavant groupés sous l'appellation $|\perp|$ et les essais $|\parallel \parallel|$ deviennent essais $|\parallel|$. Dans les calculs on prendra :

- $C_u = C_u^\parallel$ pour un plan de cisaillement horizontal;
- $C_u = C_u^\perp$ pour tout plan de cisaillement non horizontal.

3.2 Étude de stabilité

Nous avons effectué une étude de stabilité bidimensionnelle sur un profil « axial » du glissement, le profil AB (fig. 3 et fig. 11), pour lequel nous disposons de renseignements suffisants (topographie avant et après glissement — profils sismiques — rotations du litage) et où les effets de bords (remontée en surface des terres noires) n'apparaîtront pas.

a) Indication de surface sur la zone en glissement

Soit A le sommet du profil considéré, correspondant à la niche d'arrachement, et B le pied du glissement correspondant à la présence de lames d'argile.

L'examen comparatif avec des photos aériennes (1970) permet d'évaluer le déplacement de certains points : le chemin avant glissement se trouvait en crête, un buisson situé dans la partie médiane du profil a subi un déplacement horizontal de soixante dix mètres environ...

La pente avant glissement peut être considérée comme uniforme ($\beta_i = 11^\circ 6'$). On assimilera également pour le calcul la pente finale à une pente uniforme ($\beta_f = 8^\circ$). Ceci est en accord avec le remblaiement important en aval du pied B du glissement et le décalage d'une trentaine de mètres du cours du ruisseau (voir § 2.1).

b) Indication en profondeur sur la zone en glissement

Les profils sismiques II (suivant le profil AB) et III (perpendiculairement au profil AB) permettent de caler les résultats théoriques en apportant une indication sur la profondeur de sol remanié (fig. 11).

Par ailleurs, le comportement anisotrope des argiles varvées suggère que le plan horizontal est une direction préférentielle de glissement. La méthode du cercle de glissement n'autorise pas la prise en compte d'une telle anisotropie. Nous supposons donc une ligne de glissement polygonale avec mobilisation de la cohésion minimale C_u^\parallel (fonction de z) suivant le plan horizontal, et une cohésion C_u^\perp (fonction de z) pour les plans de glissement inclinés (fig. 8).

Enfin, comme il s'agit d'un massif d'argile saturée en écoulement plastique, nous considérerons que le glissement se fait à volume constant (pas de foisonnement de la zone en mouvement).

c) Cinématique du glissement

L'ensemble des indications précédentes nous permet de supposer la cinématique suivante : la surface de glissement est polygonale avec un plan en pied tangent à la lame d'argile émergente (à 30°), et avec dans sa partie médiane, un plan parallèle aux litages horizontaux. Le glissement s'est traduit (fig. 6 et fig. 11), dans

la partie amont du profil par un effondrement avec distorsions locales (litages à 15° en crête et surface du chemin basculée de 30°), et dans la partie aval par une translation horizontale non uniforme (fissures de traction nombreuses en surface). Cette translation est due au recul du pied B du glissement (translation ΔL), mettant en butée le massif de sol aval et décalant le cours du ruisseau.

d) Détermination de la surface de glissement initiale

L'originalité de cette étude de stabilité est de permettre de retrouver la géométrie avant glissement du massif de sol instable. Cette démarche a deux avantages :

- Il est évidemment plus logique d'étudier l'instabilité du massif juste avant glissement (suivant ce que nous appellerons la surface de glissement initiale) plutôt qu'après glissement (suivant l'état final de la surface de glissement ou surface de glissement finale). Ces deux surfaces se différencient dans la partie basse du glissement.
- Il est intéressant d'obtenir une estimation des déplacements (ΔL , ΔH) en pied du glissement.

La surface de glissement finale est déterminée, une fois connus les paramètres géométriques (D_r , θ) (fig. 6). Le calcul de stabilité du paragraphe suivant va nous permettre d'en trouver les valeurs critiques.

La surface de glissement initiale (avant écoulement) correspondant à ces valeurs est reconstituée en écrivant la non-variation de volume du massif de sol en mouvement (fig. 7). On en déduit par ailleurs les déplacements ΔL et ΔH en pied de glissement.

e) Modalités du calcul

Nous appliquons la méthode des blocs avec résultante nulle au massif de sol « initial » avant glissement (fig. 8). Le coefficient de sécurité F est défini par :

$$C_u \text{ mobilisée} = \frac{C_u}{F}$$

Pour chaque élément plan de la surface de glissement, on prend en compte la cohésion C_u correspondant à la profondeur z moyenne de ce plan (fig. 8).

Pour chaque géométrie supposée de la surface de glissement finale (D_r , θ fixées), on détermine la surface de glissement initiale associée (ΔH , ΔL) et le coefficient de sécurité correspondant (F).

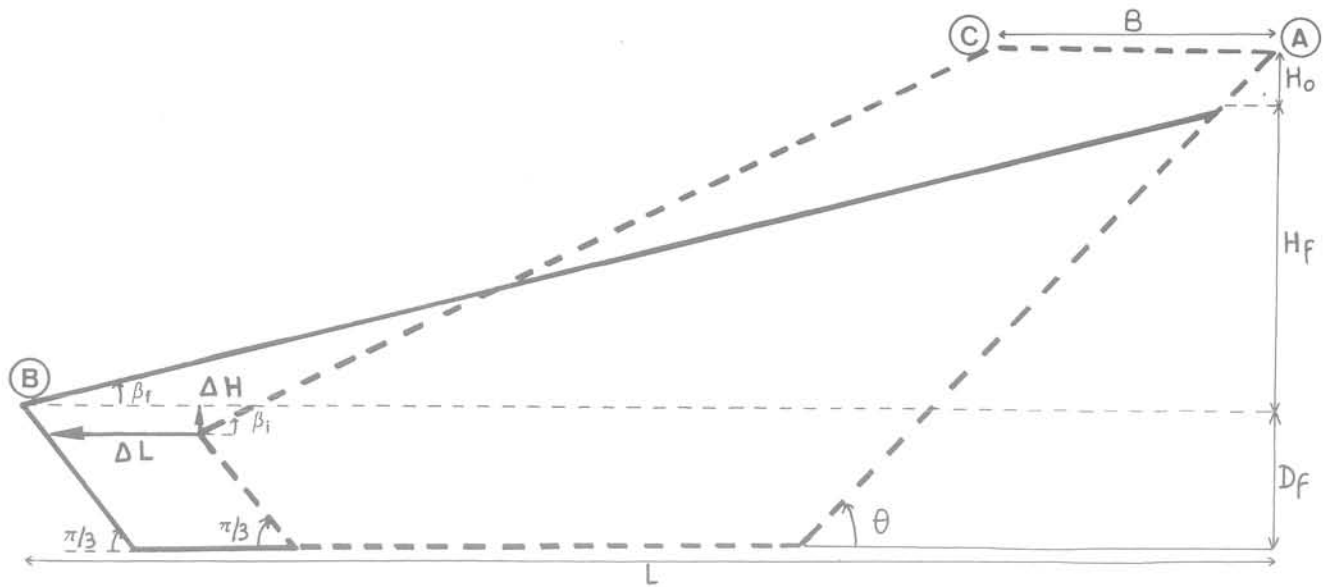
f) Résultats

Quelle que soit la profondeur D_r , F passe par un minimum pour $\theta = \theta$ critique $\approx 38^\circ$ (fig. 9).

Pour $\theta = \theta$ critique, F diminue continûment avec la profondeur (fig. 10). On retrouve un résultat classique pour les sols cohérents purs : lorsque la résistance au cisaillement augmente peu avec la profondeur, on obtient toujours une rupture en profondeur.

g) Estimation de la surface de glissement réelle

Le coefficient de sécurité $F = 1$ est atteint à partir d'une profondeur $D_r = 17$ m. Si l'on admet comme acceptables les hypothèses à la base de ce calcul, on admet qu'il s'agit de la profondeur de glissement réelle. Ceci rend vraisemblable la présence des terres noires à cette profondeur ou du moins la présence d'un substratum plus consistant empêchant une rupture plus profonde. De plus, notons que $D_r = 17$ m est en accord avec les profils sismiques (fig. 4 et 11) et que le déplacement en pied correspondant ($\Delta H = -0,5$ m; $\Delta L = +27,5$ m) (fig. 10) est compatible avec les déplacements des points repères évalués dans le profil AB.



Paramètres fixés :

$$L = 229 \text{ m} \quad B = 31 \text{ m} \quad H_f + H_o = 35,5 \text{ m} \quad \beta_i = 11^\circ,6 \quad \beta_f = 8^\circ$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 2000 \text{ daN/m}^3$$

L'hypothèse de non variation de volume du massif de sol en glissement permet de déterminer

$$\Delta H = f(D_f, \theta)$$

$$\Delta L = f(D_f, \theta)$$

- surface de glissement initiale (avant glissement)
- surface de glissement finale (après glissement)

Fig. 6 Non variation de volume du massif de sol en glissement

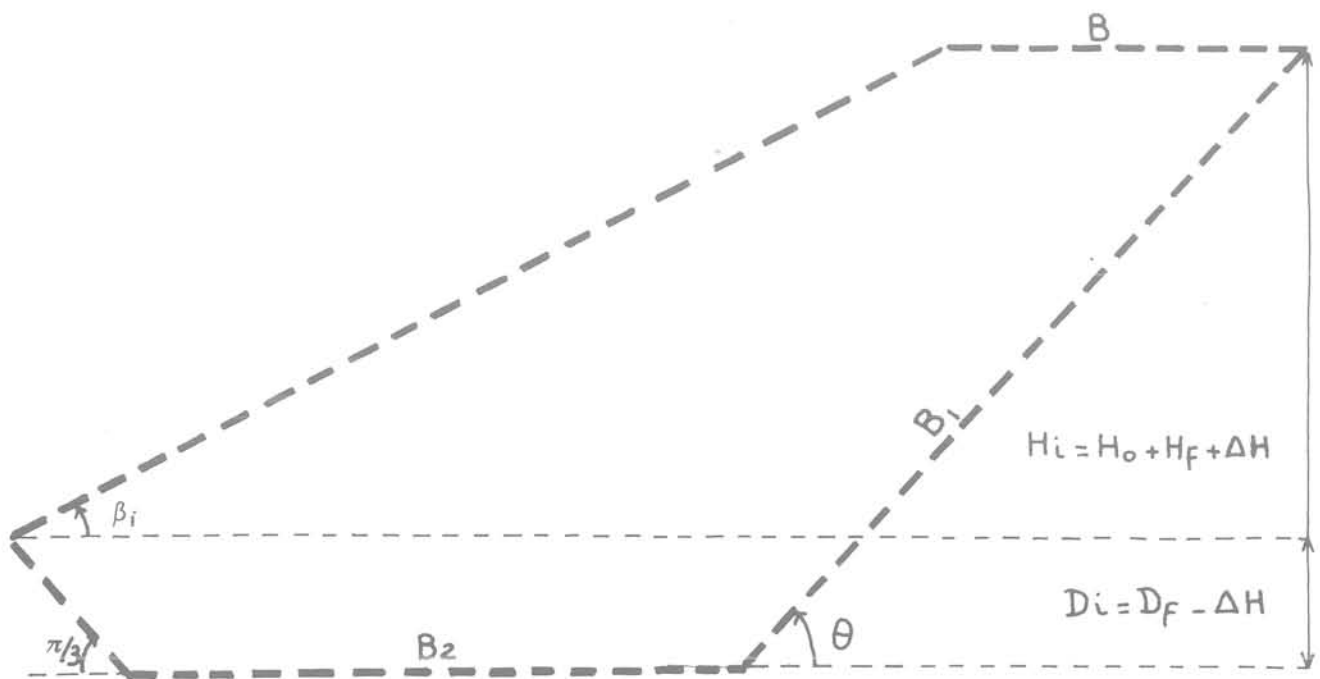
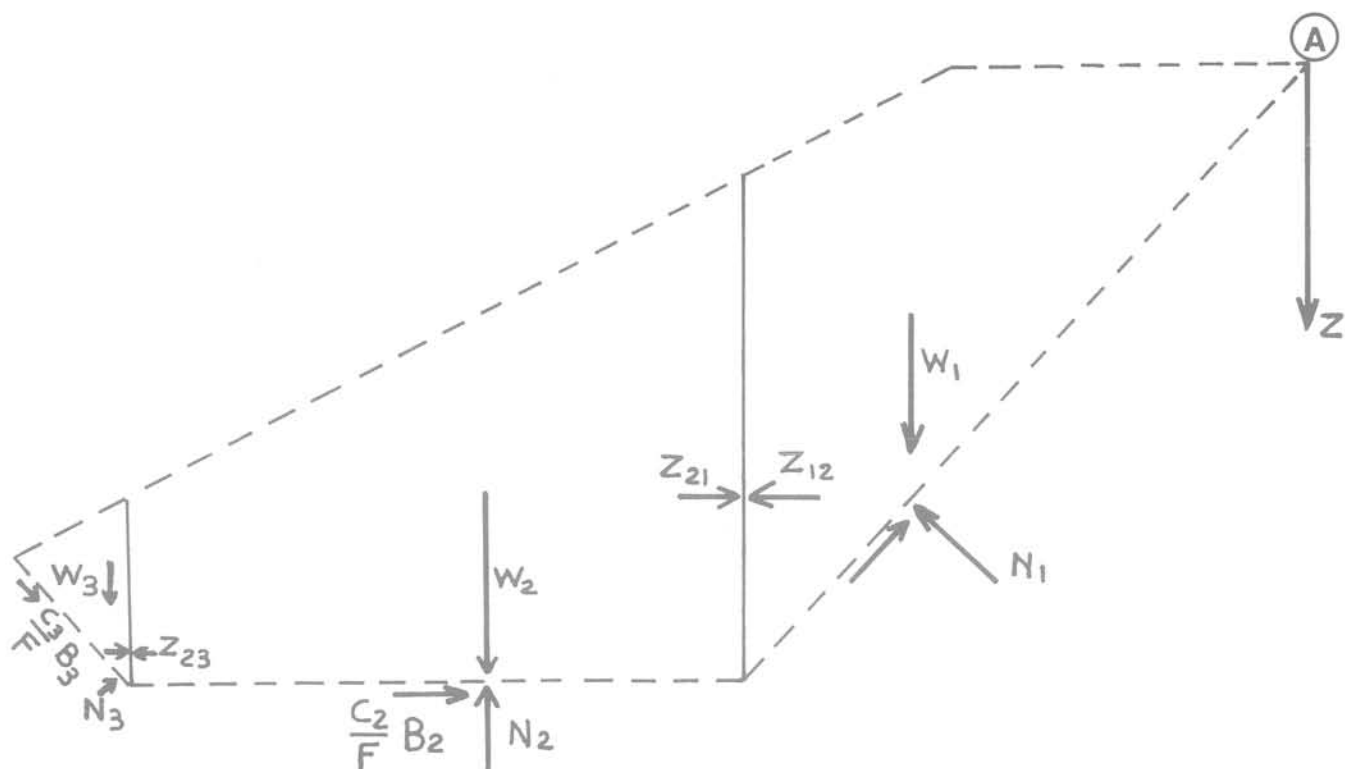


Fig. 7 Dimensions du massif de sol avant glissement (pour D_f, θ fixés)



Méthode de la résultante nulle :

- Equilibre des forces pour chacun des trois blocs
- Efforts inter-blocs supposés horizontaux
- Cohésion non drainée prise en compte :
 fonction de l'orientation de la base du bloc considéré
 fonction de la profondeur moyenne de la base de ce même bloc

$$C_1 = C_{\perp}^0 + \gamma' z_1 \operatorname{tg} \alpha = C_{\perp}^0 + \gamma' \cdot \left[\frac{D_i + H_i}{2} \right] \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

$$C_2 = C_{\parallel}^0 + \gamma' z_2 \operatorname{tg} \alpha = C_{\parallel}^0 + \gamma' \cdot [D_i + H_i] \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

$$C_3 = C_{\perp}^0 + \gamma' z_3 \operatorname{tg} \alpha = C_{\perp}^0 + \gamma' \cdot \left[\frac{D_i}{2} + H_i \right] \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

Fig. 8 Détermination du coefficient de sécurité

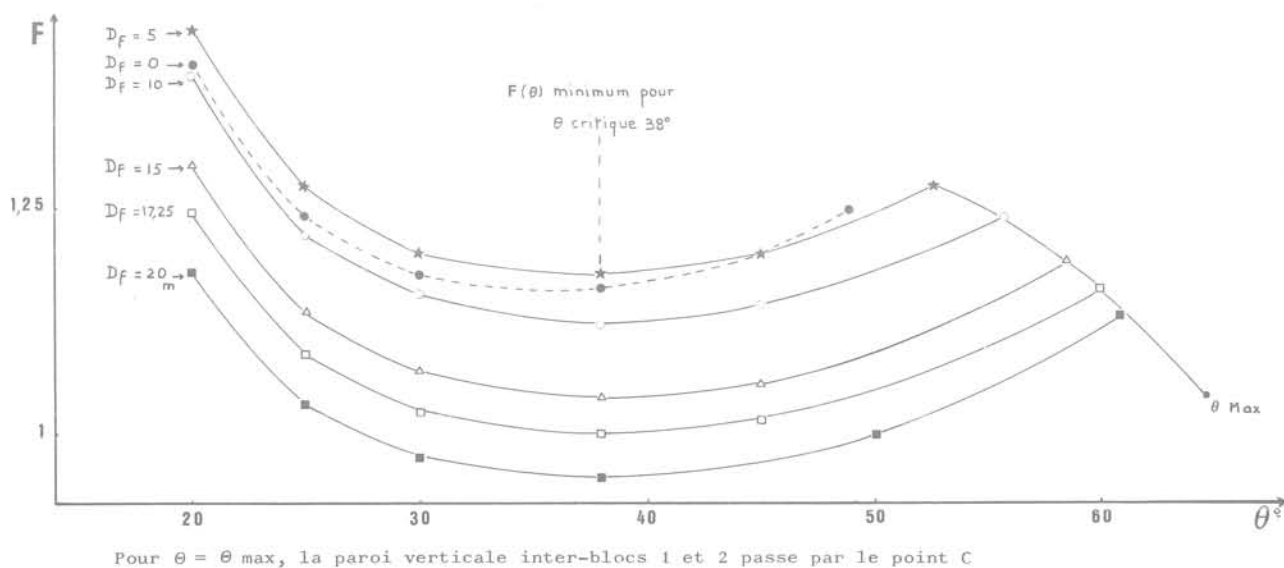


Fig. 9 Variation de F en fonction de D_f et Θ

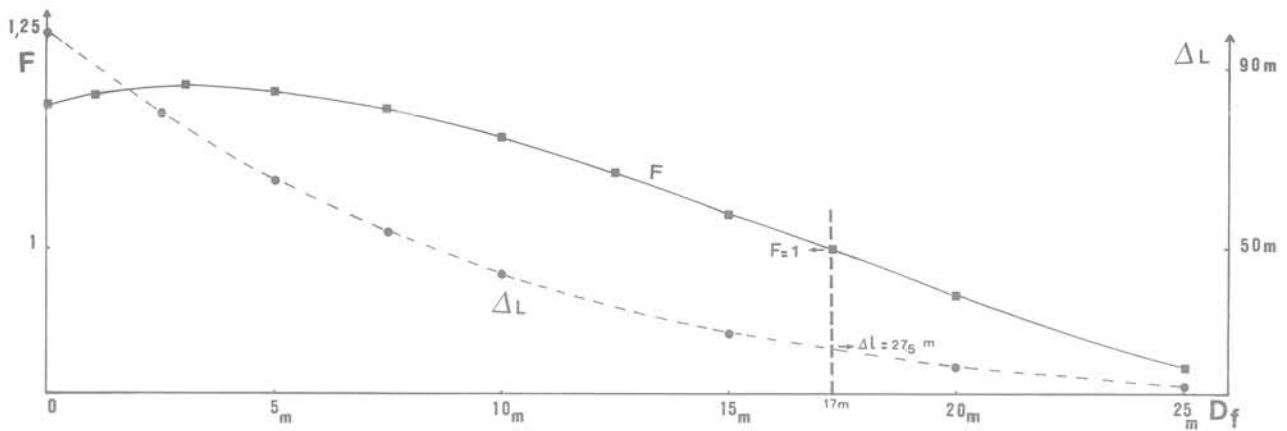


Fig. 10 Variation de F et ΔL en fonction de D_f' pour $\Theta = \Theta_{\text{critique}} = 38^\circ$

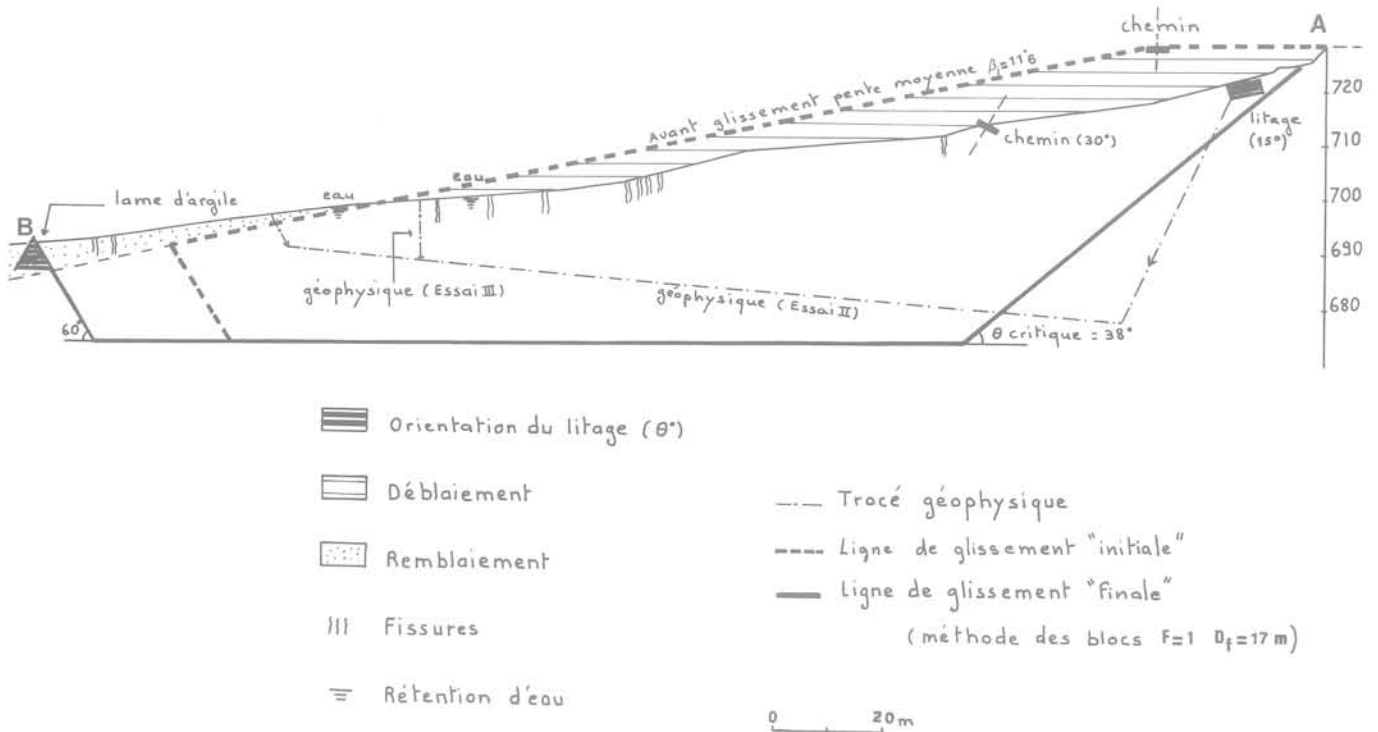


Fig. 11 Profil « axial » du glissement : observations, mesures et résultats de l'étude de stabilité

4 Solutions envisageables et implications administratives

Il était financièrement exclu, étant données l'ampleur du glissement et la valeur des biens effectués, d'entreprendre une remise en état des terrains glissés pour les rendre à leur vocation première. Il importait donc de proposer des solutions simples pour empêcher l'extension du mouvement et restaurer les terrains glissés en leur trouvant une nouvelle vocation.

Cette tâche incombait à la Direction Départementale de l'Agriculture.

4.1 Mesures immédiates

- Les premiers travaux envisageables devaient concerner l'assainissement des zones marécageuses situées à l'amont du glissement pour diminuer les possibilités d'infiltration des eaux vers la couche d'argile varvée.
- Par ailleurs, il fallait consolider un petit barrage situé en aval du glissement qui avait été endommagé par les remous du torrent et les coulées boueuses consécutives au glissement. Enfin, le chemin communal traversant le glissement devait être rétabli.

Pour ces travaux de drainage, de reprofilage du ruisseau, de consolidation du seuil et d'aménagement d'un nouveau chemin (devis global 200 kF) une subvention à 75 % du Département put être obtenue rapidement.

Simultanément aux travaux engagés, le Maire présente, par l'intermédiaire de la D.D.A. un dossier au Comité Départemental d'Expertise des Calamités Agricoles. Bien que ce type de dégradation ne soit pas, en général, pris en compte par le Comité, l'importance des dégâts incitait à ouvrir un dossier. En effet, au cours de ces quatre jours, 9 ha de pâturages et de terres cultivables avaient été emportés et devenaient inutilisables. Étaient donc concernés par ce sinistre les propriétaires et les exploitants, puisque la plupart de ces terres étaient louées à des éleveurs.

Après examen, le sinistre fut retenu comme calamité agricole par arrêté interministériel, pris par les ministres de l'Agriculture et de l'Économie, en date du 14 juin 1979. L'indemnisation des propriétaires et des exploitants par le Fonds de Garantie des Calamités Agricoles était dès lors possible.

4.2 Recherche d'une solution pour le reclassement des terrains glissés

A plus long terme se pose la question du devenir des surfaces glissées. Du point de vue économique et même technique, les observations faites sur l'importance du glissement (forte épaisseur de la zone remaniée, désorganisation complète de la topographie et du drainage naturel...) ne permettent pas d'espérer recréer des cultures, ni même des pâturages.

Pour ce type de terrain, une solution paraît être l'achat par l'État en vue de la création d'une série domaniale de Restauration des Terrains en Montagne (série R.T.M.). Elle présente l'avantage de soulager la commune des dépenses nécessaires pour assurer une certaine sécurité sur les 9 ha du glissement. Les opérations à mener dès lors par l'État sont, dans l'ordre, le drainage, la correction torrentielle, le réembroussaillage puis le reboisement des terres.

4.3 Quelques réflexions

Le glissement de terrain de Monestier du Percy est un bon exemple de dégradation par l'érosion d'une zone fragile et peu peuplée du territoire national.

En dehors des conditions climatiques particulières, agissant le plus souvent comme élément aggravateur et déclencheur d'un phénomène déjà préprogrammé au niveau du terrain, on peut incriminer avant tout l'exode rural et la perte de main d'œuvre et de savoir-faire local. Les anciens connaissaient les techniques et l'intérêt de l'entretien des moindres éléments du réseau hydrographique naturel et artificiel.

On remarque une certaine prise de conscience des citoyens vis-à-vis de l'importance des facteurs déterminant notre environnement, mais paradoxalement, ceci se traduit par un transfert progressif de responsabilité sur les collectivités locales, puis sur l'Administration et l'État.

Au niveau des moyens mis en œuvre pour restaurer les terrains après dégradation naturelle, on doit noter enfin la faiblesse des budgets communaux et le relais indispensable des budgets départementaux, régionaux ou nationaux.

On peut penser raisonnablement que, selon le vieil

adage « mieux vaut prévenir que guérir », l'action des collectivités locales et des services techniques départementaux pourrait être renforcée par la création d'un corps de surveillance et d'entretien des terres comme il en existe pour les routes et au moins partiellement pour les avalanches (observations nivométrologiques et relevés topographiques effectués par les agents forestiers).

5 Conclusion

Les méthodes d'analyse des mouvements de terrain sont aujourd'hui bien au point. Mais pour aboutir, à partir de l'interprétation des phénomènes passés, à la prévision des mouvements ultérieurs et à l'évaluation de la sécurité des pentes naturelles, de nombreuses études « géomécaniques » seront encore nécessaires. La mise au point d'un programme de calcul adapté à un type de mouvement et à un matériau bien identifié passe par un étalonnage sur des mouvements réels comme celui que nous avons présenté dans cette étude pluridisciplinaire.

La collaboration engagée sur les glissements dans les argiles litées du Trièves, entre géologues et mécaniciens des sols d'un laboratoire universitaire et les services techniques départementaux (D.D.A., D.D.E.) doit être poursuivie. Ce type d'étude s'inscrit en complément logique de l'inventaire et de la cartographie systématique des mouvements de terrain réalisés à d'autres échelles au plan départemental (cartes communales de risques naturels) et au plan national (cartes Zermos).

Références bibliographiques

- Antoine P. (1977). Réflexions sur la cartographie Zermos et bilan des expériences en cours. Bull. B. R. G. M., 2^e série, section III, n° 1/2, p. 9-20.
- Antoine P., Biarez J., Desvarreux P. et Mougin J. P. (1971). Les problèmes posés par la stabilité des pentes dans les régions montagneuses. Géologie alpine, t. 47, p. 5-24.
- Gourc J. P. (1978). Cours de Stabilité des pentes. École Nationale des Travaux Publics de l'État, Lyon, 141 P.
- Huff W. D. (1974). Mineralogy and provenance of pleistocene lake clay in an alpine region. Geol. Soc. of Amer. Bull., vol. 85; p. 1455-1460.
- Koseoglu M. (1977). Étude géologique et géotechnique routière (route nationale 75 entre Vif et le col de la Croix Haute), thèse Docteur Ingénieur, Grenoble, 228 P.
- Monjuvent G. (1973). La transfluence Durance-Isère. Essai de synthèse du Quaternaire du bassin du Drac (Alpes françaises). Géologie alpine t. 49, p. 57-118.
- Sultan H. A. et Seed B. (1967). Stability of sloping core earth dams. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceeding of the American Society of Civil Engineers, SM4 p. 45.
- Tachker Y. (1973). Méthodes utilisées dans le Département de l'Isère pour la délimitation des zones exposées à des risques naturels. Symposium Sol et Sous-sol et sécurité des Constructions, Cannes, 1, p. 377-388.

toponymie et géotechnique

par

P. Habib

Président du Comité Français de Mécanique des Sols

L'origine des noms des lieux permet de découvrir des traces d'un passé venu jusqu'à nos jours. Ces noms peuvent provenir d'une multitude de choses : village, habitat isolé, nom de personne, topographie, végétation, etc. Les activités humaines, la propriété, le culte et l'observation de la nature y sont évidemment prépondérants. Peut-on trouver dans ces indications anciennes des informations qui peuvent être utiles aux géotechniciens? Par exemple, Balme, Barne, Baume, Baumette, mots d'origine probablement ligure, indiquent la présence d'une grotte; peut-on en induire qu'on se trouve dans une zone de calcaire karstique? ou plus modestement qu'une Baume dans un calcaire doit faire penser à un karst? Voici un autre exemple; si on examine les lieux-dits sur une carte à petite échelle, on voit apparaître la répétition d'expressions, peut-être avec des variations orthographiques, mais avec la même consonance; peut-on en trouver quelques-unes qui ont rapport avec le sol?

A ce titre, la région des Alpes en France est particulièrement intéressante, car elle a toujours été un carrefour d'influences; le relief ouvert de ses vallées en a fait un lieu de passage et d'invasion; des influences celtes, gallo-romaines, mérovingiennes, germaniques et même arabes peuvent y être retrouvées, même si les déformations sémantiques ont rendu la plupart du temps les mots méconnaissables. En effet, la dérive des parlers locaux, malgré la stabilité des populations de montagnes, plus accrochées que d'autres à leur relief et en général épargnées des grandes mouvances militaires, s'est chargée de modifier peu à peu les vocables suivant des règles malgré tout compréhensibles et assez fidèles, mais difficiles à interpréter ou à imaginer.

Ces influences nombreuses entraînent dans les Alpes la cohabitation de séries différentes de mots et ainsi pour la rivière, le Doron ligure ne peut pas être confondu avec la rivière celtique : Carus, Cher, Fier, Chier, Guiers, Sierroz, ni avec le torrent german : Bac, Bach, Bec, Bay, Baye, ni avec l'eau latine : Aix, Eve,

Evette, Aigues, Aiguier, Agal, Arve ou la rivière latine : Rivus, Rieu, Ru. La toponymie alpine est donc particulièrement riche, mais ses enseignements s'étendent évidemment à la France entière.

Bien entendu, l'étymologie ne s'improvise pas et il faut se garder des ressemblances et des à peu près : Le plan ou La plane, c'est la plaine, mais Le plane ou le Le planey est le lieu où poussent... les platanes; Les avanchers est un lieu où pousse l'osier (donc un lieu humide), mais Le lavancher est l'endroit où passe l'avalanche... L'étymologie naïve a entraîné les plus grands, dont Littré, dans des voies sans issues. Actuellement, l'étymologie est une science bien acquise et la toponymie donne une base solide à de telles recherches et comparaisons, par l'étude des documents les plus anciens possibles pour remonter au plus loin et utiliser ensuite l'analogie et les modes classiques de dérivation. Les dictionnaires toponymiques ainsi établis (Dauzat et Al., 1978 - Gros, 1973) sont alors des outils de travail efficaces, et il n'est pas trop aventuré d'explorer les noms de lieux pour tirer des renseignements sur la nature des accidents de terrain et à ce titre pour apporter des informations utiles à la géotechnique, ou tout au moins des éléments permettant d'orienter une première reconnaissance.

Une des origines les plus fréquentes de noms de lieux — qui ne nous intéresse guère ici, sauf par les erreurs qu'elle peut engendrer — est les noms sacrés ou les noms de personnes, d'ailleurs en interaction avec les noms de lieux. Ainsi, un fermier ayant construit un four à pain, sa maison devient la maison du four et le fermier Monsieur Dufour. Lequel Dufour déménage, lui ou son fils, pour s'installer au plein milieu des bois, où son habitation devient à nouveau la maison Dufour. Mais alors, allez donc chercher le four! Les origines qui peuvent nous intéresser sont géologiques, topographiques, géographiques et aussi un peu botaniques. Malheureusement, l'origine des noms est le plus souvent botanique : Chenay, Charnay, Cernay, Chane (chêne), Coudray, Caroley (coudrier), Pece, Pesay,

Pesey, Pinet, Pignes (pin), Sapey, Sapine, Savine (sapin), Saulce, Sauge, Saussier, Soucy, Sochaux (saule), Fau, Feu, Fou, Fol, Fay, Foi, Fayet, Faou (hêtre), Arbelet, Arblet, Herblay (érable), Boisse, Boissière, Buis, Buisson, Breuil, Brel, Bosquet, Bouchet (bois), etc., ce qui est assez peu enrichissant pour le géotechnicien.

L'origine des noms est parfois topographique ou géographique, ce qui est déjà mieux, mais pas fondamental parce que normalement visible : Endroit, Adroit, Adret (la partie au soleil), Aiguille, Uille, Ulie, Ouille, Huile (la pointe), Entre-deux-giers, Entre-deux-Nants (entre deux rivières), Saix, Saxe, Sache, Sachère, Sassièrre, Sasso (le rocher), Combe, Combel, Combalout (combe à loups), Combefol, Combefort (combe à hêtres), Cormet, Colmet, Quern, Cairn (point culminant; d'où la notion de col). Plagne, Replat, Replaton, Plan, Plat, Table, Tavole, etc.

L'origine des noms de lieux est parfois minéralogique ou signalant l'existence de certains produits, ce qui peut être une information utile, et il faut citer :

Arènes, Arnier, Arenier, Araignée (latin);

Sables, Sablière, Sablon (du latin *sabulum*, *sabulare* : lester);

Grave, Gravière, Grenant, Gravelotte (celte);

Glaire, Glière, Glairon (terrains sablonneux);

La Thuile, Les Thuilles, Tuillerie, Tuilière, Terrallière, La Poterie, Félines, Flins (présence de terre à brique);

Ardillat, Ardillières, Argilliers, Argelès, Glaizie, Glaizé (Argile);

La Casse, Clapet, Clapier, Clapière (amas rocheux, terrain rempli de pierres);

Pierre, Petrelle, Perron, Perrière, La Pérouse, Petret, Perret, Calce, Caux (pierres et roches en abondance);

Losa, Lose, Lause, Louse, Lozière (schistes ardoisiers);

Tuf, Touz, Tovet, Tovièrre (carrière de Tuf), toutes informations qui sont pour la géotechnique plus importantes que les Argentièrre, Plombière, Ferrière et autres Salins, ou Four, Fourneaux, Fonet (en général d'ailleurs four à chaux, mais parfois d'autres choses).

Finalement, les mots véritablement intéressants pour la Mécanique des Sols ou des Roches, sont très peu nombreux :

— Les sources :

Fons, Font, Fond, Fontaine, Fontanette, Fontenay, Fredière, Evette, Aiguier et Chaudanne, Chaudagne, Choudan, Chaudeau (quand elles sont thermales);

— les mauvais lieux marécageux plats et fangeux, avec de nombreuses séries de vocables généralement bien compréhensibles :

Mouille, Moille, Molie, Mollièrre, Mollasses (lat. *mollia* : lieu humide);

Étain, Étang, Estaing (stagnant);

Flachet, Fléchère (germ. *flach* : plat);

Pallud, Palluet, Épallus, Palluel (lat. *paludis* : marais);

Sagne, Seigne, Saigne, Sanièrre (végétation de bas-fonds);

Roset, Rosey, Roseau, Rosièrre (roseaux).

— Les lieux escarpés où l'on accède par des chemins taillés dans la pierre : Échelles, Scolette, Échaillet, Échailon.

— Les roches de mauvaises qualités : Rochemolle, Roche pourrie.

— La montagne qui s'éboule : Ruine, Reine, Ronna, Runa, Ronne.

— Les terrains en pente soutenus par des murs de soutènement (échafaudages) : Chaffat, Chaffar, Échaffa, Jaffa, Échapau.

— Les terrains qui glissent (qui coulent) : Culée, Culatte, Culaz, Colle, Colette.

— Les terrains qui se rompent ou se ravinent : Rupes, Érupeaux, Érupe, Rupta, Rotte, Route, Roux, Droux; Praz Rot (le pré rompu), Cote Route (la cote rompue).

Tout cela n'est pas grand chose, surtout si l'on constate qu'en plaçant toutes les Baume et autres Balme sur la carte géologique, on voit que des grottes peuvent se produire dans de nombreuses formations et pas uniquement dans les calcaires...

Dernier espoir : on sait qu'il existe des liens entre la végétation et la qualité des terres (Bournieras, 1974). Peut-on en tirer des informations à partir de la toponymie?

C'est bien difficile à dire en zone urbanisée : il y a à peu près aussi longtemps que tous les arbres de ce nom ont disparu d'Aulnay-sous-Bois, que de celui où le sable de la place de Grève a été caché par des pavés. En zone rurale, les travaux de l'agriculture ont complètement modifié les paysages. Par contre, en montagne on peut espérer que la nature n'ait pas été trop perturbée par l'homme. Hélas! La colline du Biollet (bouleau) est couverte d'aulnes, les Bruyères et les Brevières (terrains vagues laissés en friches) sont remplis de sapins, il n'y a plus que des alpages aux Avellane et Olnagier (noisetiers) et il y a des bouleaux au lieu de frènes au Frenay; quant aux charmes, comme il y a eu une grande épidémie l'an dernier en France, il est difficile d'en trouver nulle part, ni au Charmette. Bref, les changements climatiques (probablement vers le chaud) ont considérablement modifié la végétation depuis les temps lointains où les noms se sont fixés.

Au terme de cette longue enquête, il reste peu de choses utilisables si l'on tient compte de la rareté des mots qui intéressent les sols et du danger des faux amis. Il nous reste peu de certitudes, si ce n'est que les cimes des Alpes sont blanches, comme les falaises de craie d'Albion, et que rien ne vaut un bon sondage...

Remerciements :

En terminant cette note, je dois remercier M. E. RE-CORDON, ancien Président de la Société Suisse de Mécanique des Sols et Professeur à l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne, ainsi que M^{lle} C. HABIB, Professeur Agrégé, pour différentes conversations et recherches ou envois de documents bibliographiques.

Références bibliographiques

M. BOURNIÉRAS (1974), « *La végétation, ses liens avec le substrat géologique et le sol* », dans : Ch. Pomerol et L. Feugueur (1974), « *Guide géologique du Bassin de Paris, Ile de France, Pays de Bray* », pp. 54-59 (Masson, Paris).

A. DAUZAT, G. DESLANDES, de ROSTAING (1978), « *Dictionnaire étymologique des noms de rivières et de montagnes en France* » (Klincksieck, Paris).

A. DAUZAT, et Ch. ROSTAING (1978), « *Dictionnaire étymologique des noms de lieux en France* » (Guéné-gaud, Paris).

A. GROS (1973), « *Dictionnaire étymologique des noms de lieu de la Savoie* » (Imprimerie Réunie de Chambéry).

J.J. HISELY (1851), « *Histoire du Comté de Gruyère* » (G. Bridel, Lausanne).

les caractéristiques mécaniques des sols fins dédites des essais d'identification

par

J. Hurtado

Ingénieur Civil des Ponts et Chaussées
Directeur-Gérant de « Sols et Structures »

L'usage d'abaques ou de formules de corrélation est très répandu en mécanique des sols. Les essais in situ ont largement bénéficié de cet état d'esprit. En revanche, les essais d'identification font rarement l'objet d'une utilisation directe. Les travaux sur ce sujet de SKEMPTON en Angleterre et de BUISSON et de BIAREZ en France n'ont pas connu le succès qu'ils méritaient dans la pratique courante.

L'abaque que nous présentons permet de déduire des limites d'Atterberg la droite œdométrique. L'indice des vides d'un échantillon intact permet alors de connaître la courbe œdométrique complète et les caractéristiques mécaniques du sol en place. On peut en outre suivre l'évolution des caractéristiques mécaniques du sol en cours de consolidation.

1 Limites d'Atterberg

Les essais d'Atterberg sont peu coûteux et peuvent être facilement réalisés sur des échantillons remaniés. Les résultats sont très fiables : on obtient, pour un même sol confié à des laboratoires différents, des résultats très concordants à un ou deux points près.

L'abaque que nous présentons comporte deux courbes appelées « trace de liquidité » et « trace de plasticité ».

La droite œdométrique est obtenue de la façon suivante :

— On calcule l'indice des vides à la limite de liquidité

$$e_{LL} = \frac{w_{LL} \cdot \gamma_s}{100 \gamma_w}$$

On porte le point A d'ordonnée e_{LL} sur la « trace de liquidité ».

— On calcule l'indice des vides à la limite de plasticité

$$e_{LP} = \frac{w_{LP} \cdot \gamma_s}{100 \gamma_w}$$

On porte le point B d'ordonnée e_{LP} sur la « trace de plasticité ».

La droite AB est la droite œdométrique.

2 Indice des vides naturels

On mesure l'indice des vides e d'un échantillon intact d'un sol dont on a par ailleurs mesuré les limites d'Atterberg et tracé la droite AB.

On porte sur l'axe des « e » le point C d'ordonnée e .

On porte sur AB le point P d'ordonnée e .

On porte sur PB le point D tel que $CP = PD$.

On trace l'arc de cercle CD tangent à CP et PD.

La courbe œdométrique est CDB.

On porte sur l'arc CD le point M d'abscisse CP.

M est le point représentatif du sol en place. On lit sur les familles de courbes correspondantes C_u et ϕ' .

Si l'on étudie la consolidation d'un sol mou l'abaque permet de suivre le déplacement du point représentatif M en cours de consolidation et de connaître les futures caractéristiques plastiques C_u et ϕ' du sol consolidé.

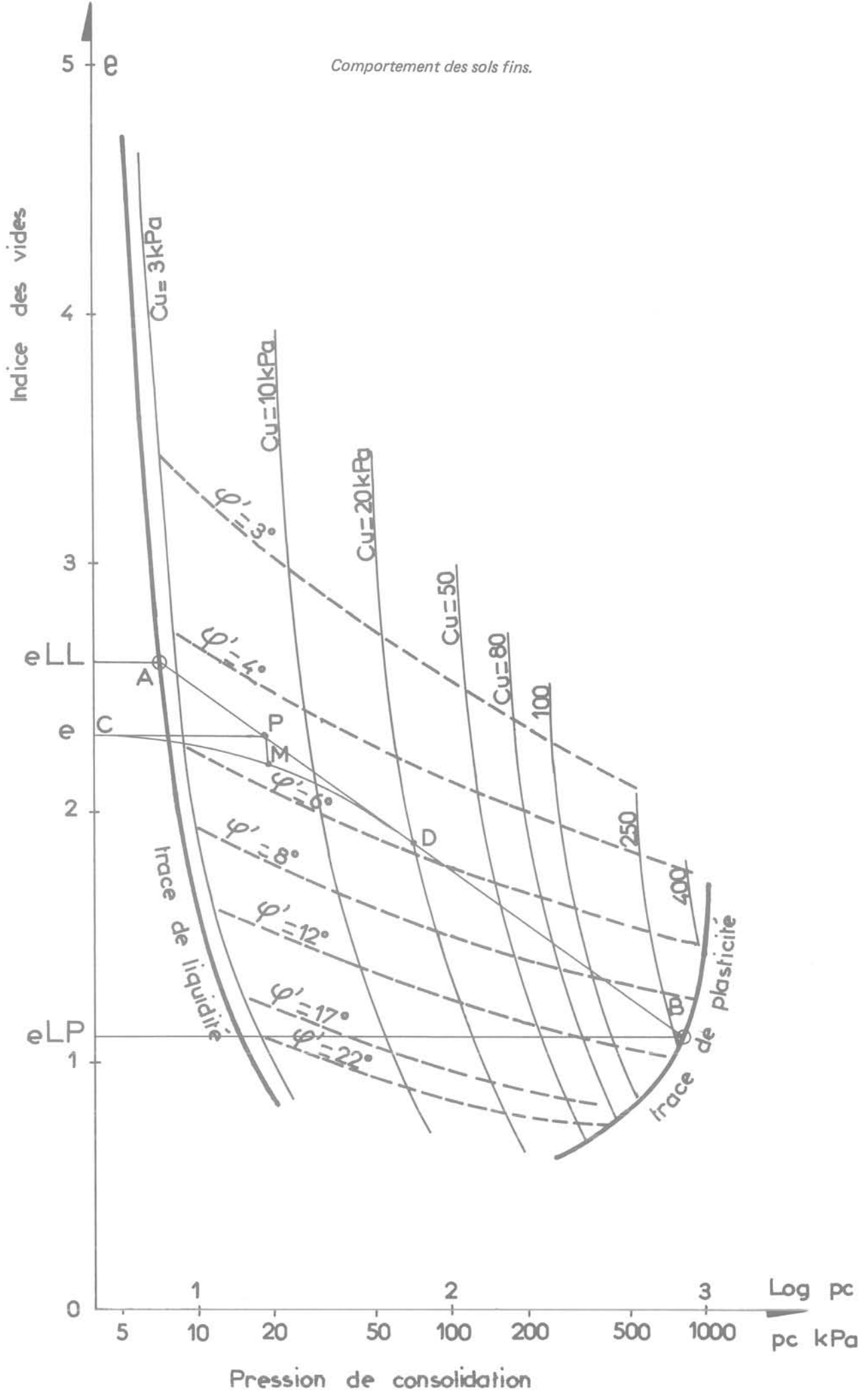
3 Domaine d'application

On ne peut utiliser l'abaque que pour des sols peu sensibles et non cimentés, et tels que $15 < I_p < 100$ et de consistance $0 < I_c < 1$.

4 Précision

Les tassements calculés avec cet abaque sont compris entre 0,9 et 1,3 fois les tassements calculés à partir de la courbe œdométrique réelle.

Les caractéristiques mécaniques données par l'abaque sont comprises entre 0,8 et 1,2 fois les caractéristiques obtenues par l'essai triaxial.



INFORMATIONS

Colloques :

La recherche d'économie dans les travaux souterrains

Palais des Expositions de Nice (France)
10 au 14 mai 1981

L'Association Française des Travaux en Souterrain organise à Nice du 10 au 14 mai 1981 un symposium ayant pour objectif de favoriser le développement et la réalisation des travaux souterrains par la recherche d'économies.

Ce symposium offrira à tous les experts et spécialistes internationaux la possibilité d'exposer et de discuter les sujets suivants :

- progrès accomplis ces dernières années en vue de réduire le coût des ouvrages souterrains, tant au stade des études qu'à celui de l'exécution et de l'exploitation ;
- méthodes ou procédés susceptibles de dégager des économies ; exemples d'applications effectuées et résultats obtenus dans ce sens ;
- recommandations de l'AFTES établies dans le but de rationaliser les méthodes de conception et d'exécution.

L'Association Internationale des Travaux en Souterrain (AITES) se propose de jumeler sa réunion annuelle de 1981 à ce symposium.

Renseignements :
Europe Congrès
3 boulevard Victor-Hugo 06008 Nice France
Tél. 33 (93) 87 79 44 Telex KUONINC 460 946 F

Colloque européen sur les essais de pénétration (ESOPT II)

Le Colloque européen sur les Essais de Pénétration - ESOPT II - se déroulera du 24 au 28 mai 1982 à Amsterdam (Pays-Bas).

Les thèmes traités seront :
- développement récent des méthodes et des interprétations de l'essai au pénétromètre statique, essai au pénétromètre dynamique, SPT et essais suédois.

L'appel aux communications a déjà été diffusé.

Pour tous renseignements, contacter :
ESOPT II c/o KIVI
PO Box 30424 2500 GK La Haye Pays-Bas

Première conférence internationale et exposition « Applications de la modélisation et de la simulation »

Lyon (France), 7-11 septembre 1981

organisée par
l'I.A.S.T.E.D., Association internationale de la Science et de la Technologie pour le Développement
et l'A.M.S.E., Association pour la promotion des techniques de Modélisation et de Simulation dans l'Entreprise.

La modélisation (description schématique des systèmes et des dispositifs) et la simulation (application des modèles pour l'investigation ou l'optimisation des processus, sans nécessité d'expérimenter sur le système réel) concernent toutes les activités, de caractère technique ou non technique.

Les thèmes développés engloberont les méthodes générales de modélisation et de simulation et leurs applications dans les domaines suivants : matériaux, mécanique et génie civil, électronique, électrotechnique, thermique, énergétique, géologie et ressources, biologie, médecine et pharmacie, agriculture, sciences humaines, éducation, sociologie, sciences économiques, transports...

La conférence et l'exposition s'adressent aussi bien aux spécialistes de la modélisation et de la simulation qu'à ceux qui veulent s'initier à ces techniques, du fait de l'existence de conférences d'initiation et de synthèse s'ajoutant aux exposés spécialisés de haut niveau.

Les personnes et sociétés désirant présenter une communication, exposer du matériel ou du logiciel, ou simplement assister à la conférence et à l'exposition recevront les documents complets en écrivant à l'adresse suivante :

A.M.S.E.
16 avenue de Grange Blanche
69160 TASSIN LA DEMI LUNE

Livres reçus :

**Géophysique appliquée
Dictionnaire et plan d'étude**

P. Chapel

421 pages format 18,2 x 24,5
ISBN 2-225-67749-2

Editions Masson
120 boulevard Saint-Germain 75280 Paris Cedex 06

En prospection minière, les méthodes magnétiques, électriques ou électromagnétiques, radioactives et gravimétriques présentent beaucoup d'attrait car elles permettent la recherche de minerais particulièrement magnétiques, conducteurs ou résistants, radioactifs et lourds ou légers.

En prospection pétrolière, les hydrocarbures ne peuvent généralement pas être détectés directement et leur recherche ne peut se limiter qu'à celle des pièges pouvant les contenir : c'est donc une recherche structurale qui fait essentiellement appel aux méthodes sismiques, plus précisément à la sismique réflexion ; la sismique réfraction, en effet, n'est maintenant que très rarement utilisée en exploration pétrolière ; elle l'est surtout en génie civil, hydrogéologie et prospection minière.

Cette part, que se taille la sismique réflexion, explique l'importance donnée dans l'ouvrage à cette dernière méthode ; celle-ci a énormément évolué depuis l'apparition de l'enregistrement magnétique (en France, vers 1957) et cette évolution n'a cessé de continuer, permettant aux pétroliers de voir mieux et plus profond et aux mineurs de voir mieux là où précédemment ils voyaient mal. De plus, les couches trop peu profondes, qui échappaient aux possibilités de la sismique réflexion, vont pouvoir être décelées, perspective intéressante pour les mineurs, les hydrogéologues et les techniciens du génie civil. Les problèmes de ce dernier pourront être mieux résolus encore, quand la sismique réflexion déterminera la lithologie des couches.

L'ouvrage se présente sous la forme d'un dictionnaire :
— Une première partie regroupe :

. 81 « termes-titres » donnant toutes les explications de ce terme et des renvois correspondants ;
. de très nombreux termes pour lesquels le lecteur est renvoyé à ces « termes-titres ».

De plus, un plan d'étude de la sismique réflexion est donné au lecteur par proposition d'articulation des 81 termes-titres.

— Une seconde partie présente rapidement des méthodes :

- . électriques,
- . électromagnétiques,
- . géophysiques,
- . potentielles,
- . radiométriques,
- . sismiques,
- . sismique réflexion,
- . sismique réfraction,
- . télédétection.

— Enfin, une troisième partie de bibliographie complète l'ouvrage.

**Problèmes pratiques
de mécanique des sols et de fondations**

G. Sanglerat, G. Olivari et B. Cambou

Tome 1 :

Généralités

Calcul des tassements

Interprétation des essais in situ

352 pages format 15,5 x 24

ISBN 2-04-010804-1

Tome 2 :

Calcul des soutènements et des fondations

Stabilité des pentes

256 pages format 15,5 x 24

ISBN 2-04-010847-5

Dunod, Collection « Dunod Technique »

17 rue Remy-Dumoncel 75014 Paris

Ces deux volumes présentent un ensemble de problèmes de mécanique des sols extrêmement complet, s'étendant des principes au calcul des ouvrages.

Un effort particulier a été fait par les auteurs pour présenter des exercices attrayants pour les étudiants (par exemple la recherche d'une granularité optimale). Un autre souci a conduit à développer entièrement les méthodes de calcul (un exercice de différences finies est mené jusqu'au bout à la main, un autre utilise les abaques de Newmark, un troisième présente les calculs de Prandtl). Ainsi à une époque où l'ordinateur dispense parfois les ingénieurs de bureaux d'études de se souvenir de leurs hypothèses de calcul, est-on heureux de trouver un recueil de problèmes qui renoue avec une tradition tout en la renouvelant.

Sommaire :

Tome 1 :

Caractéristiques physiques des sols

L'eau dans le sol

Calcul pratique des tassements

Compressibilité et théorie de la consolidation

Plasticité et résistance au cisaillement

Equilibre plastique

Interprétation des essais in situ

Tome 2 :

Murs de soutènement

Rideaux de palplanches

Parois moulées

Fondations superficielles

Fondations profondes

Talus et digues

**Mécanismes et prévision des séismes
Hommage au Professeur Jean Coulomb**

135 pages format 17,9 x 27

ISBN 2-222-02606-7

Les Editions du CNRS

15 quai Anatole-France 75700 Paris

Recueil des communications présentées au colloque organisé en janvier 1978 par l'Institut de Physique du Globe de Paris en hommage au Professeur Jean Coulomb. Publié sous la direction de Claude Allègre.

Au sommaire :

- «Seismic velocity, attenuation and rheology», par Don L. Anderson et J. Bernard Minster (Caltech)
- «Reevaluation of stress drip and seismic energy using a new model of earthquake faulting», par Keiiti Aki (MIT)
- «On seismological applications of pattern recognition», par Volodja I. Keilis-Borok (Université de Moscou) et Frank Press (Washington)
- «Aperçu de la théorie de l'écart de contraintes», par Georges Jobert et Armando Cistiernas (Institut de Physique du Globe de Paris)
- «Seismic velocities in low porosity rocks», par Amos Nur (Stanfor University)
- «On the strategy of earthquake prediction», par Kung-Shu Ku (Institut de Physique du Globe de Pékin)
- «Present-day plate motions : a summary», par J. Bernard Minster (Caltech) et Thomas H. Jordan (Scripps Institution of Oceanography)
- «An assessment of earthquake source models», par Raoul Madariaga (Institut de Physique du Globe de Paris)

**3ème volume des comptes rendus
du 4ème Congrès International
de Mécanique des Roches**

A.A. Balkema

P.O. Box 1675 Rotterdam Pays-Bas

511 pages 21 x 29,7 cm

Prix des trois volumes : 210 U.S. dollars — 850 FF

Le troisième volume, édité après le Congrès, commence par certaines informations générales sur cette manifestation. Il contient les rapports généraux, les conférences et les discussions, ainsi que les communications qui ne sont pas parvenues à temps pour être publiées dans les tomes 1 et 2. Enfin, on y a inclus les rapports préparés par les organisateurs des visites techniques.

L'analyse détaillée du 4ème Congrès International de Mécanique des Roches à Montreux a été présentée dans la rubrique «informations» du numéro 10 de la Revue Française de Géotechnique.

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

1980

Index des articles

- Ancre marines - ancrage à terre*
Habib (P.), Le Tirant (P.), Luong (M.P.)
numéro 11, page 17
- Application de la mécanique des roches aux tunnels :
cas des tunnels du Gran Sasso et du Fréjus*
Lunardi (P.)
numéro 12, page 5
- Auscultation du barrage de Serre-Ponçon
depuis sa naissance et sur 20 ans d'exploitation (I')*
Douillet (G.), Ledeuil (E.)
numéro 10, page 21
- Comportement des tirants d'ancrage dans un sable fin*
Davis (A.G.), Plumelle (C.)
numéro 10, page 5
- Comportement et dimensionnement
des colonnes ballastées*
Vautrain (J.)
numéro 11, page 59
- Coulées de boue du Freney, près de Modane,
en 1977 et 1978 (les)*
Azimi (C.), Desvarreux (P.), Plotto (P.)
numéro 13, page 5
- Détermination d'un coefficient de sécurité
dans les exploitations par chambres
et petits piliers abandonnés*
Bonvallet (J.), Chambon (C.)
numéro 13, page 15
- Effondrements spontanés
et possibilité de mise en charge hydraulique*
Maury (V.)
numéro 13, page 63
- Essai de constitution et d'utilisation
d'une banque de données
sur le sous-sol d'une plaine alluviale
(région de Grenoble, France)(Note technique)*
Fabre (D.), Letellier (J.), Mercieca (G.)
numéro 13, page 69
- Estimation du débit et de la nature des fuites
d'un barrage en terre sur lit alluvionnaire
(application au barrage de Serre-Ponçon)*
Ledeuil (E.)
numéro 13, page 53
- Etude théorique et expérimentale
du fluage unidimensionnel des sols argileux*
Félix (B.)
numéro 13, page 31
- Mesure des contraintes
au sein d'un massif analogique de Schneebeli*
Faugeras (J.C.), Gourves (R.)
numéro 11, page 5
- Méthode pratique de calcul d'un pieu isolé,
à l'aide du pénétromètre statique*
Philipponnat (G.)
numéro 10, page 55
- Modèle de matériau microfissuré (un)*
Lino (M.)
numéro 11, page 29
- Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents*
Luong Minh Phong
numéro 10, page 39
- Rupture d'un rideau de palplanches*
Jardin (J.), Josseaume (H.)
numéro 13, page 43
- Tentative d'interprétation des mesures
faites aux tunnels du Fréjus et du Gran Sasso*
Berest (P.), Habib (P.), Nguyen Minh Duc
numéro 12, page 44
- Tunnel du Fréjus :
les mesures géotechniques
effectuées sur le chantier français
et leur application pour la détermination
et l'adaptation du soutènement provisoire*
Beau (J.-R.), Cabanius (J.), Courtecuisse (G.),
Fourmaintraux (D.), Gesta (P.), Levy (M.), Néraud (C.),
Panet (M.), Péra (J.), Tincelin (E.), Vouille (G.)
numéro 12, page 57
- Vibrofonçage à fréquence élevée*
Sieffert (J.G.)
numéro 11, page 43

Index des auteurs

- Azimi (C.), Desvarreux (P.), Plotto (P.)
Coulées de boue du Freney, près de Modane, en 1977 et 1978 (les) numéro 13, page 5
- Beau (J.-R.), Cabanius (J.), Courtecuisse (G.), Fourmaintraux (D.), Gesta (P.), Levy (M.), Néraud (C.), Panet (M.), Péra (J.), Tincelin (E.), Vouille (G.)
Tunnel du Fréjus : les mesures géotechniques effectuées sur le chantier français et leur application pour la détermination et l'adaptation du soutènement provisoire numéro 12, page 57
- Berest (P.), Habib (P.), Nguyen Minh Duc
Tentative d'interprétation des mesures faites aux tunnels du Fréjus et du Gran Sasso numéro 12, page 44
- Bonvallet (J.), Chambon (C.)
Détermination d'un coefficient de sécurité dans les exploitations par chambres et petits piliers abandonnés numéro 13, page 15
- Cabanius (J.) voir Beau (J.-R.)
- Chambon (C.) voir Bonvallet (J.)
- Courtecuisse (G.) voir Beau (J.-R.)
- Davis (A.G.), Plumelle (C.)
Comportement des tirants d'ancrage dans un sable fin numéro 10, page 5
- Desvarreux (P.) voir Azimi (C.)
- Douillet (G.), Ledeuil (E.)
Auscultation du barrage de Serre-Ponçon depuis sa naissance et sur 20 ans d'exploitation numéro 10, page 21
- Fabre (D.), Letellier (J.), Mercieca (G.)
Essai de constitution et d'utilisation d'une banque de données sur le sous-sol d'une plaine alluviale (région de Grenoble, France)(Note technique) numéro 13, page 69
- Faugeras (J.C.), Gourves (R.)
Mesure des contraintes au sein d'un massif analogique de Schneebeil numéro 11, page 5
- Félix (B.)
Etude théorique et expérimentale du fluage unidimensionnel des sols argileux numéro 13, page 31
- Fourmaintraux (D.) voir Beau (J.-R.)
- Gesta (P.) voir Beau (J.-R.)
- Gourves (R.) voir Faugeras (J.C.)
- Habib (P.), Le Tirant (P.), Luong (M.P.)
Ancres marines - ancrage à terre numéro 11, page 17
- Habib (P.) voir Berest (P.)
- Jardin (J.), Josseaume (H.)
Rupture d'un rideau de palplanches numéro 13, page 43
- Josseaume (H.) voir Jardin (J.)
- Ledeuil (E.)
Estimation du débit et de la nature des fuites d'un barrage en terre sur lit alluvionnaire (application au barrage de Serre-Ponçon) numéro 13, page 53
- Ledeuil (E.) voir Douillet (G.)
- Letellier (J.) voir Fabre (D.)
- Le Tirant (P.) voir Habib (P.)
- Levy (M.) voir Beau (J.-R.)
- Lino (M.)
Modèle de matériau microfissuré (un) numéro 11, page 29
- Lunardi (P.)
Application de la mécanique des roches aux tunnels : cas des tunnels du Gran Sasso et du Fréjus numéro 12, page 5
- Luong Minh Phong
Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents numéro 10, page 39
- Luong Minh Phong voir Habib (P.)
- Maury (V.)
Effondrements spontanés et possibilité de mise en charge hydraulique numéro 13, page 63
- Mercieca (G.) voir Fabre (D.)
- Néraud (C.) voir Beau (J.-R.)
- Nguyen Minh Duc voir Berest (P.)
- Panet (M.) voir Beau (J.-R.)
- Péra (J.) voir Beau (J.-R.)
- Philipponnat (G.)
Méthode pratique de calcul d'un pieu isolé, à l'aide du pénétromètre statique numéro 10, page 55
- Plotto (P.) voir Azimi (C.)
- Plumelle (C.) voir Davis (A.G.)
- Sieffert (J.G.)
Vibrofonçage à fréquence élevée numéro 11, page 43
- Tincelin (E.) voir Beau (J.-R.)
- Vautrain (J.)
Comportement et dimensionnement des colonnes ballastées numéro 11, page 59
- Vouille (G.) voir Beau (J.-R.)

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.

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 $1/\quad$. 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.



