

M. Fourmaintraux  
(P.16)

# REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

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

N°10

65 F

FEVRIER 1980



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



# REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

N°10  
FEVRIER 1980

## sommaire

résumés	3
comportement des tirants d'ancrage dans un sable fin A.G. Davis - C. Plumelle	5
l'auscultation du barrage de Serre-Ponçon depuis sa naissance et sur 20 ans d'exploitation G. Douillet - E. Ledeuil	21
phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents Luong Minh Phong	39
méthode pratique de calcul d'un pieu isolé, à l'aide du pénétromètre statique C. Philipponnat	55
note technique : travaux de confortation des falaises du Pays basque - études et réalisation A. Mayer	65

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 - M. Haffen - E. Tincelin - 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

Abonnement annuel : France : 220 FF — étranger : 250 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.

Un nouveau tirage du numéro 1 de la Revue Française de Géotechnique vient d'être effectué.

Il est à la disposition des personnes désirant compléter leur collection et qui n'avaient pu être satisfaite à la suite de l'épuisement de ce premier numéro.

Pour obtenir ce numéro, veuillez nous retourner le bon de commande ci-joint.

Je souhaite recevoir \_\_\_exemplaire(s) du n° 1 de la Revue Française de Géotechnique  
Prix : **65 F** l'unité (port compris)

I wish to order \_\_\_ copie(s) of the "Revue Française de Géotechnique" number 1  
Unit price : **65 FF** (postage included)

*Bulletin à retourner à/to be returned to :*

Monsieur GERBALDI  
Directeur de la Formation Continue  
Ecole Nationale des Ponts et Chaussées  
28 rue des Saints-Pères  
F 75007 PARIS (FRANCE)

## REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

Nom/Name \_\_\_\_\_

Prénom/Christian name \_\_\_\_\_

Organisme/Company \_\_\_\_\_

Adresse/Address \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

### Bulletin d'abonnement/Subscription order form

*Abonnement annuel – 4 numéros/Annual subscription – 4 issues*

France 220 F

Etranger/foreign countries 250 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»)

### Bulletin de commande/Order form

Je souhaite recevoir \_\_\_\_\_ exemplaires du n°3 Spécial «**Ancrages dans les sols**»  
Prix : 100 F plus frais d'expédition (10 F pour la France, 15 F pour l'étranger)

I order \_\_\_\_\_ copies of n°3 Special «**Ground anchors**»  
Price : 100 FF plus postage (10 FF for France, 15 FF for foreign countries)

## comportement des tirants d'ancrage dans un sable fin

par A.G. Davis - C. Plumelle

Cette étude traite d'une première série d'essais réalisée sur des modèles de tirants d'ancrage horizontaux de dimensions suffisantes pour éviter un effet d'échelle important.

Ces tirants étaient constitués par des bulbes cylindriques, métalliques ou en coulis de ciment, de 20 cm de diamètre et de 2 à 4 m de longueur, ancrés sous des hauteurs de sable de 2 à 3 mètres.

Ces essais ont apporté une meilleure compréhension du comportement des tirants d'ancrage. Ils ont en particulier permis de préciser l'évolution du frottement latéral et des efforts en tête, en fonction de la charge appliquée au tirant, ainsi que l'importance des zones de rupture dans le sable, au voisinage du tirant.

## l'auscultation du barrage de Serre-Ponçon depuis sa naissance et sur 20 ans d'exploitation

par G. Douillet - E. Ledeuil

Dès sa construction, le barrage de Serre-Ponçon (le premier grand barrage en terre d'Europe en 1957) a été largement équipé d'appareils d'auscultation.

Après avoir décrit l'organisation des mesures et les buts poursuivis, les auteurs exposent les résultats obtenus et leur interprétation qui éclairent sur la manière dont on peut suivre la vie d'un grand barrage âgé bientôt de 20 ans.

Les informations recueillies sur les déformations et le fonctionnement hydraulique du noyau et des fondations alluviales et rocheuses concernent notamment le comportement réversible sous l'effet des variations de la cote dans la retenue amont (et aval) et les évolutions en fonction du temps. Des précisions ont été recueillies sur l'aptitude des différents appareillages mis en place, à fournir des résultats sûrs pendant une longue période.

## phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents

par Luong Minh Phong

Le comportement rhéologique des sols pulvérulents sous chargement cyclique dépend de façon significative du trajet de charge.

Des essais effectués à l'appareil triaxial de révolution suivant différents chemins de contrainte ont permis de dégager trois points importants :

- l'écrouissage distinguant le chargement initial des cycles suivants de décharge-recharge ;
- l'hystérésis due à un comportement irréversible du sol, observée ou non lors des cycles de charge ;
- le développement des déformations volumétriques importantes ou des distorsions prépondérantes au cours du chargement.

Un nouveau concept, « l'Etat Caractéristique du Sol », a été proposé pour pouvoir suivre le comportement rhéologique du sol tout au long du processus de la déformation irréversible.

L'Etat Caractéristique s'est révélé un concept cohérent pour l'étude et l'interprétation des comportements cycliques des sols aussi divers que l'adaptation, l'accommodation, le rochet, la liquéfaction, la mobilité cyclique ou la stabilisation.

## méthode pratique de calcul d'un pieu isolé, à l'aide du pénétromètre statique

par G. Philipponnat

Dans une première partie, une méthode pratique de calcul d'un pieu isolé soumis à une charge verticale est présentée : cette méthode est basée entièrement sur les valeurs de la résistance de pointe du pénétromètre statique.

Un effort particulier a été fait, pour tenir compte du type de pieu et de son mode de mise en œuvre dans le calcul du frottement latéral.

Dans la deuxième partie, on compare les charges limites réellement mesurées sur 44 pieux d'essais avec les charges estimées d'après la méthode.

Ces essais justifient en particulier les valeurs de la résistance de pointe limite des pieux données par la méthode proposée, valeurs qui sont très différentes de celles habituellement déduites de l'essai de pénétration statique.

**design method for a single pile,  
using static penetrometer**  
by G. Philipponnat

In the first part, a practical design method for single axially loaded piles is presented ; this method is based upon the cone strength obtained from static cone penetrometer tests.

Particular emphasis has been placed on taking into account the type of the pile and its construction in calculation of skin friction.

In the second part, the actual failure loads are compared with the calculated ones for 44 different piles. The results show that the values of end bearing resistance can be obtained by the proposed method. These values differ considerably from those usually deduced from static penetration tests.

**behaviour of ground anchors in fine sand**  
by A.G. Davis - C. Plumelle

This paper deals with a preliminary series of model tests on horizontal ground anchors, large enough to avoid any scale effect.

The anchors consisted of cylindrical bulbs, metallic or made of cement grout, with 20 cm diameter and from 2 to 4 metres long, buried at depths ranging from 2 to 3 metres in fine sand.

These tests allow a better appreciation of the behaviour of ground anchors in sand ; in particular, they show evolution of bulb skin friction and frontal resistance with increasing tractive force, as well as nature of the failure zones around the bulb in sand.

**twenty years of survey of the Serre-Ponçon dam  
since its building**  
by G. Douillet - E. Ledeuil

Since its building, the Serre-Ponçon dam (the first big earth-dam in Europe in 1957) has been widely equipped with auscultation apparatus.

After describing the measuring organisation and pursued aims, the authors show the obtained results and the interpretation which throw light upon the way we can observe the life of a nearly twenty years old big dam.

The collected informations about deformations and hydraulic working of the core and alluvial or rocky foundations, particularly concern the reversible behaviour under the variations of the upstream (and downstream) retenue level and the evolutions with time. Precise data about the capacities of the different installations to give reliable results for a long time, have been collected.

**cyclic phenomena in granular soils**  
by Luong Minh Phong

Stress-strain behaviour of cohesionless soils under cyclic loading depends greatly on stress path.

Experimental results using the conventional axisymmetrical triaxial apparatus demonstrates the importance of three essential features of soils response to the non-monotonic loading :

- strain hardening reflecting the difference of stress-strain behaviour between first loading on virgin soil and following cycles of unloading-reloading ;
- hysteresis of soils under cyclic loading due to an irreversible behaviour during each load cycle ;
- stress paths enhancing mechanisms of deformation associated either with great volumetric strain or with predominant distortion strain.

A new concept, «Characteristic State of Soil», is proposed for studying soils under cyclic loading in order to follow the rheological behaviour during the irreversible deformation process.

The characteristic state concept is adequate for interpreting the different features of cyclic behaviour of cohesionless soils such as adaptation, accommodation, ratcheting, liquefaction, cyclic mobility or stabilization.

# comportement des tirants d'ancrage dans un sable fin

par

**A.G. Davis**

Chef de la Division Mécanique des Sols et des Chaussées au C.E.B.T.P.

**C. Plumelle**

Chercheur au C.E.B.T.P.  
Chef de Travaux au C.N.A.M.

Conférence présentée devant le Comité Français de mécanique des sols et fondations le 18 juin 1979

## 1 But de la recherche

Le développement très important que connaît actuellement la technique des tirants d'ancrage a entraîné la réalisation d'essais in situ en vraie grandeur parmi lesquels on peut citer les essais réalisés en France par Bustamante, Delmas et Lacour [1] et en Allemagne par Ostermayer et Scheele [2]. Ce type d'essais met en jeu un grand nombre de paramètres : hétérogénéité du sol, pression d'injection, quantité de coulis injectée, forme irrégulière du bulbe, procédé de mise en œuvre, etc. Le nombre de ces facteurs et la relative indétermination de la connaissance de certains d'entre eux compliquent l'interprétation des résultats obtenus.

Afin d'améliorer la précision de la connaissance des paramètres mis en jeu et d'en réduire le nombre, les essais qui font l'objet de cet article ont porté sur des tirants d'ancrage préfabriqués dont le bulbe était constitué par un cylindre métallique ou un cylindre en coulis de ciment, de diamètre constant et de longueur variable et qui étaient ancrés horizontalement, à des profondeurs variables, dans un massif de sable compacté à une densité constante.

Les études ont porté sur :

- La capacité d'ancrage en fonction de la longueur de bulbe et en fonction de la hauteur du sable de recouvrement,
- La détermination des courbes de fluage et de la traction critique du fluage suivant les Recommandations TA 77,
- Les déplacements de la tête et du pied de l'ancrage en fonction des charges appliquées,
- Les études des contraintes développées dans le sol devant la tête de l'ancrage, et autour du corps de l'ancrage,
- La répartition de l'effort dans le tirant d'ancrage en fonction des charges appliquées,
- La distribution du frottement latéral unitaire en fonction des charges appliquées et du déplacement local du tirant d'ancrage par rapport au sol,
- Les délimitations des zones de ruptures du sol devant la tête de l'ancrage et autour du corps d'ancrage.

## 2 Dispositif d'essai

Le dispositif est schématisé sur la figure 1. Les efforts appli-

qués au tirant étaient repris par un mur de soutènement dont les contreforts étaient renforcés par un chevêtre composé de deux HEB munis en leur milieu d'une plaque de répartition.

## 3 Caractéristiques du sable utilisé

Le sable utilisé, de granulométrie uniforme, était du type sable de Fontainebleau.

Les densités minimum et maximum étaient respectivement égales à 1,31 et 1,69. La densité adoptée était égale à 1,51. Cette valeur correspond à un sable moyennement dense ( $I_D = 0,59$ ) et de densité supérieure à la densité critique. L'angle de frottement correspondant à cette densité, et mesuré à la boîte de cisaillement était  $\varphi' = 33^\circ$ , compte tenu de la correction de dilatance de Bishop.

Les valeurs de l'angle de frottement sable sur acier sablé étaient :  $\varphi \text{ max} = 30^\circ$  et  $\varphi \text{ min} = 28^\circ$ .

## 4 Programme d'essais

Le programme d'essais est illustré par la figure 2. Il comportait :

- Essai n° 1 : plaque circulaire, avec une hauteur de sable  $h_s = 2 \text{ m}$
- Essai n° 2 : tirant métallique, de 2 m en traction, avec  $h_s = 2 \text{ m}$
- Essai n° 3 : tirant métallique de 2 m en compression, avec  $h_s = 2 \text{ m}$
- Essai n° 4 : tirant en coulis de ciment de 2 m avec  $h_s = 2 \text{ m}$
- Essai n° 5 : tirant en coulis de ciment de 3 m avec  $h_s = 2 \text{ m}$
- Essai n° 6 : tirant en coulis de ciment de 4 m avec  $h_s = 2 \text{ m}$
- Essai n° 7 et 8 : tirant en coulis de ciment de 3 m avec  $h_s = 3 \text{ m}$
- Essai n° 9 : tirant en coulis de ciment de 3 m manchonné avec  $h_s = 3 \text{ m}$ .

Les tirants n° 7 et 8 avaient des caractéristiques identiques, dans le but d'apprécier la dispersion des résultats.

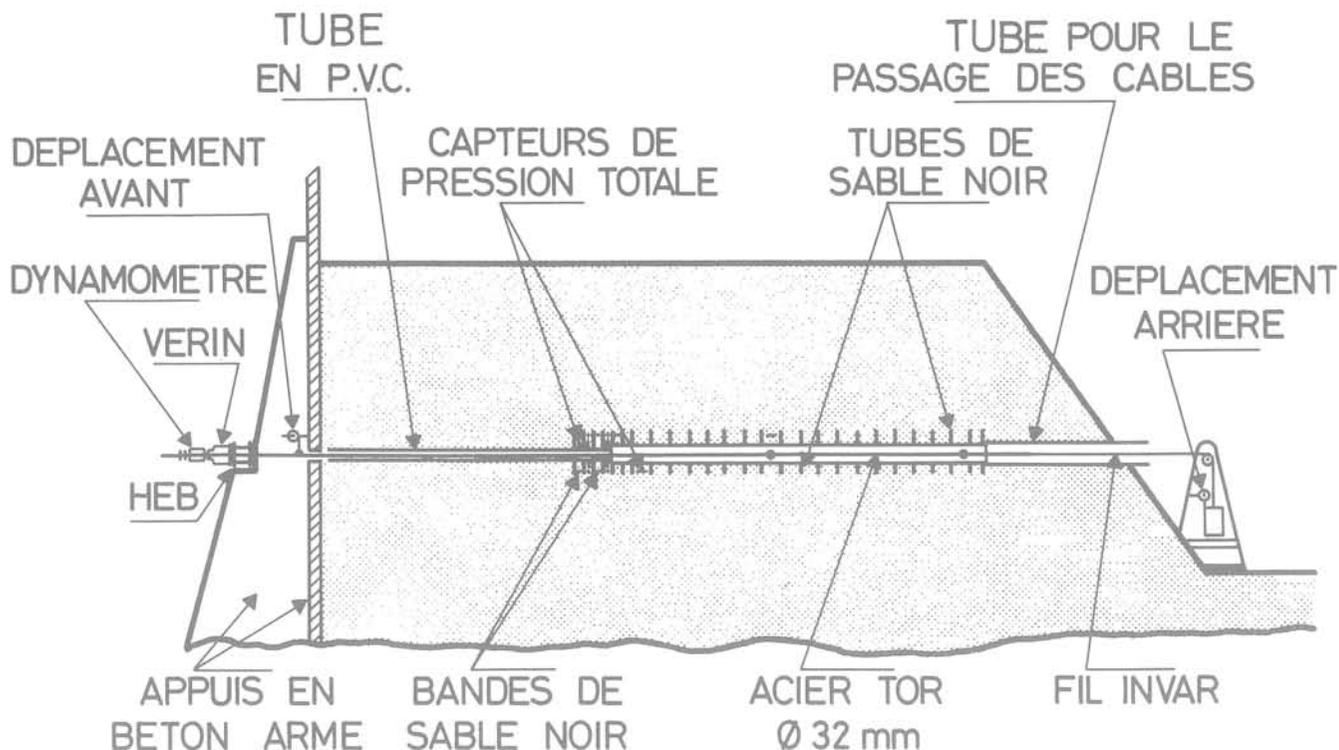


Fig. 1 Schéma du dispositif d'essai

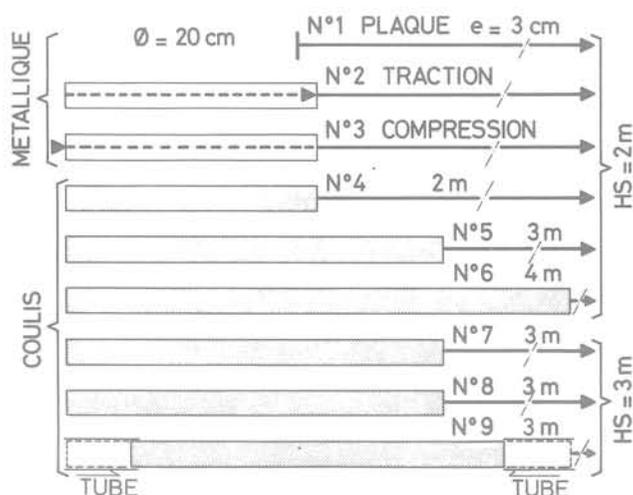


Fig. 2 Programme d'essai

Le tirant de l'essai n° 9 était prolongé, à chacune de ses extrémités par un tube creux de diamètre légèrement supérieur au bulbe en vue d'éliminer l'effet de butée frontale.

#### 4.1 Tirant constitué par une plaque circulaire

L'ancrage était constitué par une plaque circulaire épaisse en acier, de 200 mm de diamètre, boulonnée sur une tige en acier de 30 mm de diamètre.

Cet essai avait pour but de déterminer la butée devant le tirant.

#### 4.2 Tirants métalliques

Les tirants d'ancrage métalliques (n° 2 et 3) étaient constitués par deux demi-tubes de 2 m de longueur et de 194 mm de diamètre extérieur et 188 mm de diamètre intérieur. Des jauges de déformation ont été placées à l'intérieur des demi-tubes, avant leur assemblage par points de soudure. Les extrémités ont été obturées par deux plaques circulaires boulonnées.

Une tige en acier de 30 mm de diamètre a été boulonnée en tête du tirant essayé en traction et en pied du tirant essayé en compression.

La surface des cylindres a été enduite de colle et sablée avec le sable utilisé pour les essais.

#### 4.3 Tirants en coulis de ciment

Le bulbe de ces tirants était constitué par un cylindre de 200 mm de diamètre en coulis de ciment (avec un dosage ciment sur eau égal à 2) coulé dans des moules en PVC. L'armature était constituée par un acier T de 32 mm de diamètre.

Des jauges de déformation, à trame pelliculaire, ont été collées sur l'armature. Des jauges de 60 mm de longueur et enrobées de résine ont été placées dans le coulis, pendant le coulage. La surface des cylindres a également été sablée. Ces tirants ont été conservés sous une couche de sable humide pendant un mois avant essai.

### 5 Dispositifs d'essai

#### 5.1 Dispositif de mise en traction des tirants (fig. 2)

La tige de 30 mm des tirants métalliques ou l'armature en acier TOR des tirants en coulis était assemblée à une tige d'acier à haute résistance de 30 mm de diamètre. Dans sa partie située dans le massif de sable cette dernière tige se déplaçait dans une gaine en PVC. Elle traversait le mur de soutènement, passait entre les deux HEB du chevêtre et

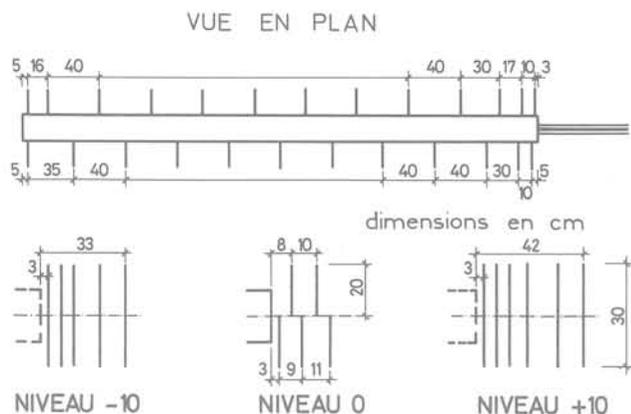


Fig. 3 Disposition des bandes de sable noir

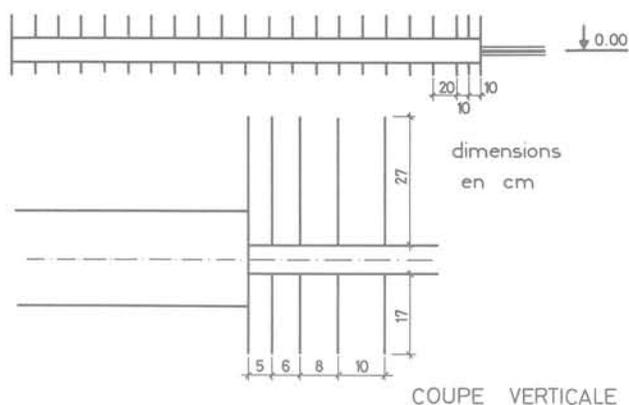


Fig. 4 Disposition des tubes de sable noir

était boulonnée derrière le vérin et le dynamomètre. Les charges ont été maintenues constantes à 100 N près. Les déplacements de la tige, pendant l'essai, ont été mesurés au moyen d'un comparateur gradué en centièmes de mm et fixé sur la tige à la sortie de la traversée du mur de soutènement.

Derrière le bulbe du tirant et dans son axe était placé un tube en amiante ciment qui débouchait à travers le talus du massif de sable. Ce tube permettait d'une part la sortie des câbles reliés aux jauges de déformation et d'autre part de fixer un fil invar à l'extrémité arrière de l'armature du tirant et dans son axe. Ce fil après passage sur une poulie était tendu par un contre-poids dont le déplacement, mesuré par un comparateur gradué en centièmes de mm, indiquait le déplacement du pied du bulbe du tirant.

## 5.2 Mesure des déplacements du milieu sableux autour du tirant

Les déplacements du milieu sableux à la fin de l'essai, ont été déterminés au moyen de bandes horizontales et de tubes verticaux constitués en sable noir.

Des bandes horizontales en sable noir ont été disposées devant la tête de l'ancrage à la cote 0 (niveau de l'axe du tirant) à la cote plus 10 cm et à la cote moins 10 cm, ainsi que de part et d'autre de l'ancrage à la cote 0 (fig. 3).

Les tubes verticaux en sable noir ont été placés devant la tête de l'ancrage, au-dessus du corps d'ancrage et dans son axe et au-dessous du corps d'ancrage et dans son axe (fig. 4).

## 5.3 Mesure des pressions transmises au milieu sableux

L'évolution de ces pressions, durant les essais, a été mesurée au moyen de capteurs de pression totale placés devant la tête, en contact avec elle et autour du corps de l'ancrage à une distance de l'ordre de 5 cm. Les emplacements de ces capteurs pour deux des tirants sont indiqués sur les figures 11, 12, et 13. L'un de ces capteurs est visible sur la photographie de la figure 26.

## 5.4 Mesure des efforts dans le tirant

Ces efforts ont été mesurés au moyen de jauges de déformation, à trame pelliculaire, collées à l'intérieur des demi-tubes des tirants métalliques ou sur l'armature des tirants en coulis de ciment.

Les efforts à l'intérieur du coulis ont été mesurés au moyen de jauges à béton placées dans ce coulis.

## 6 Déroulement d'un essai

### 6.1 Etalonnage des tirants

Avant essai les tirants métalliques ont été étalonnés en traction (essai 2) et en compression (essai 3) par application de trois cycles de chargement. Après leur période de conservation d'un mois sous une couche de sable humide, les tirants en coulis ont été étalonnés en traction, sous une charge inférieure à celle entraînant la fissuration. Ces étalonnages ont permis de connaître directement la réponse des jauges en fonction de la charge à laquelle elles étaient soumises.

### 6.2 Mise en place du sable

Le sable a été compacté par couches de 20 cm jusqu'à la cote moins 10 cm, par couche de 10 cm entre les cotes moins 10 cm et plus 10 cm et par couches de 20 cm au-dessus de la cote plus 10 cm. A chaque niveau les densités ont été contrôlées par mesure de densité au sable.

### 6.3 Essai des tirants

La traction de rupture  $T$  a été fixée a priori. Le tirant a ensuite été soumis à des paliers successifs de chargement et croissant par valeurs égales au dixième de la charge de rupture supposé. Chaque palier a été maintenu pendant soixante minutes afin d'obtenir les courbes de fluage.

Les déplacements de la tête et du pied du bulbe d'ancrage ont été mesurés.

Pour chaque palier de chargement les courbes de fluage ont été tracées, donnant l'évolution des déplacements cumulés en fonction de  $\log t$ , pendant les soixante minutes de chargement. Le phénomène de fluage a été caractérisé par la pente des droites de fluage ou de la tangente à la fin de la courbe de fluage. La courbe donnant l'évolution des pentes en fonction des valeurs des paliers de chargement permet de définir la traction critique  $T_C$  (fig. 5). L'essai a été arrêté généralement après deux ou trois paliers de chargement de valeur supérieure à  $T_C$ .

Les mesures des jauges de déformation ont été réalisées au début et à la fin de chaque palier. Les mesures des capteurs de pression totale ont été enregistrées en continu pendant toute la durée de l'essai.

### 6.4 Observation après essai

Le déplacement du milieu sableux à la fin de l'essai a été déterminé par l'observation des déformations des bandes et des tubes en sable noir.

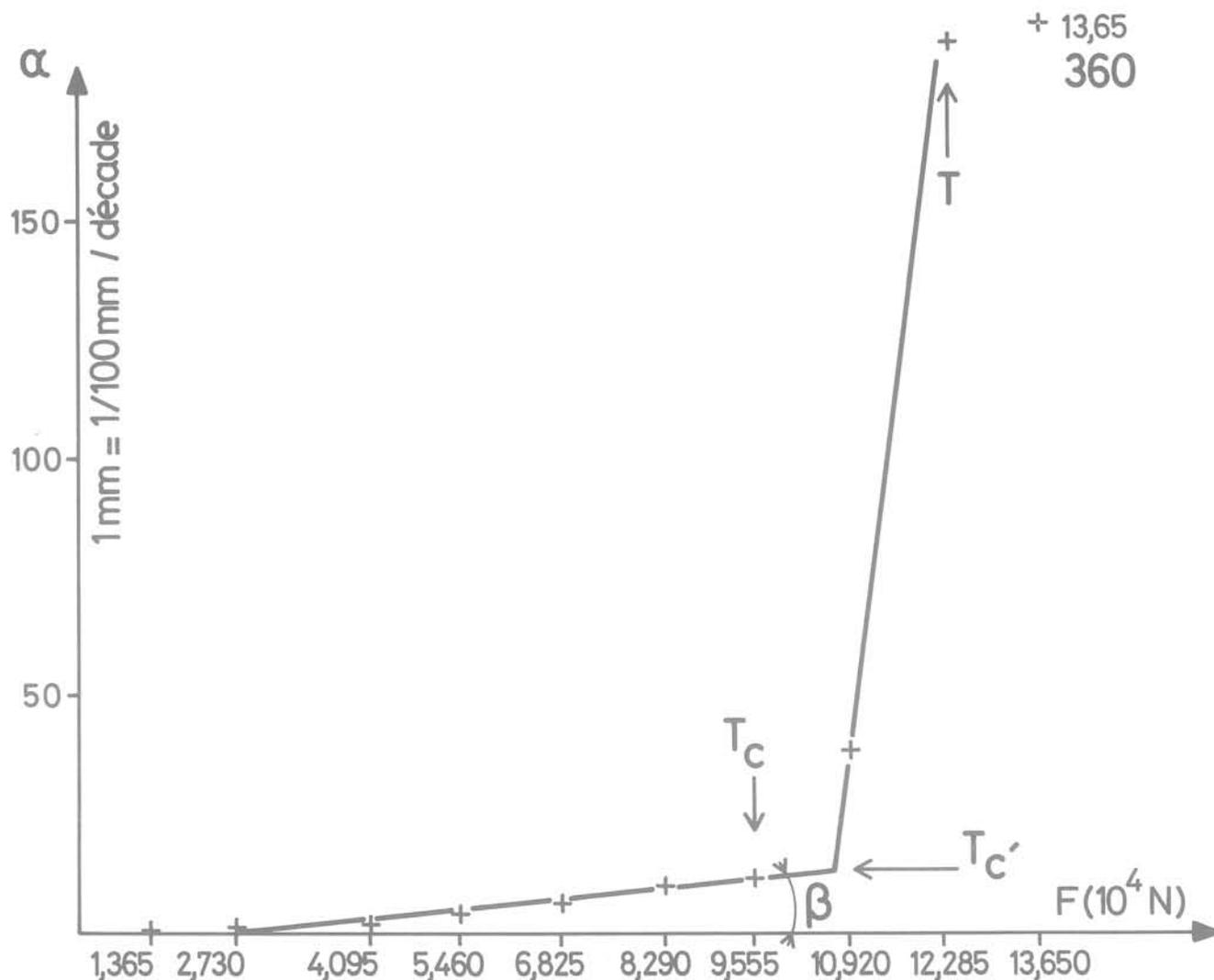


Fig. 5 Evolution des pentes  $\alpha$  en fonction des tractions appliquées au tirant et définition des paramètres  $T_C$ ,  $T'_C$  et  $T$

Les fissures des ancrages en coulis ont également été relevées.

## 7 Résultats

### 7.1 Traction critique $T_C$

On a adopté comme valeur de  $T_C$  la charge correspondant au dernier palier de chargement de la partie de faible pente  $\beta$  de la courbe donnant la pente  $\alpha$  en fonction de la charge (fig. 5).

La charge  $T'_C$  correspond à l'intersection des deux droites schématisant cette courbe. La charge  $T$  correspond au premier palier présentant une valeur importante de la pente  $\alpha$ , de l'ordre de 1 mm par décennie de minutes. Cet accroissement de pente se produit généralement au deuxième palier de chargement supérieur à  $T_C$ .

Les évolutions pour tous les tirants des pentes  $\alpha$ , en fonction des tractions appliquées au tirant ont été regroupées sur la figure 6. A titre indicatif, a également été reportée la courbe correspondant au tirant constitué par une plaque.

Les valeurs numériques des pentes  $\beta$  de la partie de la courbe passant par l'origine, de  $T_C$ ,  $T'_C$  et  $T$  sont indiquées dans le tableau n° 1. On peut constater que les tirants métalliques (n° 2 et 3) essayés respectivement en traction et en compression et le tirant n° 4 en coulis dont les longueurs de bulbe sont identiques (2 m) ont des valeurs de  $T_C$  groupées autour de 50 kN (respectivement 49,2 - 56,4 et 57,3 kN).

Les tirants n° 7 et 8 de longueur de bulbe identique (3 m) ont des valeurs de  $T_C$  très voisines (respectivement 90,1 et 95,6 kN). Par contre le tirant n° 9 de même longueur de bulbe que les précédents, mais dont la butée en tête avait été supprimée, a une valeur de  $T_C$  (65,5 kN) de l'ordre de 30% inférieure à celle de ces tirants.

Le tirant n° 5 de 3 m de longueur de bulbe et placé sous une hauteur de sable de 2 mètres à une valeur de  $T_C$  (96,1 kN) semblable à celles correspondantes aux tirants n° 7 et 8 (respectivement 90,1 et 95,6 kN) de même longueur de bulbe mais placés sous une hauteur de sable de 3 m. Ces résultats montrent que la profondeur critique, au-delà de laquelle les efforts sont indépendants de la profondeur d'ancrage, est inférieure à 2 m.

Les valeurs de  $T_C$  obtenues pour les tirants n° 4, 5 et 6 (respectivement 57,3 kN - 96,1 kN et 122,9 kN) de 2,3 et 4 m de longueur de bulbe montrent que pratiquement  $T_C$  croît linéairement avec la longueur du bulbe (fig. 7).

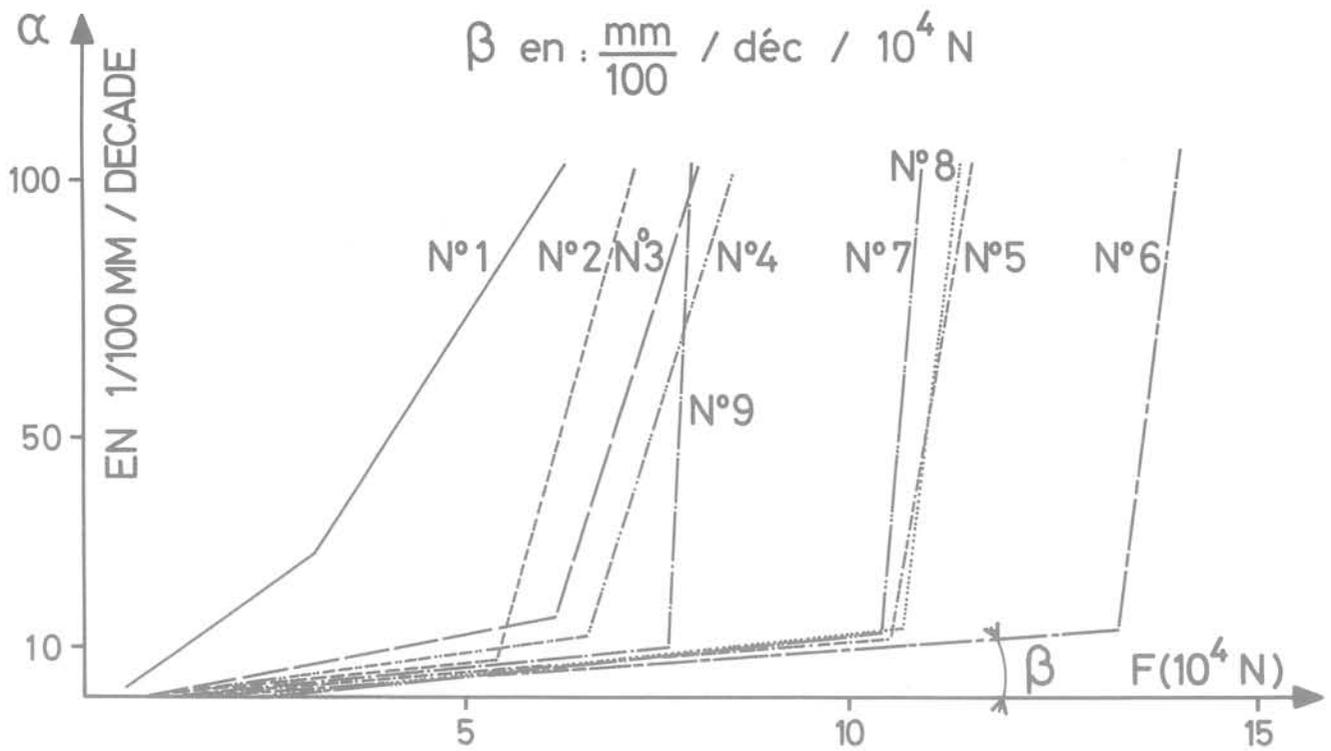


Fig. 6 Evolution des pentes  $\alpha$  en fonction des tractions appliquées aux tirants

Les valeurs du rapport  $\frac{T_c}{T_a}$  sont indiquées dans le tableau n° 1. Les valeurs obtenues sont voisines de la valeur 0,9 proposée dans le document "Recommandations TA 77".

Dans le tableau n° 1 ont également été reportées les valeurs de la traction admissible  $T$  définies suivant les trois critères suivants :

$$T_a = 0,9 T_c$$

$$T_a = 0,8 T_c$$

$$T_a = \frac{T}{1,5}$$

On peut constater que, sauf pour le tirant n° 2, c'est le calcul par rapport à la traction de rupture qui donne les résultats les plus défavorables. Les valeurs correspondant à  $0,9 T_c$  sont légèrement plus optimistes. On vérifie bien que la valeur de  $\beta$  décroît quand la longueur du tirant augmente.

## 7.2 Déplacements à la charge critique $T_c$

Les valeurs de ces déplacements ont été reportées dans le tableau n° 1. Le déplacement de la tête du tirant métallique n° 2, sollicité en traction, a été de 2,5 mm. A titre indicatif, dans le cas de la plaque ce déplacement atteignait 6,5 mm.

Le déplacement croît avec la longueur du bulbe, toute chose restant égale par ailleurs. Les valeurs observées pour les tirants n° 4, 5 et 6 de 2, 3 et 4 m de longueur ont été respectivement égales à : 1,5 — 1,8 et 2,5 mm.

Les tirants n° 7 et 8 ont des déplacements identiques (2,0 mm). Par contre le tirant n° 9 de même longueur de

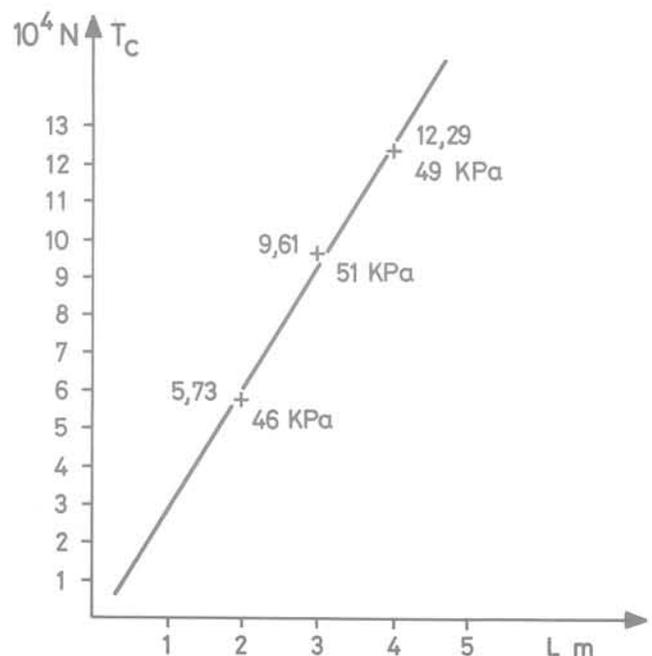


Fig. 7 Evolution de la traction critique  $T_c$  en fonction de la longueur  $L$  du bulbe d'ancrage

N° de l'essai	$\beta$ mm/dec/10 <sup>4</sup> N 100	T <sub>c</sub> k N	T' <sub>c</sub> k N	T <sub>c</sub> T' <sub>c</sub>	T k N	T <sub>a</sub> = 0,9 T <sub>c</sub> k N	T <sub>a</sub> = 0,8 T' <sub>c</sub> k N	T <sub>a</sub> = T k N 1,5	déplacement à T <sub>c</sub> mm
2	1,42	49,2	54,1	0,91	68,9	36,8	43,3	45,9	2,5
3	2,51	56,4 (1)	62,0	0,91	73,3	50,8	49,6	48,9	
4	2,22	57,3	65,5	0,87	76,4	51,6	52,4	50,9	1,5 (3)
5	1,37	96,1	105,9	0,91	120,1	86,5	84,7	80,1	1,8 (3)
6	1,08	122,9	135,4	0,91	150,1	110,6	108,3	100,1	2,5 (3)
7	1,55	90,1	104,7	0,86	106,5 (2)	81,1	83,8	71,0	2,0 (3)
8	1,61	95,6	107,0	0,89	122,9	86,0	85,6	81,9	2,0 (3)
9	1,54	65,5	75,9	0,86	86,3	59,0	60,7	57,5	1,5 (3)

- (1) Fluage en pied du bulbe  
(2) Valeur des incréments de charge trop élevée  
(3) Valeurs mesurées après fluage

Tableau 1

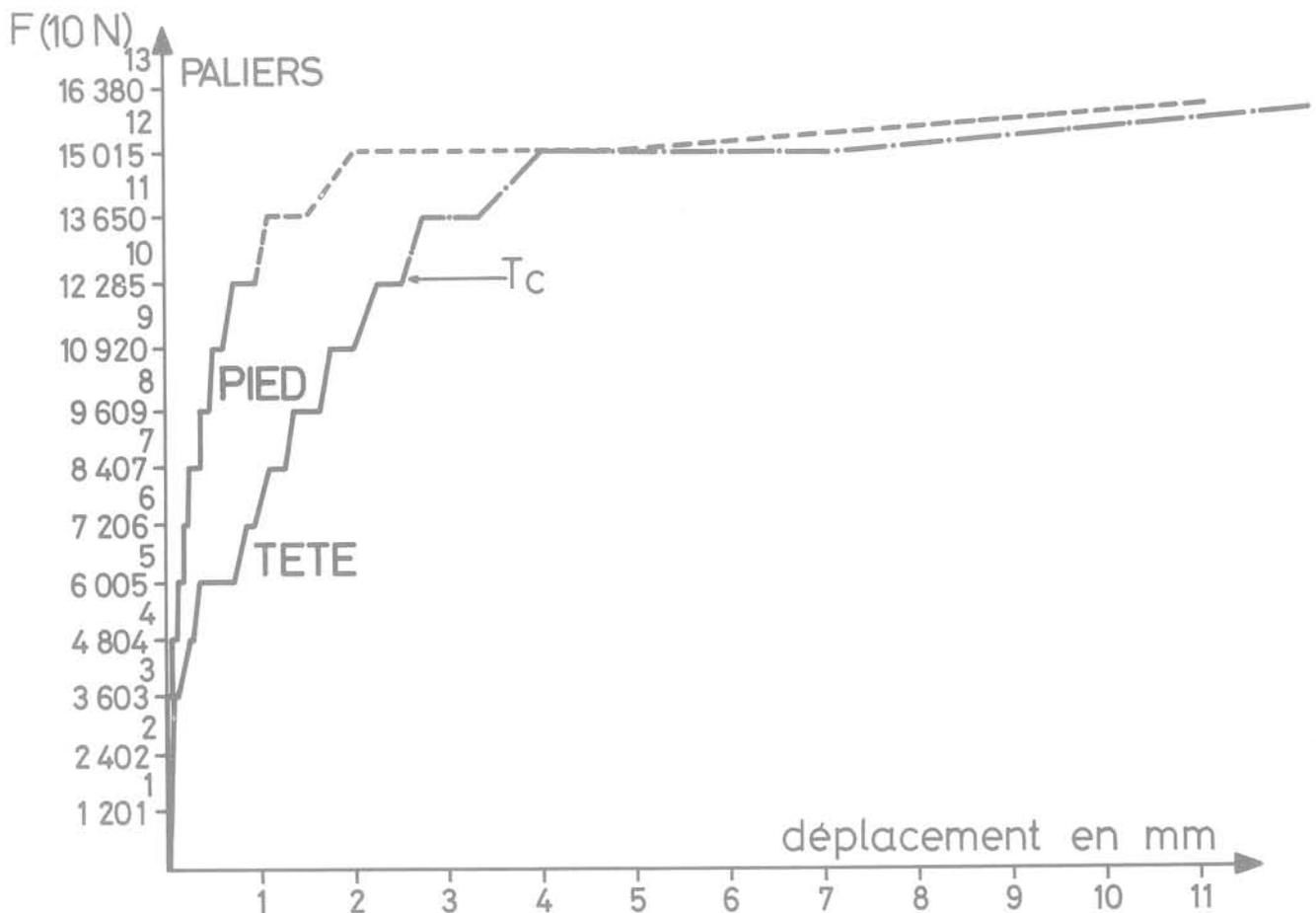


Fig. 8 Déplacement en tête et en pied du tirant n°6 au cours des paliers de chargement

bulbe et placé sous la même hauteur de sable que les précédents mais dont la butée frontale a été supprimée à un déplacement plus faible (1,5 mm) duquel il faut rapprocher une valeur de T<sub>c</sub> plus faible également.

Sur la figure n° 8 ont été reportés les déplacements en tête et en pied du tirant n° 6, en fonction des charges appliquées à ce tirant. On peut constater que le déplacement du pied se

produit dès le troisième palier. On peut également noter un fluage, au niveau de la tête, anormalement important dans le cinquième palier à cause d'une fissuration importante du coulis au cours de ce palier.

Pour la traction critique T<sub>c</sub> les valeurs des déplacements en tête et en pied, en fin de fluage, sont respectivement de 2,5 et 1,0 mm.

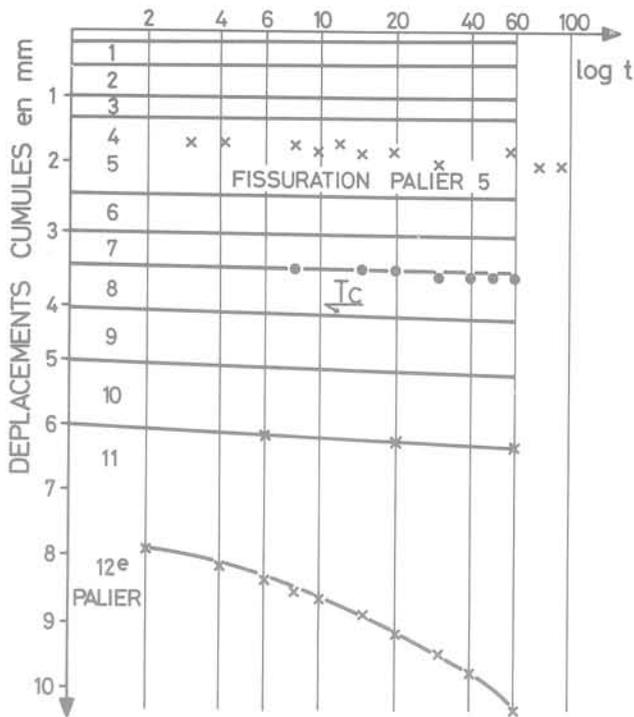


Fig. 9 Courbes de fluage du tirant n°6

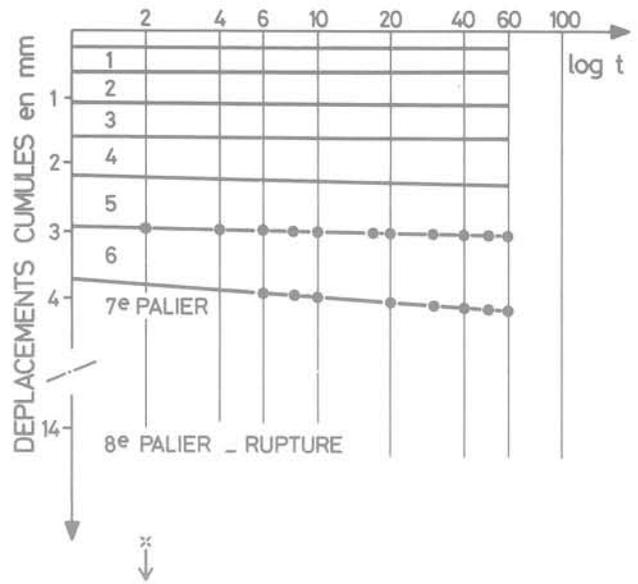


Fig. 10 Courbes de fluage du tirant n°9

### 7.3 Courbes de fluage

Les courbes de fluage de tous les tirants sont linéaires jusqu'à la traction critique.

La figure 9 donne, à titre d'exemple, les courbes de fluage du tirant n° 6. On peut constater qu'elles restent linéaires jusqu'au onzième palier (la traction critique a été atteinte au dixième palier).

A cause de la fissuration survenue au cours du cinquième palier il n'a pas été possible de tracer la courbe correspondant à ce palier. Le douzième palier possède une courbure assez forte. Le treizième palier n'a pas été représenté.

Il est à noter que la rupture franche n'a jamais été obtenue à l'exception du tirant n° 9 dont la butée frontale avait été supprimée. Les courbes de fluage correspondant à ce tirant sont représentées sur la figure 10. Ces courbes étaient linéaires jusqu'au septième palier. Au huitième palier le tirant a cédé brusquement sans qu'il soit possible de tracer une courbe de fluage.

### 7.4 Pression transmise au milieu

Sur la figure n° 11 sont représentées, en fonction des tractions appliquées au tirant n° 6, les pressions enregistrées par les capteurs situés devant le bulbe de ce tirant. A la traction critique  $T_c$  ces valeurs sont faibles (80 à 200 k Pa). (1).

Les pressions enregistrées par les capteurs situés latéralement au bulbe (capteur 205 et 206) ont augmenté nettement (fig. 12). Les capteurs situés au-dessus du tirant (capteur 221 - 200 et 204) n'ont enregistré que des pressions faibles ou même décroissantes.

Des résultats de même nature ont été obtenus dans tous les essais. La figure 13 représente les résultats correspondant au tirant n° 9. On constate bien globalement les mêmes résultats que ceux qui viennent d'être décrits. Les pressions

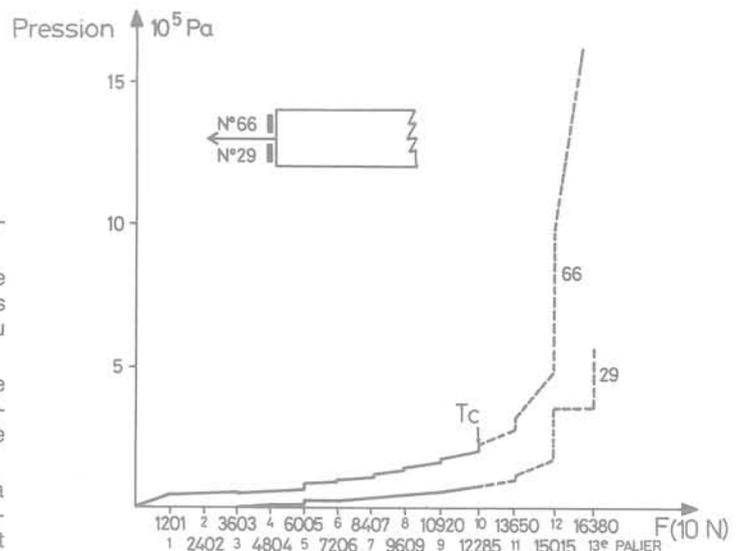


Fig. 11 Evolution, en fonction des tractions appliquées au tirant n°6, des pressions devant le bulbe

transmises aux capteurs latéraux (203 et 300) croissent nettement et atteignent des valeurs de l'ordre de 25 k Pa à la traction critique. Au-dessous de la traction critique les capteurs situés au-dessus du bulbe (200 - 202 et 198) donnent des accroissements de pression faibles, à l'exception du capteur 216 qui accuse des pressions plus importantes. Le capteur 204 donne des accroissements de pression de l'ordre de celles des capteurs latéraux. Le capteur 221 situé au-dessus du bulbe mais à une distance plus importante que celle du capteur 204 a, de ce fait, enregistré des pressions nettement plus faibles.

(1) Pour des tractions supérieures à  $T$  la pression croît à une allure exponentielle.

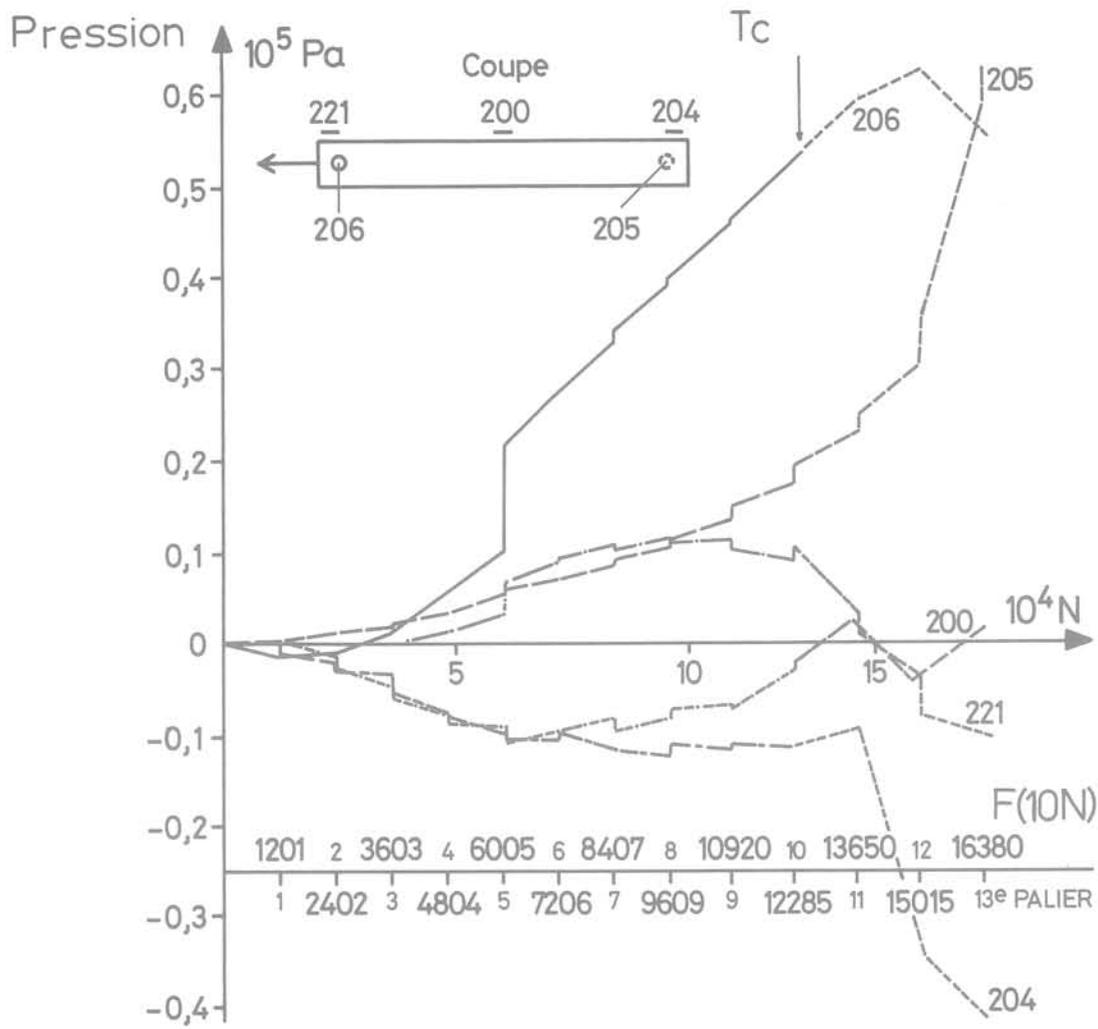


Fig. 12 Evolution des pressions latérales en fonction des tractions appliquées au tirant n° 6

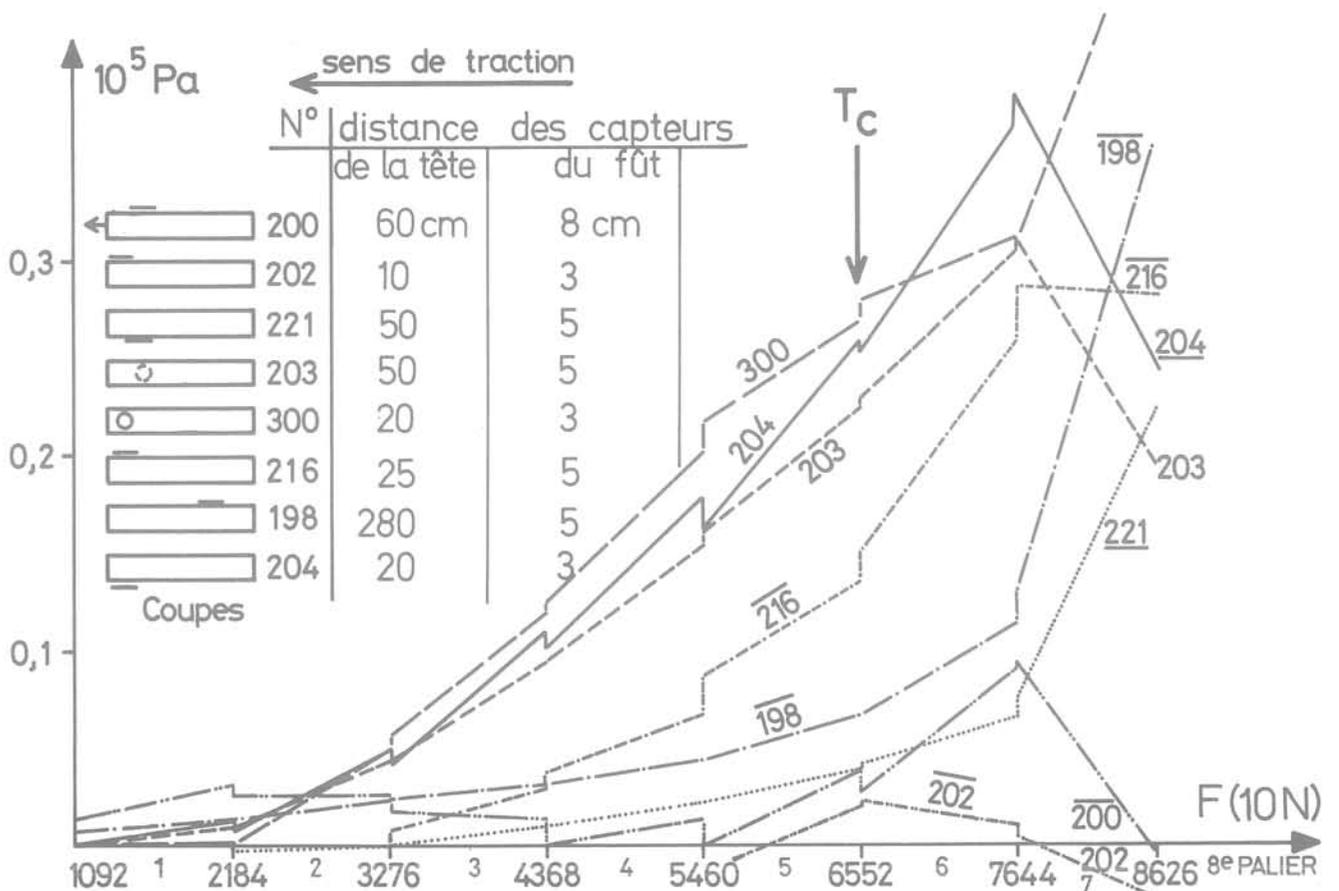


Fig. 13 Evolution des pressions latérales en fonction des tractions appliquées au tirant n° 9

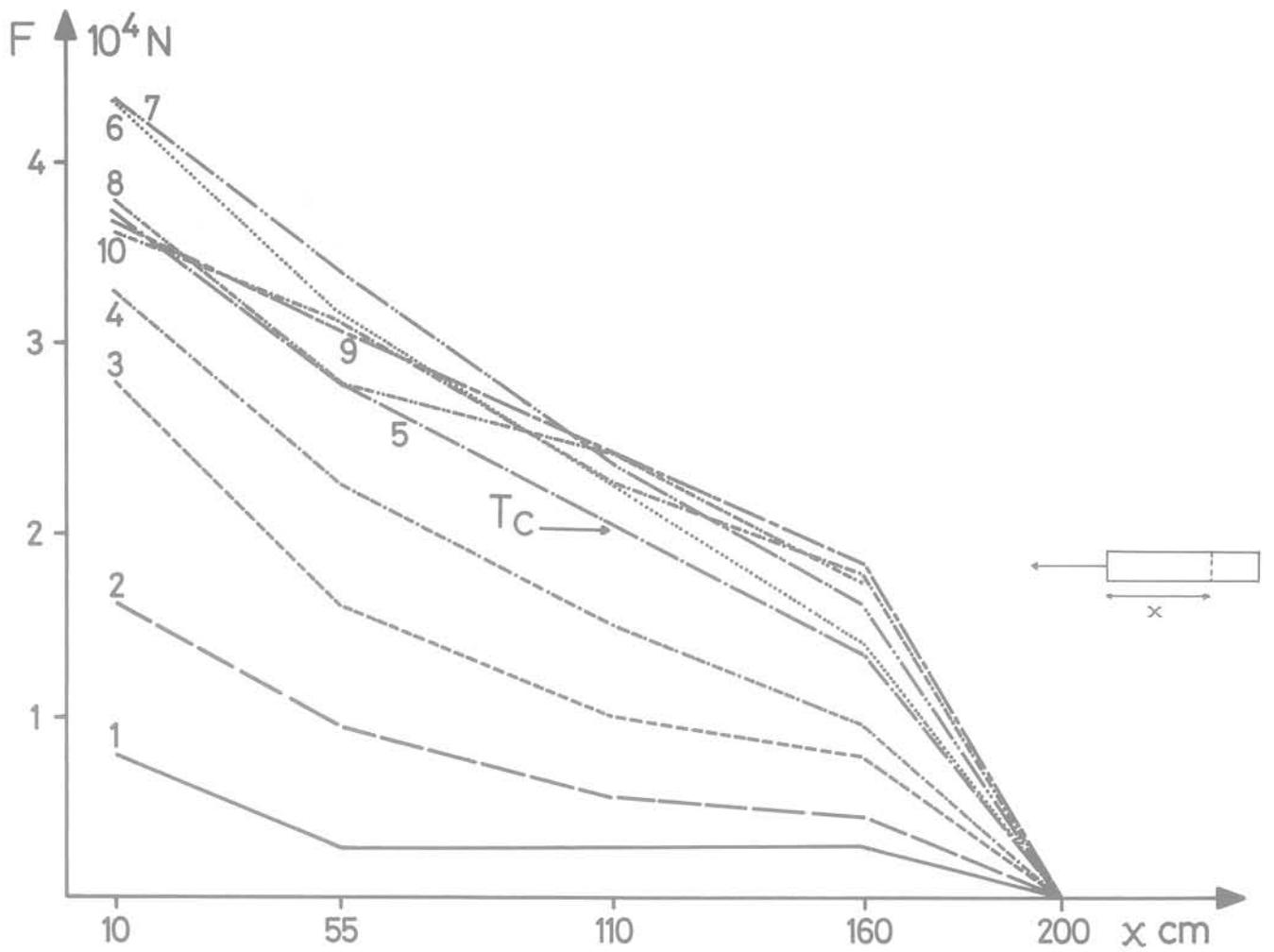


Fig. 14 Evolution de l'effort total le long du bulbe du tirant n°2

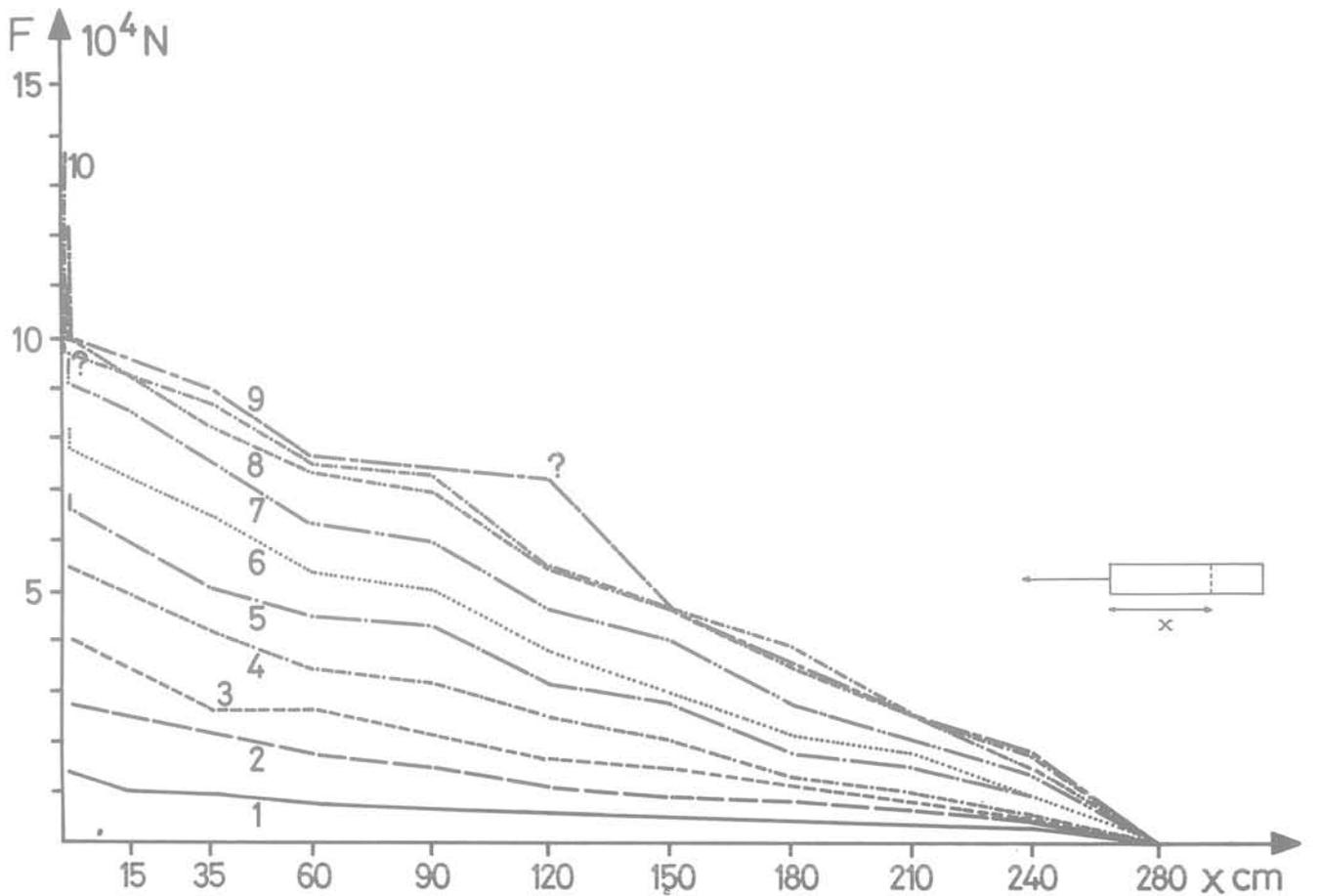


Fig. 15 Evolution de l'effort total le long du bulbe du tirant n°8

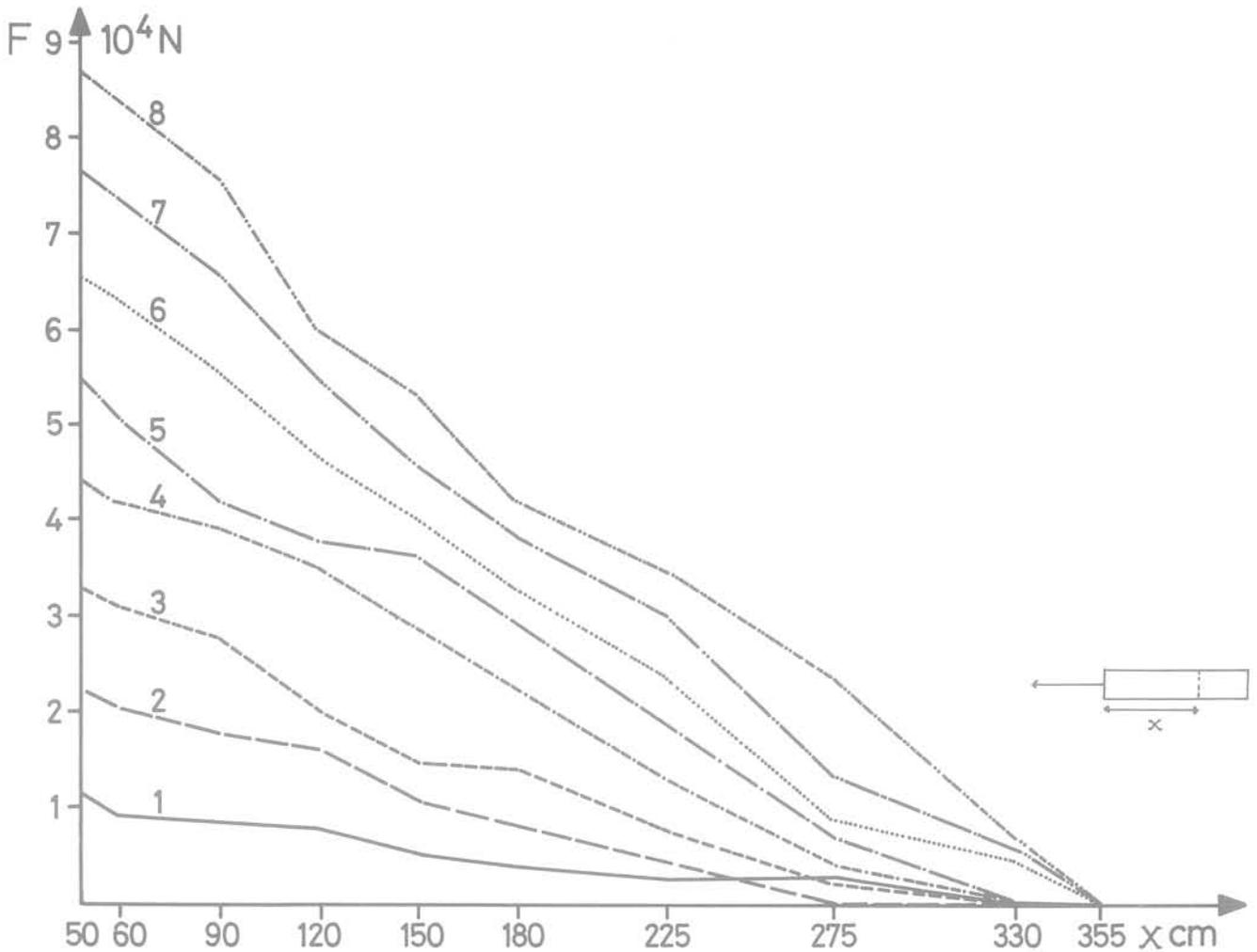


Fig. 16 Evolution de l'effort total le long du bulbe du tirant n° 9

### 7.5 Répartition des efforts le long du bulbe du tirant

Les jauges de déformation placées sur les demi tubes des tirants métalliques ou sur l'armature des tirants en coulis ont permis de déterminer la répartition des efforts le long du bulbe. Par contre les mesures des jauges noyées dans le coulis n'ont pu être exploitées par suite d'un défaut de connexion.

L'étalonnage avant essai des jauges des tirants en coulis a été complété par un nouvel étalonnage après essai afin de tenir compte des effets de la fissuration des coulis.

La figure 14 donne l'évolution de l'effort le long du tirant métallique n° 2. La traction critique  $T_c$  était atteinte au cinquième palier. On peut constater qu'à partir du septième palier les courbes deviennent très voisines ce qui montre que les accroissements de charges sont alors entièrement absorbés par l'accroissement de la butée frontale.

Des phénomènes semblables peuvent être observés dans le cas du tirant en coulis n° 8 (fig. 15) dont la traction critique est atteinte au septième palier. A partir du huitième palier les courbes deviennent très voisines et l'accroissement des efforts appliqués au tirant est absorbé par la mise en butée progressive de la tête du bulbe.

Dans le cas du tirant n° 9, pour lequel la butée frontale a été supprimée, la répartition des efforts évolue régulièrement jusqu'à la rupture (fig. 16). Pour l'ensemble des essais on a pu constater que dès les premiers paliers de chargement la partie arrière du bulbe était sollicitée par des efforts latéraux. D'autre part l'effort latéral total augmente encore pour le palier succédant à la traction critique puis chute ensuite légèrement.

### 7.6 Frottement latéral unitaire $\tau_m$

Les valeurs du frottement latéral unitaire ont été déterminées pour des longueurs d'environ 60 cm. La fissuration des coulis a parfois entraîné des difficultés de mesure et par suite une certaine imprécision dans la détermination des valeurs du frottement unitaire.

La figure 17 représente la distribution de  $\tau_m$  le long du bulbe, pour le tirant métallique n° 2. On peut constater que pendant les quatre premiers paliers la valeur maximale de  $\tau_m$  est située à la tête du bulbe. Pour les paliers suivants ce maximum passe à l'extrémité arrière du bulbe. Les valeurs de  $\tau_m$  à cette extrémité sont très élevées dès le départ, à cause d'une assez grande rigidité du bulbe métallique.

La figure n° 18 montre nettement, pour le tirant n° 6, le déplacement de l'avant vers l'arrière de  $\tau_m$  maximum quand les charges augmentent. Cette valeur maximale se situe en tête du bulbe pour les cinq premiers paliers, au milieu pour les paliers 6 à 9 et vers l'arrière pour les paliers 10 à 13.

Dans le cas du tirant n° 8 (fig. 19) quelques valeurs aberrantes ont été observées au cours du neuvième palier. Ces valeurs aberrantes étant mise à part, on n'observe plus de pic dans les courbes de répartition de l'effort latéral unitaire. Les valeurs maximales de cet effort restent en tête pendant la totalité du chargement. On observe une montée progressive des efforts unitaires le long du bulbe qui conduit, à la fin de l'essai, à une valeur relativement constante tout le long du bulbe.

Dans le cas du tirant n° 9 dépourvu de butée frontale, la distribution du frottement latéral unitaire tend également vers une certaine uniformisation avec l'accroissement des charges (fig. 20).

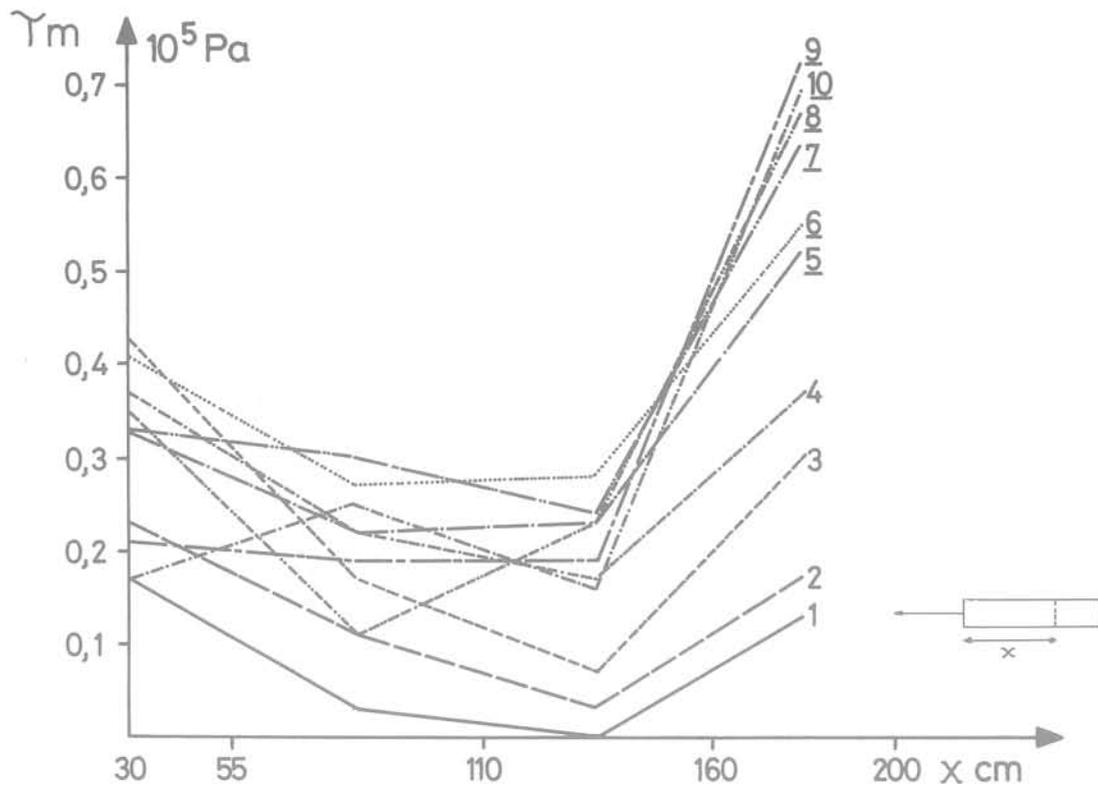


Fig. 17 Evolution du frottement latéral unitaire  $\Upsilon_m$  le long du bulbe du tirant n°2

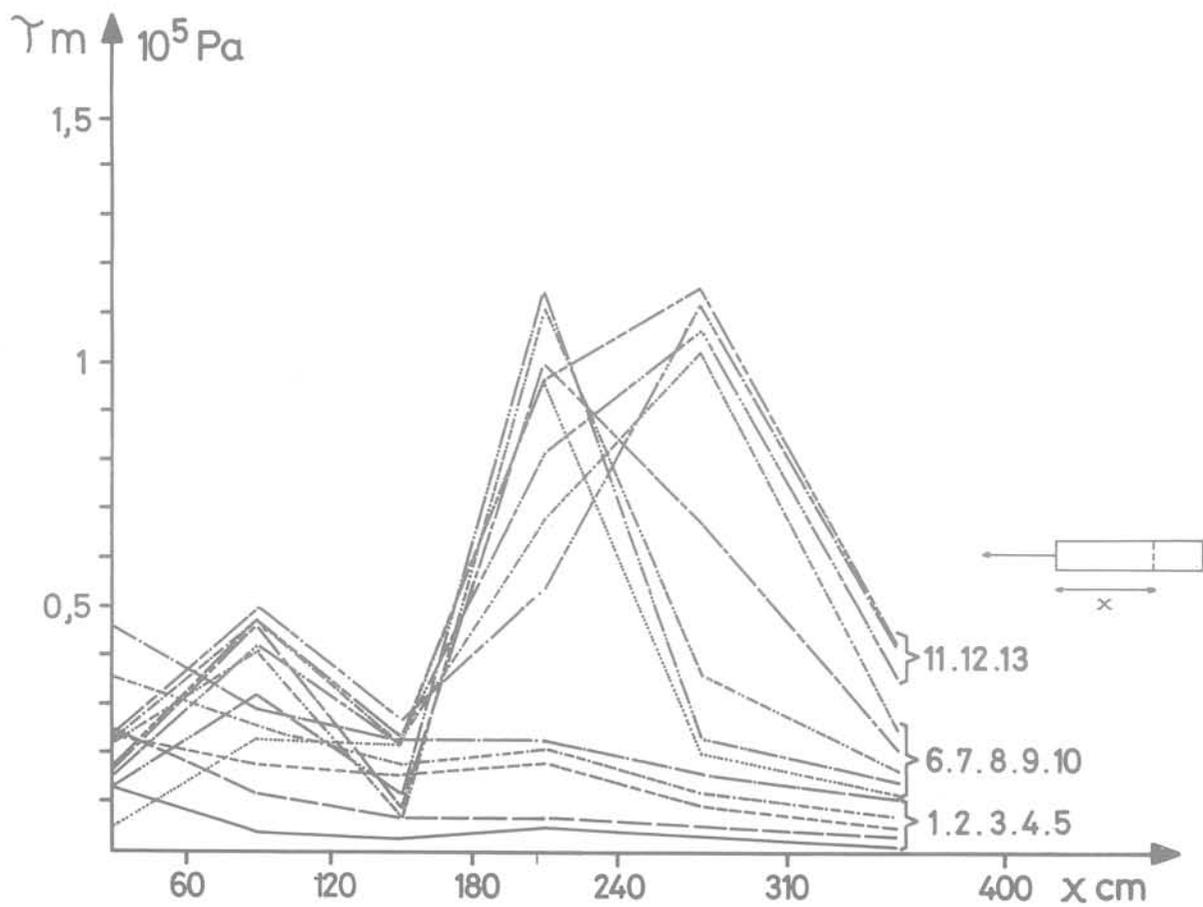


Fig. 18 Evolution du frottement latéral unitaire  $\Upsilon_m$  le long du bulbe du tirant n°6

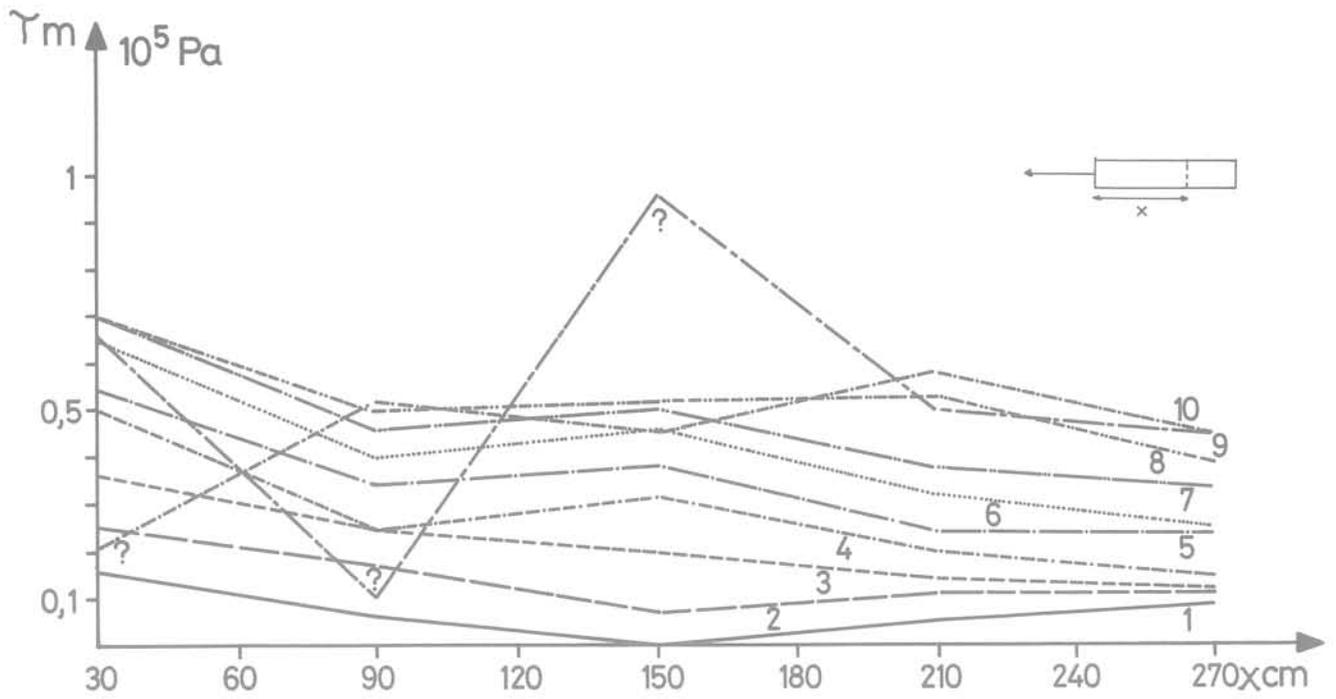


Fig. 19 Evolution du frottement latéral unitaire  $\tau_m$  le long du bulbe du tirant n°8

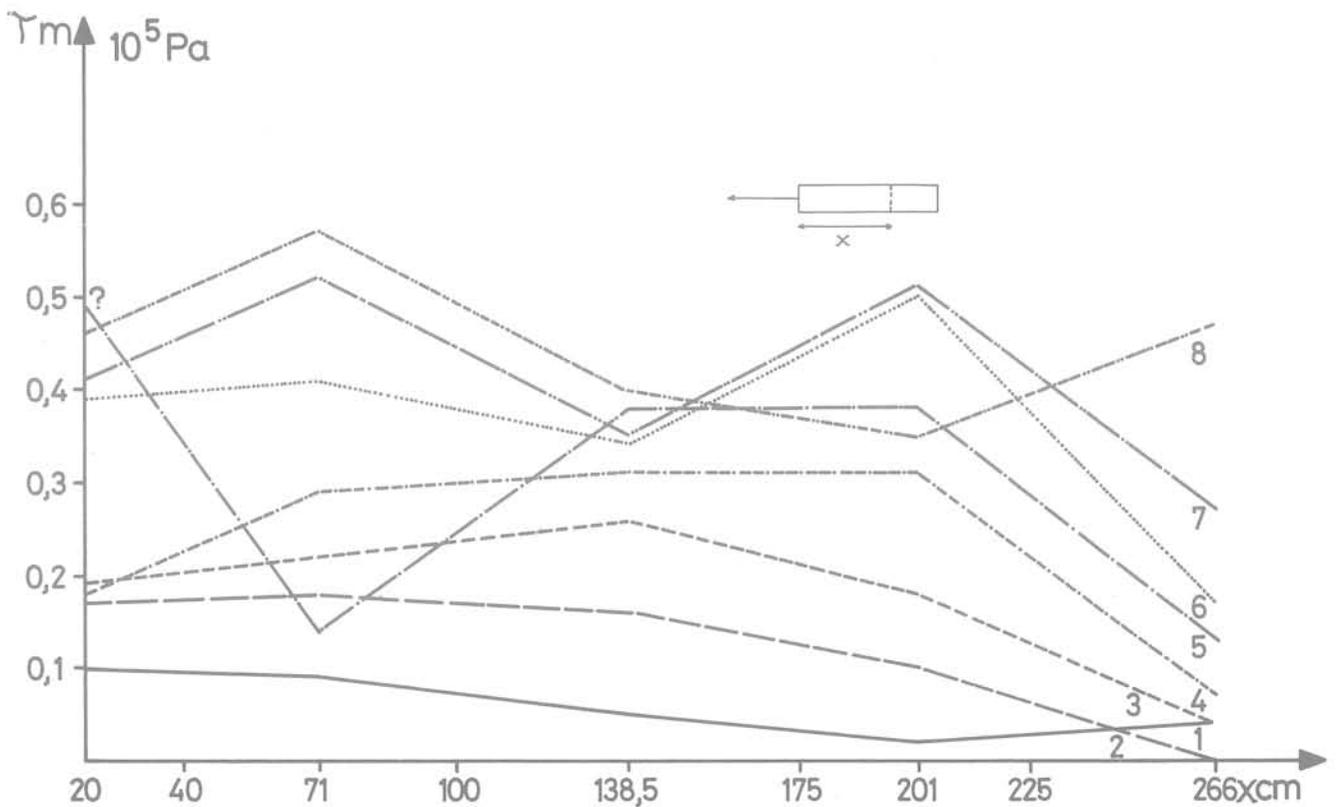


Fig. 20 Evolution du frottement latéral unitaire  $\tau_m$  le long du bulbe du tirant n°9

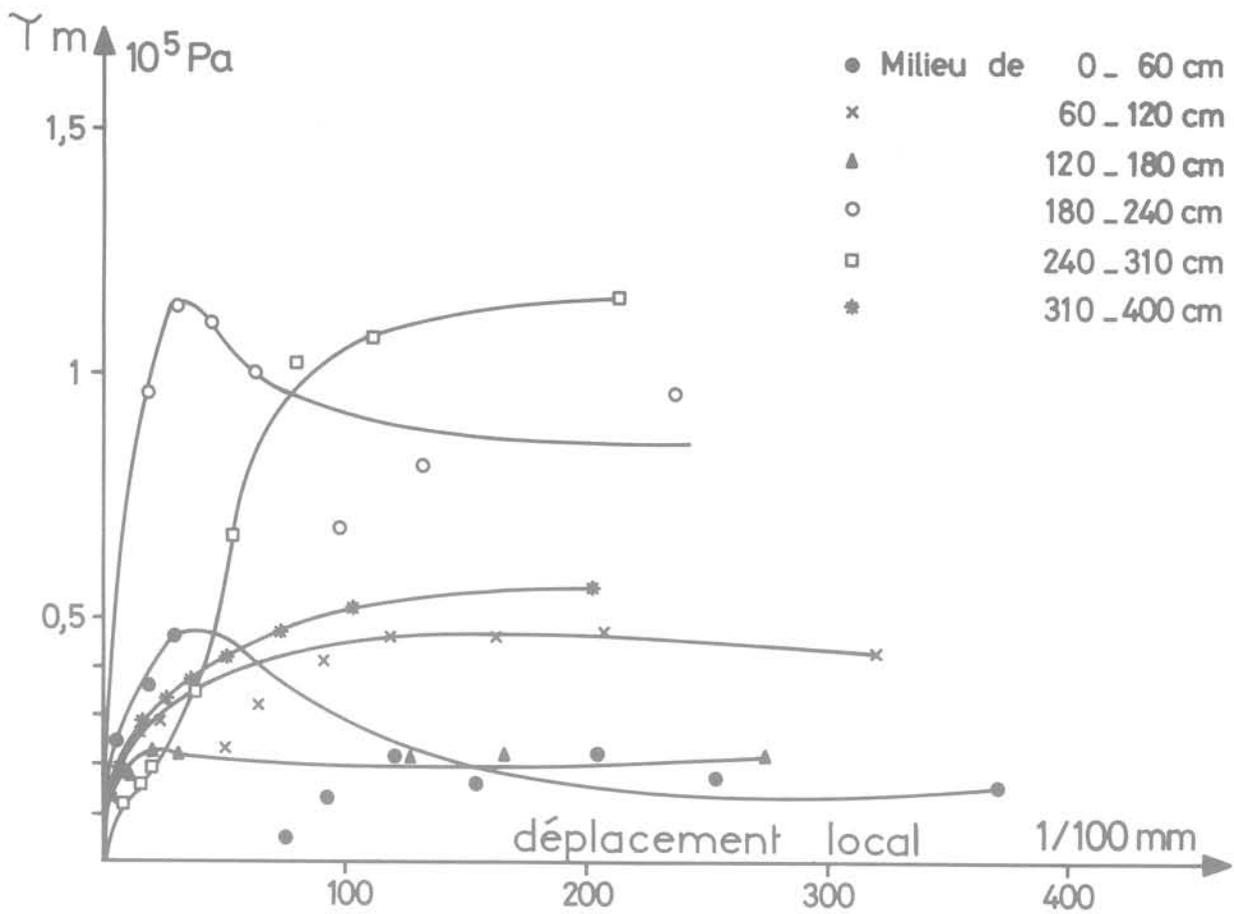


Fig. 21 Variation du frottement latéral unitaire en fonction du déplacement local pour le tirant n° 6

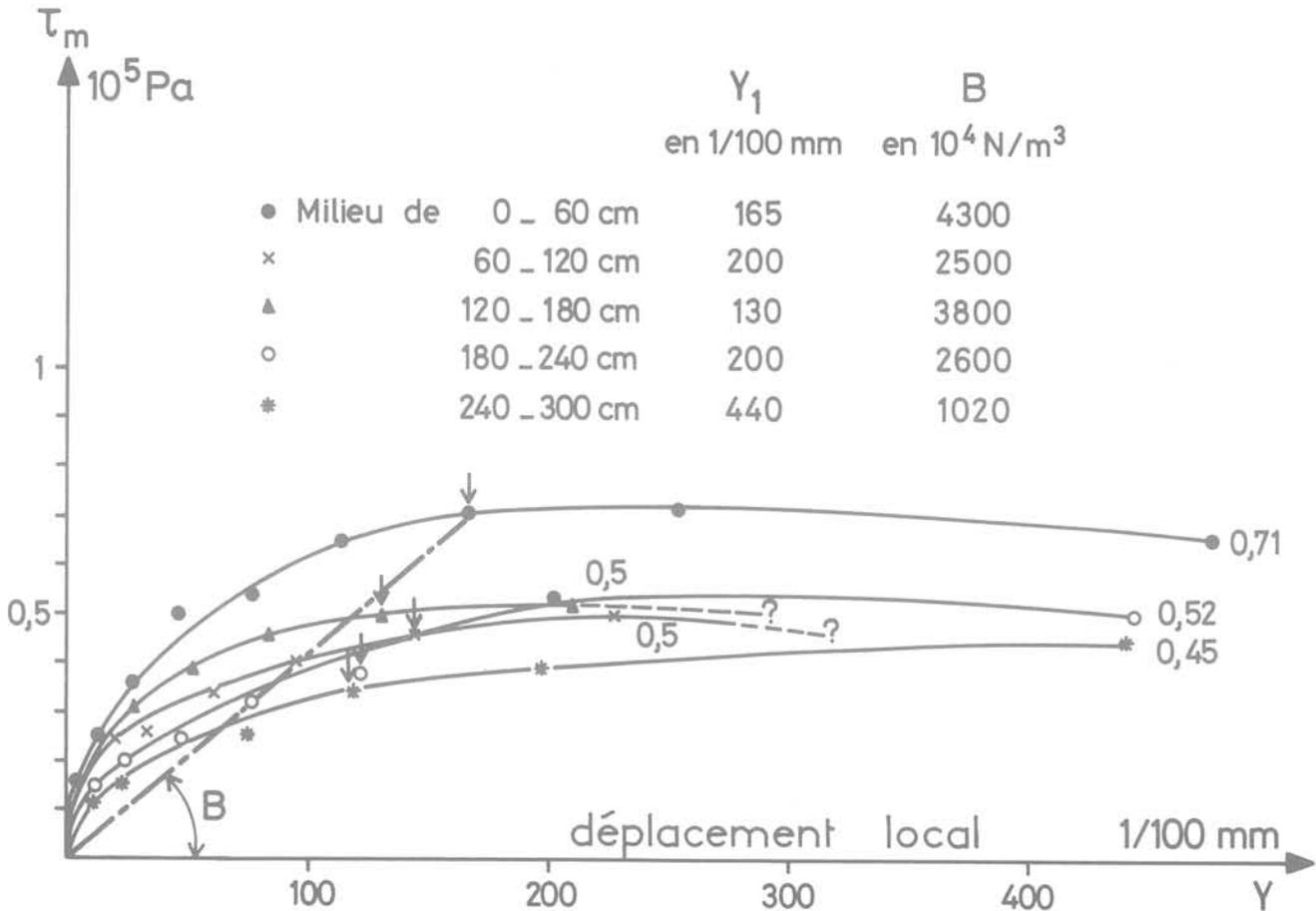


Fig. 22 Variation du frottement latéral unitaire en fonction du déplacement local pour le tirant n° 8

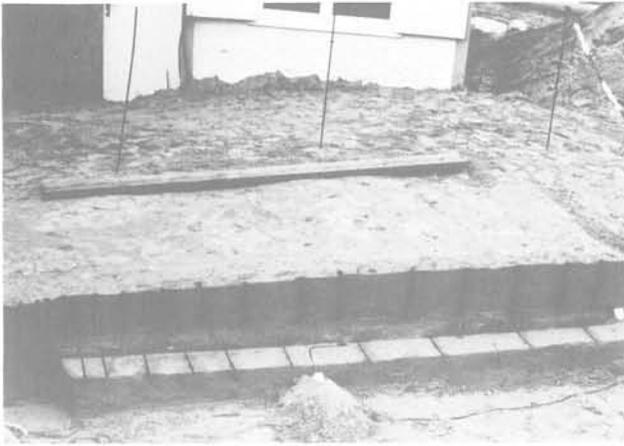


Fig. 23 Vue d'ensemble des bandes et des tubes en sable noir

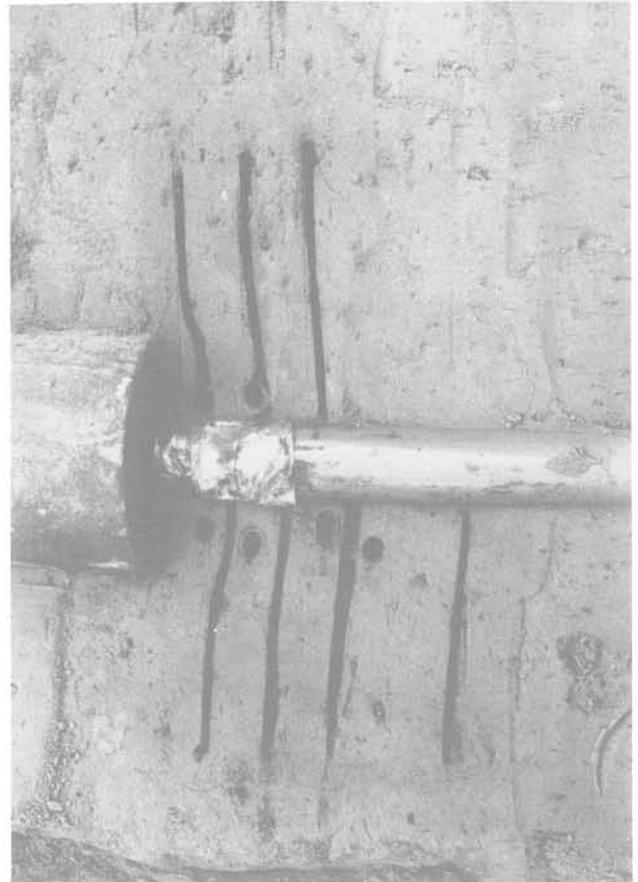


Fig. 24 Exemple de déformations des bandes en sable noir placées devant la tête du bulbe

### 7.7 Variations du frottement latéral unitaire en fonction du déplacement local

La figure 21 donne les courbes correspondant au tirant n° 6. On peut constater une certaine dispersion dans les valeurs mesurées. Deux des courbes présentent un pic et les autres un accroissement régulier. Par contre le tirant n° 8 (fig. 22), les courbes présentent toutes des paliers compris entre 40 kPa et 70 kPa, pour des déplacements locaux compris entre 1,6 et 2,0 mm.

Sur cette dernière figure on a également indiqué les paramètres  $Y_1$  et  $B$  définis par Cambefort [2]. Le point  $Y_1$  correspond au déplacement du coulis par rapport au sable pour lequel le frottement latéral est saturé. La valeur de  $B$  a été prise égale à la pente de la droite joignant le point  $Y_1$  à l'origine.

### 7.8 Déformations du milieu sableux

Les déformations du milieu sableux à la fin de l'essai ont été obtenues par l'observation des bandes et des tubes en sable noir. La figure 23 donne une vue d'ensemble des bandes et des tubes en sable noir placés autour du bulbe et des tubes en sable noir placés devant la tête du tirant. Dans l'exemple de bandes et de tubes en sable noir placés devant la tête du bulbe, donné par les figures 24 et 25, la zone déformée était de faible dimension malgré un déplacement de la tête du bulbe de l'ordre de 20 mm.

Cette zone déformée avait, en moyenne, une longueur de l'ordre de 17 cm, une largeur de l'ordre de 35 cm et une hauteur de l'ordre de 28 cm.

L'examen des tubes et des bandes en sable noir placés au voisinage du bulbe a montré que la zone cisailée n'avait qu'une très faible épaisseur, de l'ordre de 1 à 2 mm (fig. 26 et 27). On peut en particulier observer sur la figure 27 la traînée de sable noir causée par le déplacement du tirant.

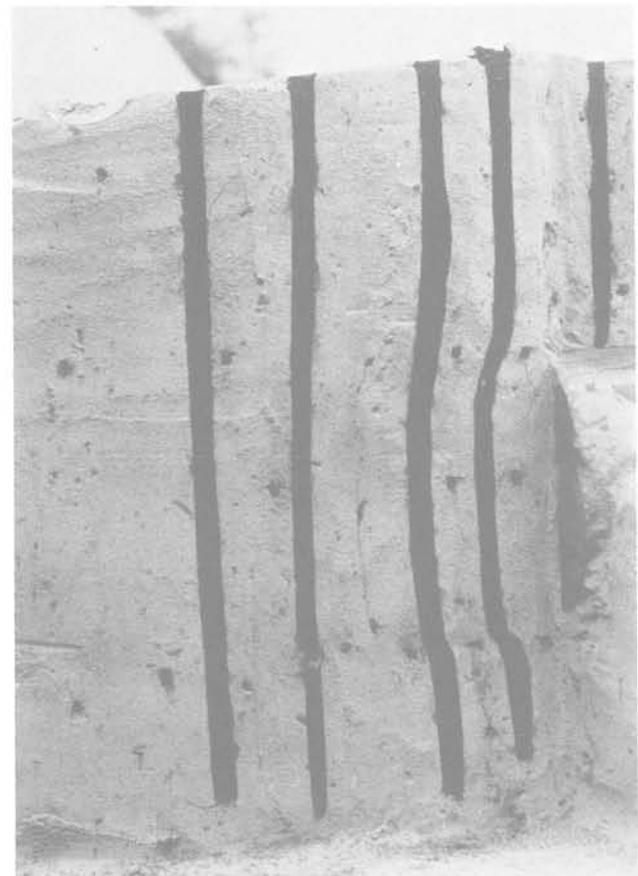


Fig. 25 Exemple de déformations des tubes en sable noir placés devant la tête du bulbe



Fig. 26 Exemple de déformations des tubes en sable noir placés au-dessus du bulbe



Fig. 27 Exemple de déformations d'une bande de sable noir placée contre le bulbe

## 8 Conclusions

Cette première série d'essais a apporté une meilleure compréhension du comportement des tirants d'ancrage. Les couches de répartition des efforts le long du bulbe et d'évolution des efforts devant la tête de l'ancrage ont permis de mettre en évidence, qu'après mobilisation totale de l'effort latéral peu après la traction critique  $T_c$ , les efforts supplémentaires appliqués au tirant étaient absorbés intégralement par la butée en tête du bulbe. Cette reprise des efforts s'accompagne de vitesses de fluage importantes.

Le critère de rupture est difficile à définir. La traction de rupture pourrait être définie par la valeur correspondant à un palier de chargement pour lequel la pente des courbes de stabilisation serait supérieure à 1 mm par décade de minutes.

Les essais d'ancrages en coulis de 3 m de longueur de bulbe et ancrés sous des profondeurs de sable de 2 et 3 m ont montré que la profondeur critique, pour laquelle les efforts de traction sont indépendants de la profondeur d'ancrage, est inférieure à 2 m.

La traction critique augmente linéairement en fonction des longueurs d'ancrage pour des valeurs comprises entre 2 et 4 m. Ces résultats, obtenus dans un milieu constitué par un sable fin de granulométrie uniforme et un indice de densité égal 0,59 confirment les résultats de Ostermayer [4]

Les témoins en sable noir ont montré que la zone cisailée autour du bulbe n'avait qu'une épaisseur très faible de l'ordre de 1 à 2 mm. La zone de rupture devant la tête de bulbe n'a également que des dimensions très limitées.

Des essais de tirants possédant des bulbes de plus grande longueur seront réalisés dans une phase ultérieure. Ils doivent permettre d'affiner les connaissances sur l'évolution du frottement latéral en fonction des charges et sur le déplacement du bulbe par rapport au sable et d'adapter aux tirants d'ancrage les lois proposées par Cambefort [2] pour les pieux.

## Références bibliographiques

- [1] BUSTAMANTE M., DELMAS F., LACOUR J. (1978) — "Comportement des tirants précontraints dans une argile plastique". Revue Française de Géotechnique n° 3 - Janvier 1978.
- [2] CAMBEFORT, CHADEISSON (1965) — "Critère pour l'évaluation de la force portante d'un pieu C R". 6<sup>e</sup> Congrès International de Mécanique des Sols et Fondations, Montréal (1965).
- [3] LOGEAIS L., BUSTAMANTE M. "Les tirants d'ancrage". La nouvelle édition des Recommandations. Annales de l'I.T.B.T.P. n° 356 - Décembre 1977.
- [4] OSTERMAYER H., SCHEELE F. (1978) — "Research in ground anchors in non cohesive soils." Revue Française de Géotechnique n° 3 - Janvier 1978.



# L'auscultation du barrage de Serre-Ponçon depuis sa naissance et sur 20 ans d'exploitation

par

**G. Douillet**

Ingénieur Ecole d'Hydraulique de Grenoble  
Chef du Service Auscultation D.T.G. Grenoble

et

**E. Ledeuil**

Ingénieur Arts et Métiers  
Docteur en Mécanique du Sol

Exposé fait du Comité Français de Mécanique du Sol, séance du 23 mai 1979

## 1 Introduction

Le barrage de Serre-Ponçon, sur la Durance, a vingt ans. Lorsque en 1957 sa construction commence, il est le plus haut barrage en terre d'Europe. Il fait plus de 120 m de hauteur et représente un volume de remblais de 14 millions de m<sup>3</sup>.

S'agissant alors pour E.D.F. d'une première, les précautions sont multipliées, l'aide de tous recherchée. M. Coyne, grand spécialiste des barrages voûtes, aux côtés des experts américains, sera écouté par E.D.F., et beaucoup d'autres personnes participeront.

E.D.F. installe un laboratoire important pour l'époque à Gap. Dans le barrage, E.D.F. prévoit la mise en place d'un réseau d'auscultation substantiel (une trentaine de capteurs de pressions, une vingtaine de piézomètres en digue, une cinquantaine dans le rocher, trois tubes à cross-arms pour mesure des tassements dans la masse et 30 repères de surface, 4 tubes avec mesures inclinométriques, de nombreux points de relevés de débits, des mesures de résistivité des eaux...)

De nombreux articles ont déjà été publiés sur Serre-Ponçon et la bibliographie sommaire est donnée en fin d'article. L'auscultation étant "vivante", après avoir rappelé certains éléments connus on cherchera surtout à les faire vivre depuis l'origine jusqu'à maintenant, c'est-à-dire parfois sur plus de 20 ans.

Le Service de l'Équipement E.D.F., Maître d'Œuvre, assure l'exploitation de l'auscultation pendant la construction, interprète et recherche les renseignements utiles pour les barrages futurs.

Après la mise en eau et la première vidange, l'auscultation est remise aux mains du Service de la Production Hydraulique qui par l'intermédiaire de sa Division Technique Générale (Service Auscultation) prend alors le relais. C'est justement là que se situe le thème de cette publication et on verra à la suite deux manières d'interpréter des mesures, les buts étant différents. Il faut donc d'abord traiter des premières mesures et les analyser puis enchaîner sur l'exploitation de croisière.

Dans cette deuxième phase qui dure depuis 20 ans, l'objectif de surveillance et de sécurité est assuré dans des conditions différentes. Les responsables de l'auscultation doivent donner leur diagnostic quelles que soient les conditions :

- ils ne disposent pas de la maîtrise du plan d'eau,
- mais par ailleurs, au fur et à mesure que le temps passe, les données s'accumulent. Elles permettent alors de comprendre dans le détail, le comportement de l'ouvrage et constituent une précieuse référence tant qu'aucun désordre ne se manifeste.

Dans cette phase, la surveillance des évolutions en fonction du temps, appuyée sur des traitements statistiques rendus possibles par la taille de l'échantillon des mesures, joue un rôle essentiel.

## 2 Description de l'ouvrage

La Durance, affluent R.G. (lire Rive Gauche, par opposition à R.D., Rive Droite) du Rhone, draine un bassin versant de près de 14.000 km<sup>2</sup>. Pour pouvoir utiliser au mieux le potentiel d'irrigation des terres et énergétique soit près de 11 milliards de kWh, il était nécessaire de créer un grand réservoir de régularisation annuelle.

Le site de Serre-Ponçon qui avait retenu l'attention des Ingénieurs penchés sur le problème de la régularisation de la Durance, depuis la crue catastrophique de 1856, rassemble des aspects très positifs.

— Situé à l'aval du confluent de l'Ubaye, gros tributaire de rive gauche, le bassin versant intéressé est de 3.600 km<sup>2</sup>.

— La cote du lit est encore de 665 environ à moins de 200 km. de la mer (la cote est toujours donnée en mètres, il s'agit d'une altitude). La construction d'un barrage de 120 mètres de hauteur utile permet de créer un réservoir de 1200 millions de m<sup>3</sup> de capacité totale.

Mais le fait que la Durance coule, dans la traversée du défilé de Serre-Ponçon, sur un lit de graviers de plus de 100 mètres d'épaisseur, avait constitué longtemps pour les projecteurs un obstacle insurmontable.

### 2.1 Choix du type d'ouvrage

Rappelons brièvement les diverses considérations ayant abouti au projet définitif. En possession des résultats des reconnaissances préalables, E.D.F. a organisé, en 1949-1950, un concours d'idées auquel participèrent de nombreux Entrepreneurs et Bureaux d'Études français et étrangers.

La question posée était la suivante : le barrage de Serre-Poncon est-il techniquement possible et sous quelle forme ?

L'unanimité des concurrents se prononça pour une digue en terre, structure simple, pouvant s'adapter aux déformations de la fondation alluviale.

## 2.2 Choix du type de digue

On disposait a priori d'une masse indéfinie d'alluvions de la Durance qui convenaient parfaitement à la réalisation de la partie perméable de la digue. On s'est donc attaché à trouver des matériaux imperméables. En deux lieux, "Lionnets" et "Molera", on est arrivé à la conclusion que l'on pouvait disposer de deux millions de mètres cubes de matériaux convenant parfaitement à la constitution d'un noyau étanche.

Il était dès lors possible d'arrêter le choix sur une digue constituée par un noyau central étanche, épaulé de part et d'autre par des massifs perméables en alluvions de la Durance.

Quant au problème de l'étanchéité du lit alluvionnaire sur lequel serait construite cette digue, diverses études tant théoriques qu'économiques devaient conduire à préférer la coupure étanche verticale. Un tapis amont aurait dû faire au moins 1.200 m de long, bien soudé aux rives pour limiter les pertes à 400 ou 500 litres/secondes.

La solution "coupure verticale" permettait au contraire d'utiliser au mieux le site topographique, la surface du remplissage alluvionnaire ne dépassant guère 4.200 m<sup>2</sup> au droit de l'axe de la digue. On éliminait du même coup le problème posé par la grande perméabilité du contact alluvions rocher, l'écran pouvant être soudé au rocher sain. Enfin, on tirait profit de l'anisotropie des alluvions au point de vue perméabilité ( $K_x/K_y = 4$ ). Il était donc normal de conclure à la solution "écran vertical".

## 2.3 Description détaillée des ouvrages

### - Coupure étanche

Cette coupure a un profil en T dont la largeur, à la cote 663 est de 35 m. Cette largeur reste constante jusqu'à la cote 653; elle diminue progressivement pour atteindre 15 m à la cote 643 et reste constante jusqu'au rocher qui est traité sur une épaisseur variant de 5 à 15 m. La longueur de coupure est de 110 m environ à la cote 665. Le dispositif comporte 12 lignes de forages, la largeur entre files extrêmes est de 32 m.

Il a été ainsi réalisé une coupure **étanche totale**, la perméabilité des alluvions après injection étant comprise entre  $10^{-6}$  et  $10^{-7}$  m/s soit de 500 à 1.000 fois plus faible que celle des alluvions non injectées. Ce sont les essais effectués aux plots n° 1 et 2 qui ont donné ces chiffres, montrant ainsi l'efficacité des injections. Ces plots d'essais ont montré que sur une épaisseur de 5 à 6 m les alluvions de surface étaient mal injectées. Afin d'asseoir le noyau sur des alluvions bien traitées, on a excavé dans la coupure étanche une tranchée de section trapézoïdale dont la largeur à la base est au minimum de 35 m et les talus inclinés à 2/1. Cette tranchée est remplie par des matériaux imperméables compactés. Ces matériaux sont empruntés à la ballastière des Lionnets, zone des Gravas, qui fournit des matériaux dont le pourcentage d'éléments inférieurs à 5 mm est de l'ordre de 80%. Ces matériaux fins, mis en place à une teneur en eau légèrement supérieure à l'optimum de compactage, sont compactés avec beaucoup de soin, ce qui permet d'assurer une bonne liaison entre le noyau et la coupure.

### - Digue

La digue est en terre et en alluvions compactées.

La projection en plan de l'axe de l'ouvrage, se présente sous la forme d'une ligne brisée (angle de 150°). La branche rive droite coupant les alluvions dans la partie la plus resserrée du défilé, alors que la branche rive gauche s'appuie sur le flanc amont de l'éperon rocheux du Serre de Monge.

Le développement en crête, à la cote 788, est de l'ordre de 600 m. La digue est constituée par un noyau étanche en matériaux imperméables, enserré entre deux recharges en matériaux au moins 100 fois plus perméables. Son cube

total est évalué à 13.400.000 m<sup>3</sup> dont 1.700.000 m<sup>3</sup> pour le noyau. Dans l'axe de l'ouvrage, le noyau a 8 m de large à la cote 784 et environ 55 m à l'assise; ses deux talus, emprisonnés dans les recharges, ont un fruit de 1 pour 5, sauf dans la zone du Serre de Monge.

Compte tenu des caractéristiques différentes des fondations où s'appuie le noyau et, afin d'éviter qu'il ne se fissure sous l'effet des tassements différentiels, les matériaux le constituant sont mis en place à une teneur en eau supérieure de 1 à 2% à l'optimum de compactage, afin de leur donner une certaine plasticité.

Les recharges sont constituées par des matériaux alluvionnaires provenant du lit de la Durance.

Les fruits des talus des recharges sont de :

● 3,1	entre les cotes 666 et 700 à l'amont et 666 et 706 à l'aval
● 2,5/1	" " 700 et 780 " " 706 et 740 "
● 2/1	" " 780 et 784 " " 740 et 780 "
● 1,75/1	" " 784 et 788 " " 780 et 788 "

Des zones de transition, tant à l'amont qu'à l'aval du noyau ont 20 m de largeur en bas et 4 en haut, elles sont en alluvions riches en fines, extraites à sec.

Le drain sous la recharge aval a 10 m d'épaisseur, il est réalisé avec des alluvions extraites dans l'eau courante possédant moins de 2% d'éléments inférieurs à 80 microns. Il ne sera jamais concerné par l'eau en phase d'exploitation.

### - Voile d'étanchéité et de drainage dans la fondation rocheuse

Pour 4.000 m<sup>2</sup> de coupure étanche à réaliser dans les alluvions et 50.000 m<sup>2</sup> de section droite fermée par le noyau, il a fallu prévoir un traitement de rocher sur 90.000 m<sup>2</sup>. Un tel traitement a été réalisé en totalité à partir des 2 galeries d'injection R.D. et R.G. plus l'usine.

## 3 Description et justification du dispositif d'auscultation

### 3.1. Présentation

L'ensemble des instruments de mesure prévus pour l'auscultation de la digue doit permettre d'observer, à partir d'un certain nombre de points bien déterminés, le comportement de la digue pendant la construction, lors de la première mise en eau, puis durant toute la vie de l'ouvrage. Par ailleurs, les instruments ont été implantés de manière à réduire, dans la mesure du possible, la gêne apportée à l'entreprise au cours des travaux. L'ensemble de ces instruments répond aux préoccupations concernant les points suivants :

- Percolation de l'eau et surface de saturation soit à travers la digue et les fondations soit dans la recharge amont dans le cas d'une vidange de la retenue.
- Efficacité de la coupure étanche et du noyau imperméable.
- Tassements et déformations du noyau, des alluvions injectées (coupure étanche), de la recharge aval et suivi de la consolidation du noyau au cours du temps.
- Pressions interstitielles et pressions totales développées dans le noyau.
- L'utilisation de plusieurs types de cellules, cellules piézométriques du "Bureau of Reclamation" à transmission par fluide, cellules électriques de pressions interstitielles et pressions totales, permet de comparer les observations enregistrées et d'obtenir ainsi de meilleurs résultats par élimination de lectures anormales. On peut aussi classer ces appareils en fonction de leurs qualités et défauts respectifs.

### 3.2. Localisation des appareils

Les deux vues en plans de la figure 1 situent un certain nombre de ces appareils.

Le lieu des verticales passant par l'axe du sillon rocheux possède à lui seul la presque totalité des instruments :

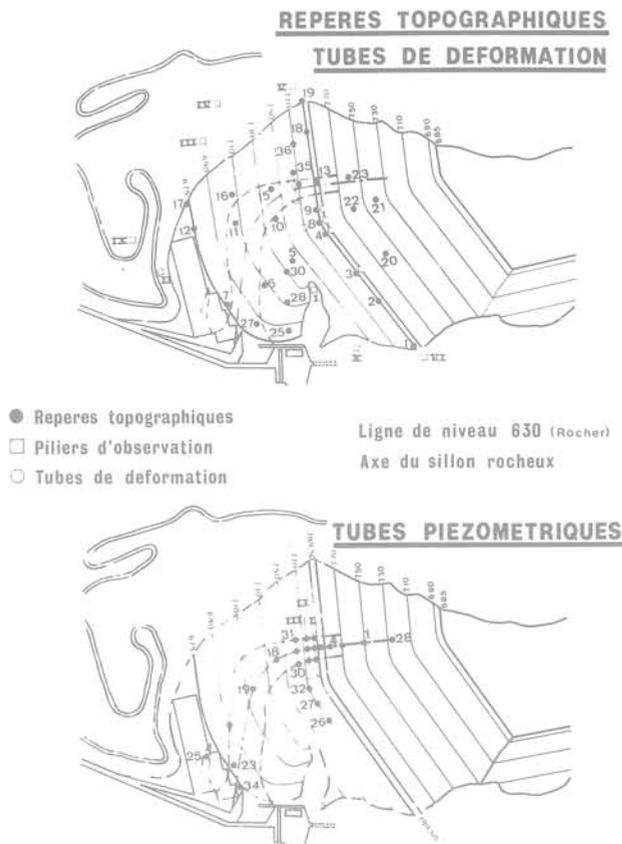


Fig. 1

- cellules électriques et à circulation d'eau, réparties dans le noyau suivant les 16 points d'un seul plan transversal.
- 18 prises de pressions par tubes piézométriques plus 10 prises de part et d'autre de l'axe du sillon.
- 50 piézomètres dans le rocher (essentiellement en R.G.).
- 3 repères de tassement.

La surface de la digue est suivie par 31 repères topographiques examinés depuis un réseau de stations matérialisées initialement par 9 piliers et étoffé par la suite. En crête, 10 repères de nivellement complètent le dispositif.

La zone de la "brisure" de la digue a été suivie par un piézomètre équipé en tube de déformation et par 3 tubes de déformation dans le noyau, placés deux de part et d'autre de la brisure et un dans l'axe de la brisure. Enfin, un tube de déformation devait permettre de voir l'influence du Serre de Monge sur le noyau.

### 3.3. Description sommaire des appareils :

#### - Repères superficiels

Ils doivent éviter d'être influencés par l'effet de peau (fluage superficiel du matériau) pour cela ils sont ancrés à plus de 2 m de profondeur avec une semelle de 2 m<sup>2</sup>.

#### - Repères de tassement internes

Ils ont pour but de déterminer les tassements en différents points intérieurs au barrage. Il y a 3 files verticales de points de mesures, repères T 13, T 14, et T 15. La cote des "cross arms" est lue par rapport à la surface par une "torpille" possédant des cliquets montés sur ressorts et capables de se verrouiller au contact de la plaque rigide du fond (pour description voir référence 11). La cote du tube à la surface est donnée par mesure topographique.

#### - Cellules à pression de terres

— 3 cellules W.E.S. - (Waterways Experiment Station à Vickburg (U.S.A.) : un coussin liquide (du mercure) trans-

met les efforts du sol sur la plaque supérieure de la cellule à une membrane sous laquelle sont collés 4 strainingages. Les déformations de cette membrane de 4 à 5 mm d'épaisseur (suivant la précision désirée et la charge maximum) sont suivies par la variation de résistance des strainingages. Un étalonnage a permis de lier linéairement ces variations de résistance à la charge sur la cellule.

— 10 cellules Telemac : les cellules Telemac construites d'après un brevet "Coyné" sont basées sur les lectures de variation de fréquence d'une corde vibrante. Pour les contraintes de sol, la corde est tendue d'autant plus que la pression est plus forte. Deux plaques face à face possèdent à leur partie interne des petites biellettes capables de transformer un mouvement de rapprochement des plaques en une traction du fil.

#### - Cellules de pressions interstitielles

— 12 cellules U.S.B.R. Leur principe est très simple. Une pierre poreuse permet la transmission de pression entre les eaux contenues dans la terre et de l'eau contenue dans deux tuyaux sortant de la digue et munis chacun d'un manomètre.

La pression lue, corrigée de la hauteur géométrique de la cellule (tassement compris) par rapport au poste de lecture est la pression interstitielle au point considéré.

— 3 cellules W.E.S. : Leur principe est le même que pour les pressions de sol, une grille empêche le sol de déformer la membrane mais permet à l'eau de la déformer.

— 9 cellules Telemac : le principe est ici quelque peu différent de celui des pressions de sol. La corde est tendue entre deux membranes (plaques de 3 à 5 mm d'épaisseur en laiton, suivant la sensibilité et la plage de lecture désirée) qui détendent la corde lorsque la pression augmente.

#### - Tubes piézométriques

Dans les zones perméables des trous forés par battage (à l'eau lourde ou à l'amidon) sont équipés de tubes étanches sur toute leur hauteur sauf sur leurs 2 derniers mètres en bas où ils sont crépinés. Les dix derniers mètres sont forés avec de la boue à l'amidon (au moins 40 à 50% d'amidon, le reste en bentonite). A la fin du forage, le tube est descendu, du sable est déposé sur 4 ou 5 m de haut autour du crépinage, puis un blocage étanche est réalisé avec un mélange d'argile et de ciment. Ensuite, le tube est lavé à l'eau claire par circulation, enfin des bactéries sont déposées au fond du tube. Ces bactéries en se développant digèrent l'amidon, permettant de recréer au niveau du crépinage une perméabilité suffisante.

## 4 Tassements

4.1. Les tassements ont été suivis dès le stade de la construction. Sur la figure 2 nous voyons l'allure des tassements de chaque point ausculté, repéré soit par son altitude, soit par le numéro du repère. Durant l'hiver, soit pendant l'arrêt des mises en remblais la pente des courbes diminue nettement pour reprendre dès la reprise des chargements. Une des premières études faites à partir de ces tassements a été de définir la surhauteur à donner à la digue pour que, en fin de construction et même longtemps après, la crête reste plus haute au centre de la digue que sur les rives. Alors que les prévisions de tassements issues de l'extrapolation des mesures conseillaient une surhauteur de 0,4 m, l'Ingénieur Conseil Américain a porté ce chiffre à 1,5 m pour une question d'esthétique voulant le barrage plus haut au centre.

4.2. Les matériaux du noyau ont souvent une bonne ossature, soit 30 ou 50% d'éléments supérieurs à 5 mm, ce qui leur donne une répartition de 36% de tassement réputé instantané pour seulement 20 à 30% de tassement hydraulique.

Le repère de tassement "T 13" situé dans le noyau permet aussi de suivre l'évolution h de la consolidation de chaque tranche de h = 15 m de terre située entre 2 "cross-arm" consécutifs.

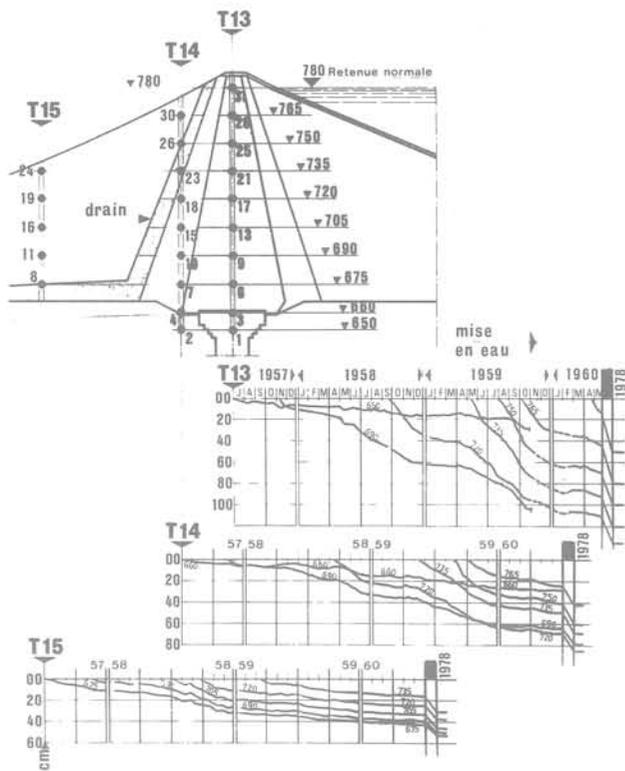


Fig. 2 Repères de tassement (profil principal)

La figure 3 donne l'allure de l'évolution de  $\Delta h/h$  en fonction de la charge située au-dessus. Le palier d'hiver (trop court) perturbe cette courbe, tout en ne permettant pas de prendre en compte un état ultime de consolidation.

Une tangente à la courbe vers  $15 \cdot 10^5$  Pa donne une idée du module œdométrique  $E'$  sous cette charge, il se situe entre 1 et  $1,5 \cdot 10^8$  Pa. Ce chiffre place le noyau dans un domaine de terre argileuse avec déjà une bonne ossature (nous pouvons rappeler que les essais de laboratoire donnaient des chiffres nettement plus faibles, soit 4 à  $6 \cdot 10^7$  Pa). Si l'on associe ce module au  $C_v$  calculé dans le noyau, de l'ordre de :  $0,1 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$  (à  $0,9 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$ ), on peut retrouver une estimation de la perméabilité  $K$  :

$$C_v = K \cdot E' / W$$

$$\text{d'où } K = 0,1 \cdot 10^{-4} \cdot 10^3 / 1 \cdot 10^8 = 10^{-10} \text{ m} / \text{à } 10^{-9} \text{ m/s}$$

Ces quelques chiffres tirés des mesures d'auscultation bien en accord avec les essais de laboratoires permettent de vérifier que la mise en place a bien répondu à nos désirs. L'auscultation n'est pas que la mesure de déplacements, elle permet d'analyser la matière elle-même.

**4.3.** Les tassements (consolidation de chaque tranche) tracés en fig. 3. avec les pressions en abscisse sur une échelle logarithmique permettent aussi de percevoir une certaine préconsolidation due au compactage. La construction classique de Casagrande permet de dire que le matériau du noyau compacté avec un rouleau à pneu gonflé à 6 ou  $6,5 \cdot 10^5$  Pa, a imprimé au matériau une contrainte de pré-consolidation de 4 à  $4,5 \cdot 10^5$  Pa.

Un tel enseignement est intéressant puisqu'il indique une qualité de compactage, et si on le compare aux essais de laboratoire où l'on trouve souvent moins de  $0,5 \cdot 10^5$  Pa de pré-consolidation (échantillons non remaniés), on peut juger de la valeur comparative de tels essais. Pour les essais de laboratoire sur échantillons remaniés, on a plus souvent 1 à  $4 \cdot 10^5$  Pa de pré-consolidation.

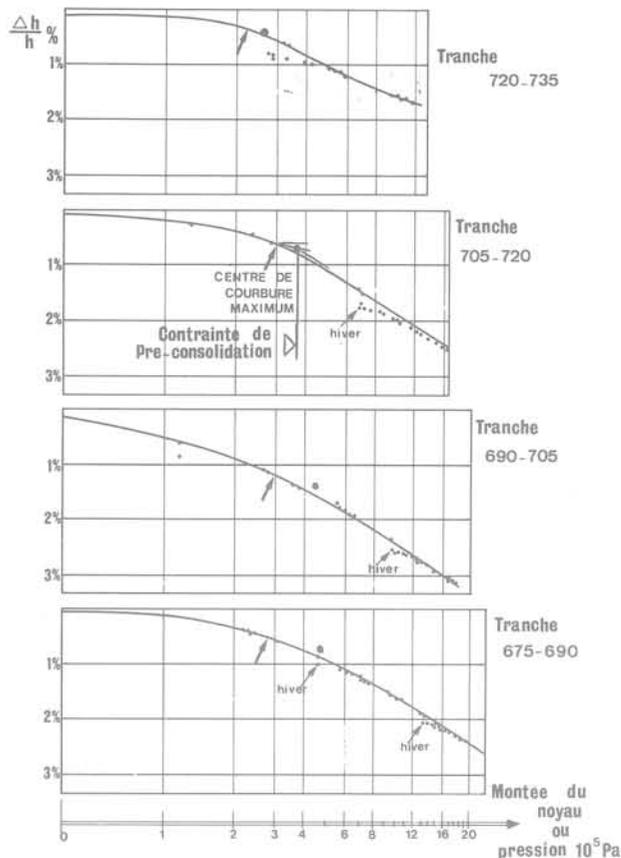


Fig. 3

Les conséquences de cette contrainte de pré-consolidation se retrouveront dans les tassements car nous trouvons :

- 3% dans le noyau (donc en place),
- 5 à 6% pour les essais remaniés,
- 6 à 8% pour les essais non remaniés.

La transposition des essais de laboratoire aux réalités sur le chantier est donc très délicate comme on le voit ici. Mais imprimer au sol une telle contrainte de pré-consolidation indique qu'un remblai de 20 m de haut compacté de cette manière ne doit pas tasser. Nous verrons même qu'une certaine décompression peut avoir lieu avec le temps.

**4.4** Pendant l'exploitation de l'ouvrage les tassements ont continué et se poursuivent toujours (fig. 2). Ils sont liés principalement au noyau et aux alluvions du sillon et très faiblement aux recharges.

Leur traduction à la surface de l'ouvrage est illustrée sur la figure 4 où l'on constate que les vitesses actuelles présentent une organisation dans l'espace très voisine de celle observée aussitôt après la mise en eau : le noyau qui se tasse encore de 5mm/an sur son axe est le seul lieu de tassement important. Ce tassement concerne essentiellement les couches inférieures de matériaux (la presque totalité dans la moitié inférieure du noyau, soit par an 0,1 ‰ de la hauteur de matériaux intéressée) alors qu'une très légère tendance à la dilatation semble au contraire intéresser les 10 m supérieurs. Plus à l'aval la prédominance du tassement des alluvions naturelles du sillon sur celui des matériaux des zones de transition et des recharges est très nette : l'ampleur de ces mouvements depuis 15 ans, soit 5 à 8 cm (0,5 à 0,8 ‰ de l'épaisseur de la fondation alluviale) est à comparer à celle acquise pendant la période de construction et des premières mises en eau, soit 45 à 60 cm en 5 ans. (45 à 6 ‰ de la fondation alluviale).

La parfaite continuité dans le temps de ces mouvements depuis l'origine et la modicité des vitesses actuelles sont les caractéristiques qui permettent d'assurer qu'aucun phéno-

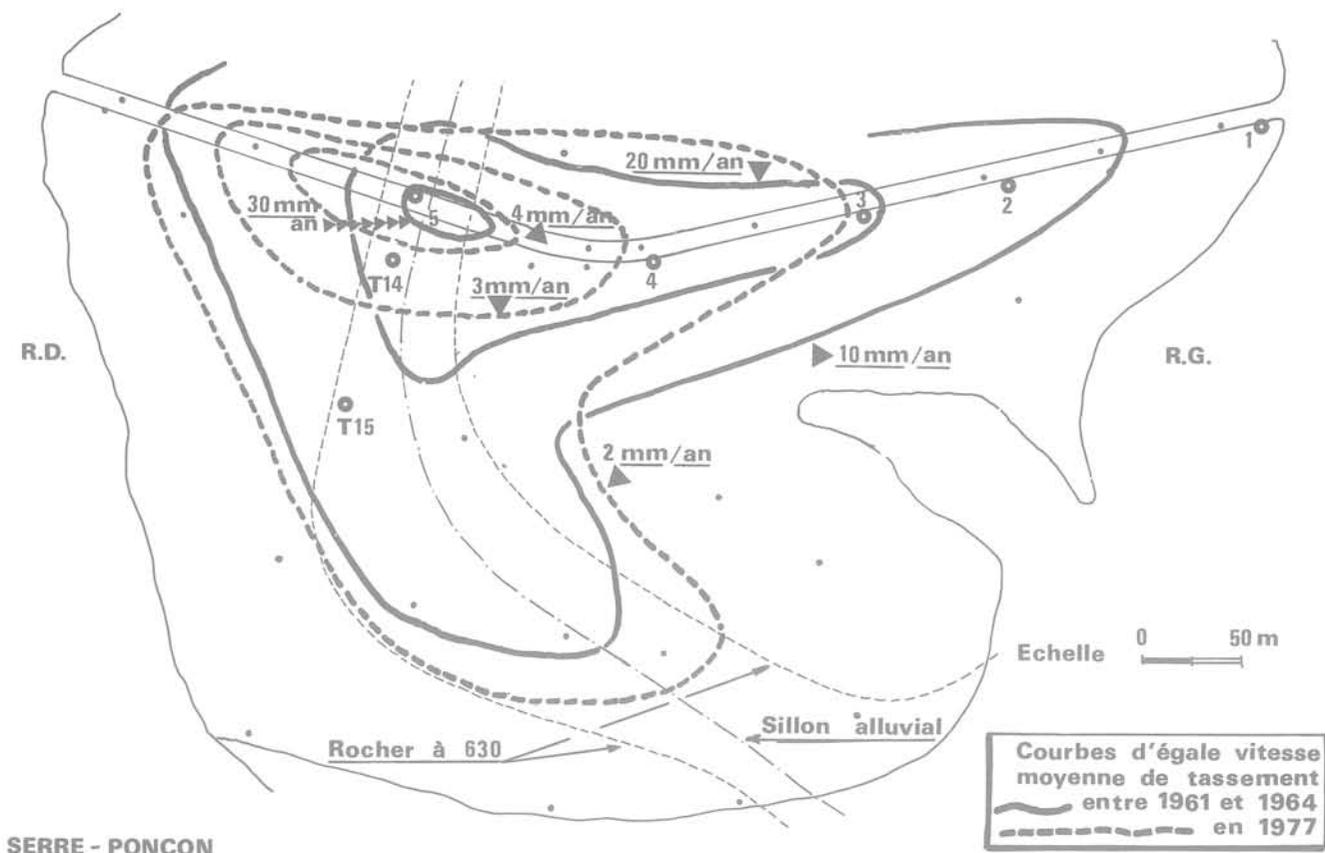


Fig. 4 Déplacements verticaux irréversibles

## SERRE - PONÇON

mène parasite n'est apparu, qui aurait pu être générateur de désordre dans les matériaux du corps du barrage et de sa fondation. Enfin, une certaine influence de "déjaugage" du barrage par le remplissage de la retenue est perceptible, mais il est difficile d'assurer qu'il s'agit d'un mouvement réversible ou seulement d'un soulagement momentané du tassement général.

### 5 Déformations horizontales

Initialement il était prévu de suivre les déformations non seulement à partir des repères de surface, dont il va être question, mais aussi sur quatre verticales matérialisées par quatre tubes plastiques mis en place dans des forages et scellés. Dans ces tubes on descendait une sonde "Eastman" comprenant pendule, boussole et caméra permettant de définir la déformation du tube en amplitude et direction. On pensait pouvoir ainsi être éclairé sur les déformations dans la zone de cambrure de la digue et la partie du noyau appuyée sur le Serre de Monge. En fait, malgré un dépouillement minutieux, il n'a pas été possible de définir des déplacements à mieux que 10 cm à 100 m de profondeur, ce qui est, bien entendu, totalement insuffisant et a conduit à abandonner immédiatement ce type d'investigation.

On voit sur la figure 5 le dispositif qui a permis, depuis l'origine, de suivre les déplacements de surface, conséquences des déformations internes de la structure. Les extrémités des visées issues du réseau d'observation extérieur au barrage sont indiquées pour chaque repère, ainsi que les ellipses qui, autour de chacun d'eux, définissent le domaine à l'intérieur duquel il y a une probabilité de 87% pour que la précision des mesures d'angle situe le point. Ce domaine ne dépend que des caractéristiques géométriques de la triangulation, de l'hypothèse retenue pour la fixité des piliers du réseau et de l'écart moyen quadratique lié à la précision des mesures d'angle, soit dans le cas de Serre-Ponçon, compte

tenu des conditions de visée (longueur, rasance, etc.) 3 secondes centésimales. On observe que la longueur des axes des ellipses ne dépasse pas 15 mm, ce qui garantit, dans les conditions normales, une détermination largement suffisante pour un ouvrage de cette importance.

#### 5.1 Composante horizontale des mouvements de convergence des matériaux vers l'axe de la vallée

Induite par le tassement, cette composante s'est, depuis la première mise en eau, très systématiquement organisée par rapport à l'axe de la vallée sans aucune anomalie spatiale ni temporelle. Les mesures, commencées dès la mise en place des repères, assurées aussitôt que l'avancement du remblai le permettait, ont montré des amplitudes inférieures à 20 m au cours des six premiers mois et un amortissement très régulier sur les huit premières années d'exploitation. La figure 6 met en évidence l'organisation par rapport à l'axe de la vallée des déplacements totaux depuis l'origine et de la vitesse moyenne actuelle qui n'évolue plus guère. La seconde est approximativement la moitié de la première. La figure 7 représente la courbe d'amortissement du mouvement horizontal R.D. - R.G. de 2 repères placés sur la crête en rive droite. C'est dans cette zone que l'on constate le gradient de déplacement horizontal le plus important. C'est le seul point où l'on note un allongement d'ampleur notable : la base de 35 m correspondante s'est allongée de 35 mm depuis l'origine, soit  $1000 \cdot 10^{-6}$ , alors qu'elle a actuellement un allongement relatif de  $40 \cdot 10^{-6}$  par an. Partout ailleurs on note des allongements extrêmement faibles ou des contractions qui se poursuivent à l'heure actuelle avec des vitesses de  $20$  à  $50 \cdot 10^{-6}$  par an.

#### 5.2 Déplacements dans la direction amont-aval

Il avait été noté dès l'origine que les déplacements amont aval étaient nettement inférieurs à ceux observés sur des

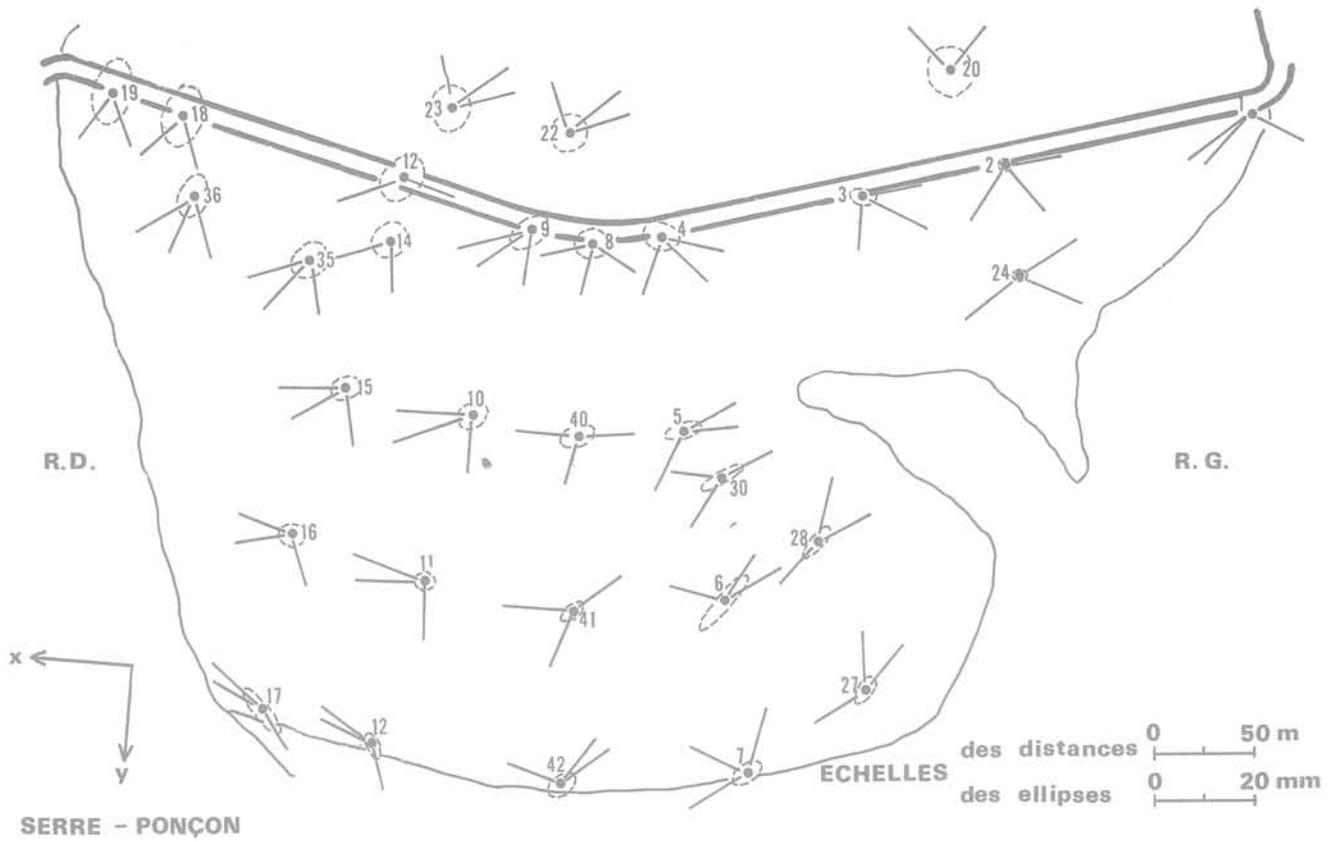


Fig. 5 Planimétrie. Ellipses d'incertitude de détermination des repères

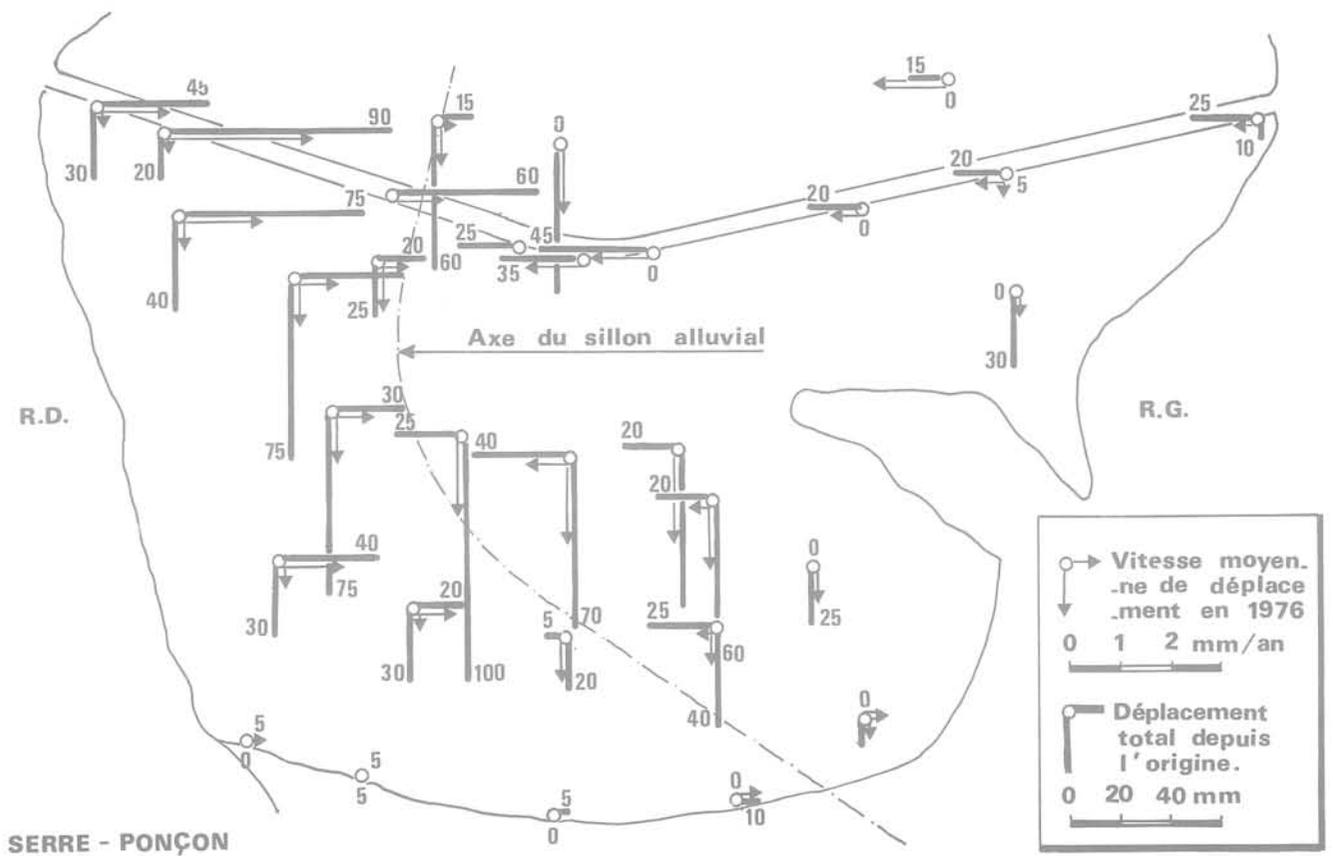


Fig. 6 Déplacements horizontaux irréversibles

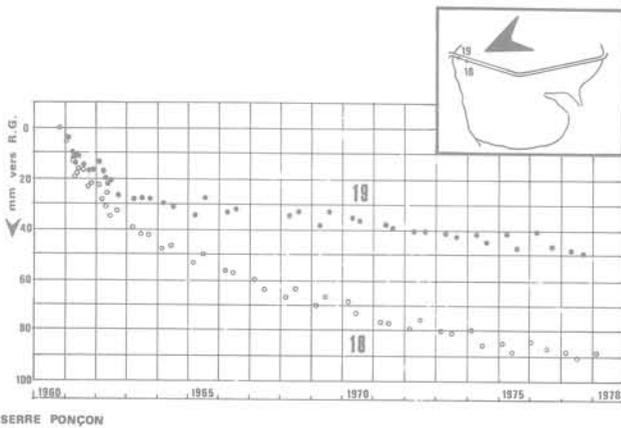
ouvrages similaires, et que dans cette direction le noyau avait un comportement élastique vis-à-vis des variations de chargement créées par les modifications de plan d'eau au cours des premiers remplissages.

L'exploitation des mesures faites au cours de l'ensemble des cycles d'exploitation depuis 1960 et correspondant à des cotes de retenue variables a permis de préciser ces éléments et notamment d'évaluer avec rigueur la part réversible qui revenait, dans les déplacements observés, au fonctionnement élastique de la structure sous l'effet des variations de charge hydraulique et celle, irréversible, correspondant aux évolutions affectant les matériaux constitutifs.

On a utilisé, pour cela, la méthode, maintenant et depuis de nombreuses années, systématiquement utilisée pour traiter toutes les grandeurs périodiquement relevées en vue de l'auscultation des grands barrages d'E.D.F. Maintes fois déjà exposées dans diverses publications : il s'agit d'un ajustement, par la méthode des moindres carrés, de

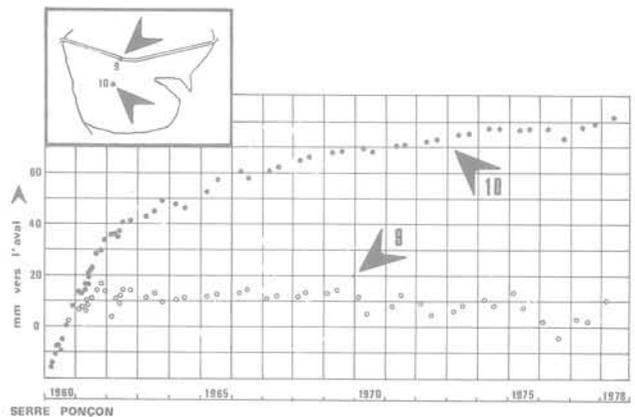
l'échantillon (le plus large possible) de mesure d'un appareil, sur une formulation mathématique simple modélisant les comportements réversible et irréversible.

Les déplacements hydrostatiques réversibles ainsi déterminés pour une montée du plan d'eau de 740 à 780 soit 1/3 de la hauteur d'eau totale sont représentés sur la figure 8. Il est confirmé qu'ils sont de très faible amplitude et qu'ils intéressent essentiellement la zone centrale de la partie supérieure de l'ouvrage. Les mouvements irréversibles qui se sont produits depuis l'origine sont représentés sur la figure 6 où apparaissent simultanément le déplacement total depuis l'origine et la vitesse moyenne actuelle. Ils sont tous dirigés vers l'aval. Très faibles sur les rives et nuls au centre pour la crête, ils sont maximums (comme on l'observe dans la plupart des digues en terre) à mi-hauteur de la recharge aval : 1,5 mm/an pour un déplacement total de 60 à 100 mm. Dans tous les cas, les amplitudes sont très réduites. La figure 9 montre la régularité de l'amortissement du mouvement sur deux repères situés près de l'axe de la digue.



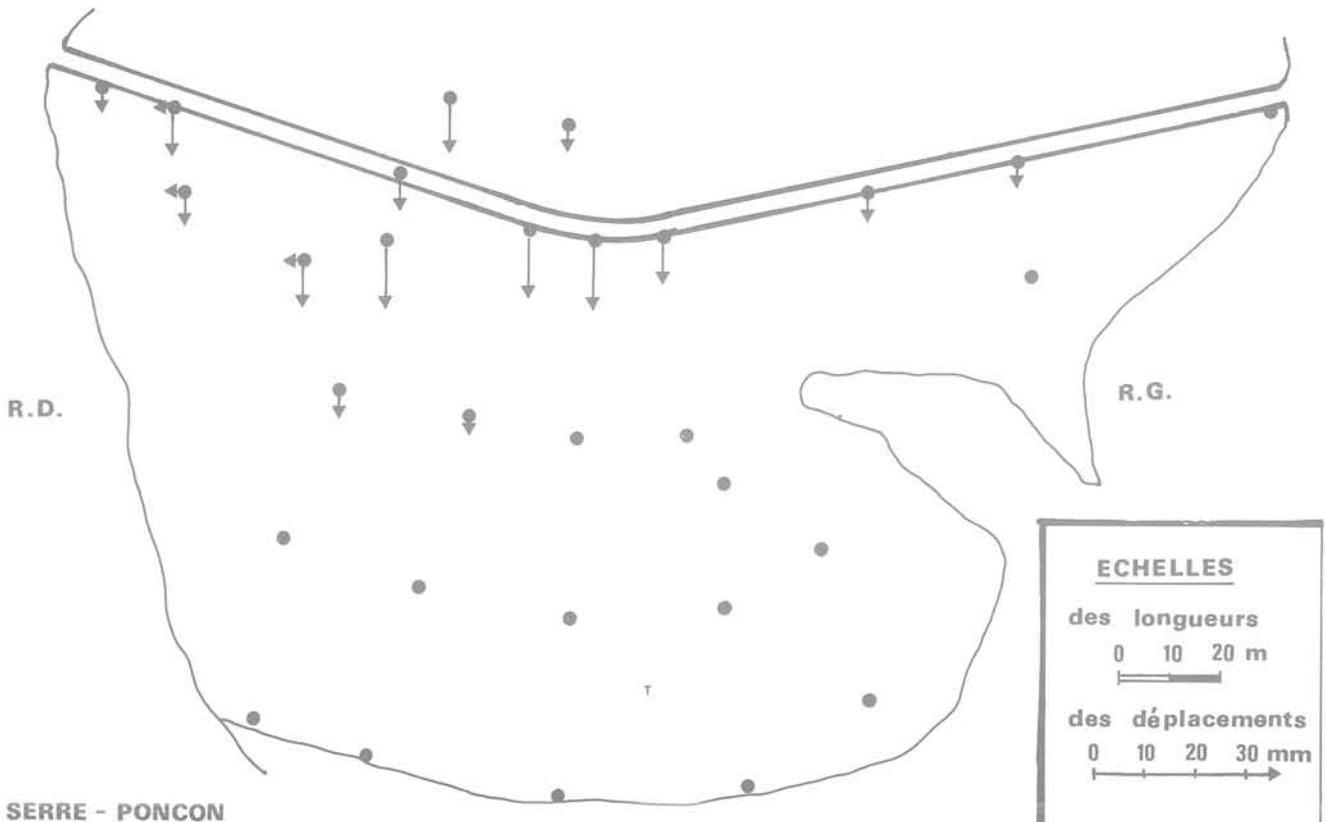
SERRE PONÇON

Fig. 7 Amortissement du déplacement R.D./R.G. des repères 18 et 19 en R.D. de la crête de 1960 à 1978



SERRE PONÇON

Fig. 9 Déplacement amont-aval des repères 9 et 10



SERRE - PONÇON

Fig. 8 Déplacements hydrostatiques réversibles pour une montée du plan d'eau de : 740 à 780

## 6 Comportement hydraulique

### 6.1. Le noyau

Dans le noyau, les divers appareils de mesures de pressions, et les courbes de lectures données en figures 10 et 11 ont été souvent décrits. Avant d'aborder le comportement hydraulique, quelques remarques concernant les pressions de sol peuvent être faites. On peut, dans la figure 10, remarquer le décrochement pour la cote de remblais 773 qui en fait correspond à la première phase de mise en eau (soit 40 m)... En ce qui concerne la cote 732 la baisse des pressions de sol peut être imputée à des effets de voûte... A la base (cellule 132) les effets de voûte sont peu sensibles étant donné peut être la grande largeur du noyau, mais il n'en est plus de même au-dessus de la cote 735 où près de 50% des charges supérieures sont retenues. Tout ceci prouve que le souci de compactage du côté humide, afin d'améliorer la plasticité du noyau vertical, était et reste toujours dans de tels barrages en terre une ardente obligation. En ce qui concerne les pressions interstitielles données en figure 11, jusqu'à 10 mètres de remblais 100% de la charge sont repris par les pressions créées. On peut voir la dissipation d'hiver lors de l'arrêt des chargements et la reprise des mises en pression avec la reprise des remblais. La mise en eau, ayant causé des tassements profonds non suivis en totalité par la surface, tel que décrit ci-dessus, est enregistrée par une baisse des pressions surtout au milieu du noyau. La cellule 415 montre une excellente corrélation avec la charge et atteste d'un excellent comportement du haut de la coupure étanche. Actuellement, la baisse de 15 à 20% corrélatrice d'une diminution du débit global de percolation indique vraisemblablement un colmatage amont, recoupé par d'autres observations par ailleurs.

#### - Images des écoulements instantanés :

A partir de nombreuses mesures faites pendant la construction, on a cherché à tracer un réseau de lignes équipotentiels c'est-à-dire avec  $\Delta H = Ct = 5$  m. On a beaucoup de mesures, mais peu de points de mesures. Quelques remarques permettent de multiplier sans un trop grand risque d'erreur, le nombre de points où le potentiel est déterminé.

● A l'exécution la limite latérale du noyau a toujours été très stricte, elle se situe dans une bande de 50 cm et les transitions nettement plus perméables ont été bien suivies. On peut alors considérer une coupe transversale du noyau où les cellules placées de 1,25 à 2 m seulement du bord sont significatives et permettent avec la cellule centrale de définir une répartition transversale conforme aux courbes de Taylor (consolidation en fonction de la profondeur et du facteur temps).

Comme indiqué dans le schéma (fig. 12), les risques d'erreur sont faibles. L'équilibrage des pressions est pratiquement obligatoire, car un état local de surpression ne peut se concevoir longtemps, puisqu'il y aura écoulement vers les zones de potentiel plus faibles. La figure 14 propose les courbes adoptées pour un niveau (732) du noyau et à 2 époques, pendant la phase dite active de montée du remblai et après le repos d'hiver, donc la dissipation des pressions. Après avoir multiplié les points transversalement, on peut aussi les multiplier dans le sens de la hauteur par interpolation et extrapolation puisque, en phase active, ce qui se passe avec  $x$  mètres de remblais de plus peut être confondu avec la lecture que l'on a eue avec une cellule placée à  $x$  mètres de profondeur. Les profils (fig. 13), permettent de trouver des lignes de répartition continues et de dresser les répartitions transversales.

Une telle méthodologie décrite, on peut tracer pour n'importe quel niveau de remblais une "image instantanée" des répartitions de pressions interstitielles dans le noyau.

On obtient des courbes équipressions, lesquelles, en tenant compte de l'altitude  $z$  de chaque point, se transforment en réseau de courbes équipotentiels. Dès lors nous pouvons, en traçant le réseau orthogonal faisant des "petits carreaux", définir les lignes de courant représentant le régime d'écoulement instantané. Bien sûr en réalité l'eau ne suivra pas de telles lignes car les pressions se modifient, mais cette image instantanée permet de voir vivre le noyau du barrage.

#### - Particularités des écoulements décelables pendant la construction

On peut observer :

- la bonne homogénéité des figures donc vraisemblablement les matériaux du noyau sont homogènes et bien compactés.
- en phase active (reprise de la montée du remblai), les fortes pressions créées (près de 100% de la charge en surface; cf. la figure de corrélation 13) permettent de voir, dans les images d'écoulement, de l'eau qui se dirige vers le haut et de l'eau qui va réalimenter l'horizon desséché durant l'hiver précédent. Ces deux phénomènes disparaissent ou presque après un nouvel arrêt d'hiver (fig. 14).
- en ce qui concerne la coupure étanche, les pressions de l'eau du noyau repoussent les percolations amont-aval 10 mètres sous la ligne piézométrique aval, alors que la charge est de 18 mètres par le seul effet de la dérivation de la Durance.
- la reprise de nouveaux chargements après chaque arrêt d'hiver amène la reprise de l'écoulement des eaux issues de la consolidation (fig. 14).

#### - Ecoulement pendant la première mise en eau

- la mise en eau se fait sentir d'une façon claire et progressive, on peut voir un complément de saturation des zones desséchées par l'arrêt d'hiver (perte de tubes de courant) qui disparaît après quelques mois. Pour la coupure étanche, il semble que le contact à la base du noyau ait été soumis au contraire à une nouvelle phase de consolidation par création de tubes de courant dans la masse du matériau, le débit sortant à l'aval étant plus grand que celui entrant (fig. 15).

Même si les images citées en § 6.1 ne sont qu'instantanées, il n'en reste pas moins qu'un écoulement quasi-permanent existe avec des gradients variables. Puisque, dans chacun de ces tubes d'écoulement il passe un débit calculable avec les données, pour la totalité du noyau 1 litre/seconde pour les 50.000 m<sup>2</sup> de surface doit être un maximum.

#### - Régime en exploitation

La définition des caractéristiques précises du régime en exploitation se heurte à la difficulté suivante : d'une part la cote de retenue est constamment variable, d'autre part les phénomènes hydrauliques, dont le noyau est le siège, sont affectés par des "retards" importants à l'échelle de celle des variations de cote. Dans ces conditions, un résultat de mesure à une date donnée doit être rapproché non seulement de la valeur de la cote de retenue à cette date mais aussi des valeurs réalisées au cours de la période précédente : l'analyse précédemment décrite en § 5.2. doit être perfectionnée. Nous ne rentrerons pas dans les détails de ce perfectionnement, mais retiendrons simplement que l'analyse statistique permet d'évaluer les caractéristiques des effets différés en écrivant simplement que la pression observée en un point résulte en réalité de la somme des effets de charges observés pour différentes tranches de temps ayant précédé la mesure.

Cette analyse permet, bien que le régime permanent ne soit pratiquement jamais atteint, d'étudier de manière précise l'état hydraulique du noyau à retenue pleine en régime d'équilibre : l'ampleur des effets différés liés aux temps de propagation dans le matériau, à la suite des changements de cote de retenue amont, l'évolution dans le temps des pressions à conditions constantes de cote de retenue amont reconstituées.

#### - Etat hydraulique moyen du noyau à retenue pleine

La figure 15 a défini le comportement de la coupure dans la section située dans l'axe du sillon comme il apparaîtrait si la retenue amont était maintenant pleine pendant un temps assez long pour permettre à un équilibre de s'établir (théoriquement près de 200 jours, pratiquement 90 jours seulement et si la retenue aval était maintenue à la cote 650 pendant quelques jours. On observe que l'étanchéité est très homogène et qu'à retenue pleine la surface de saturation ne semble atteindre qu'à peine la zone de transition aval.

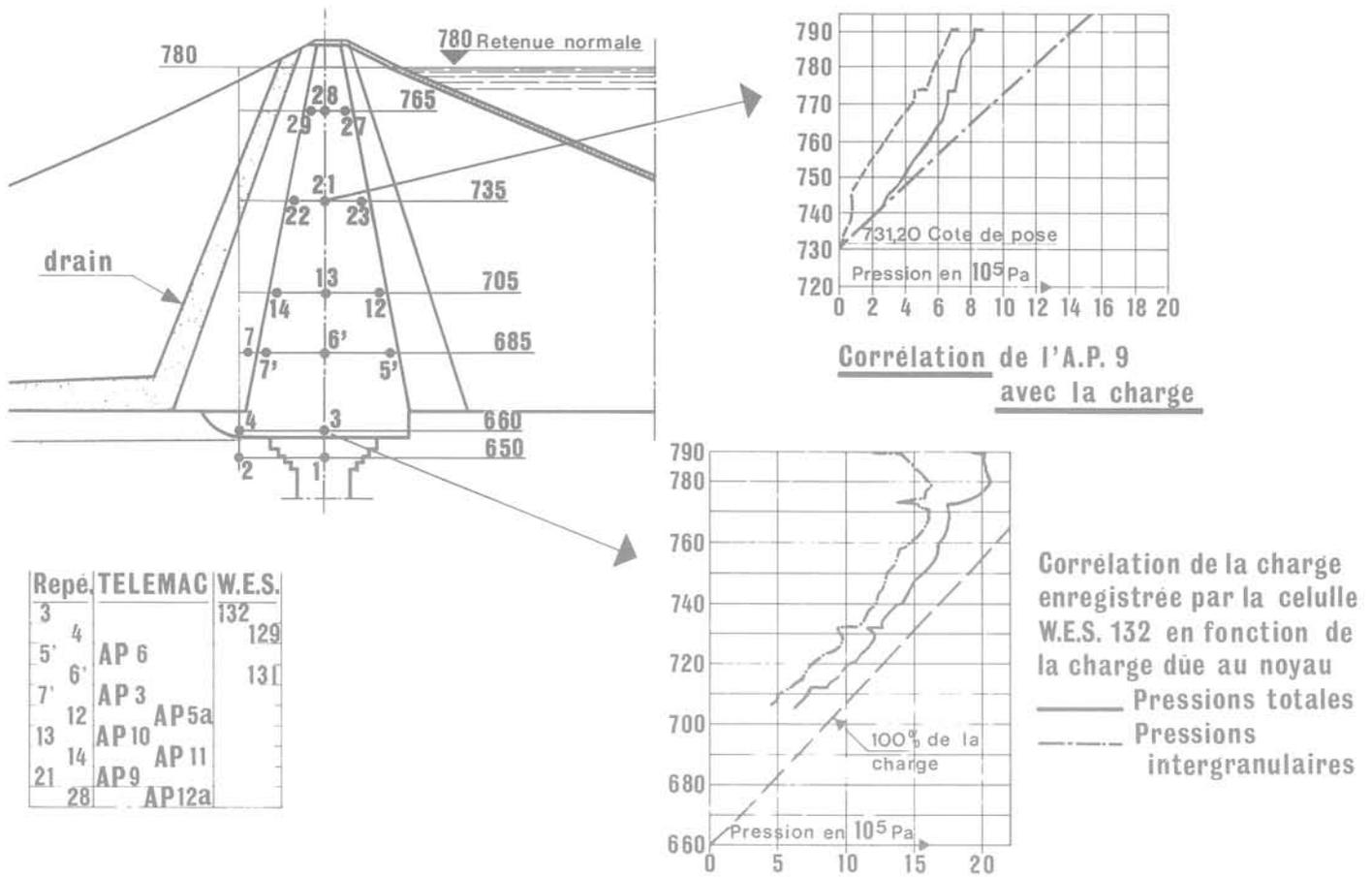


Fig. 10 Cellules de pressions totales

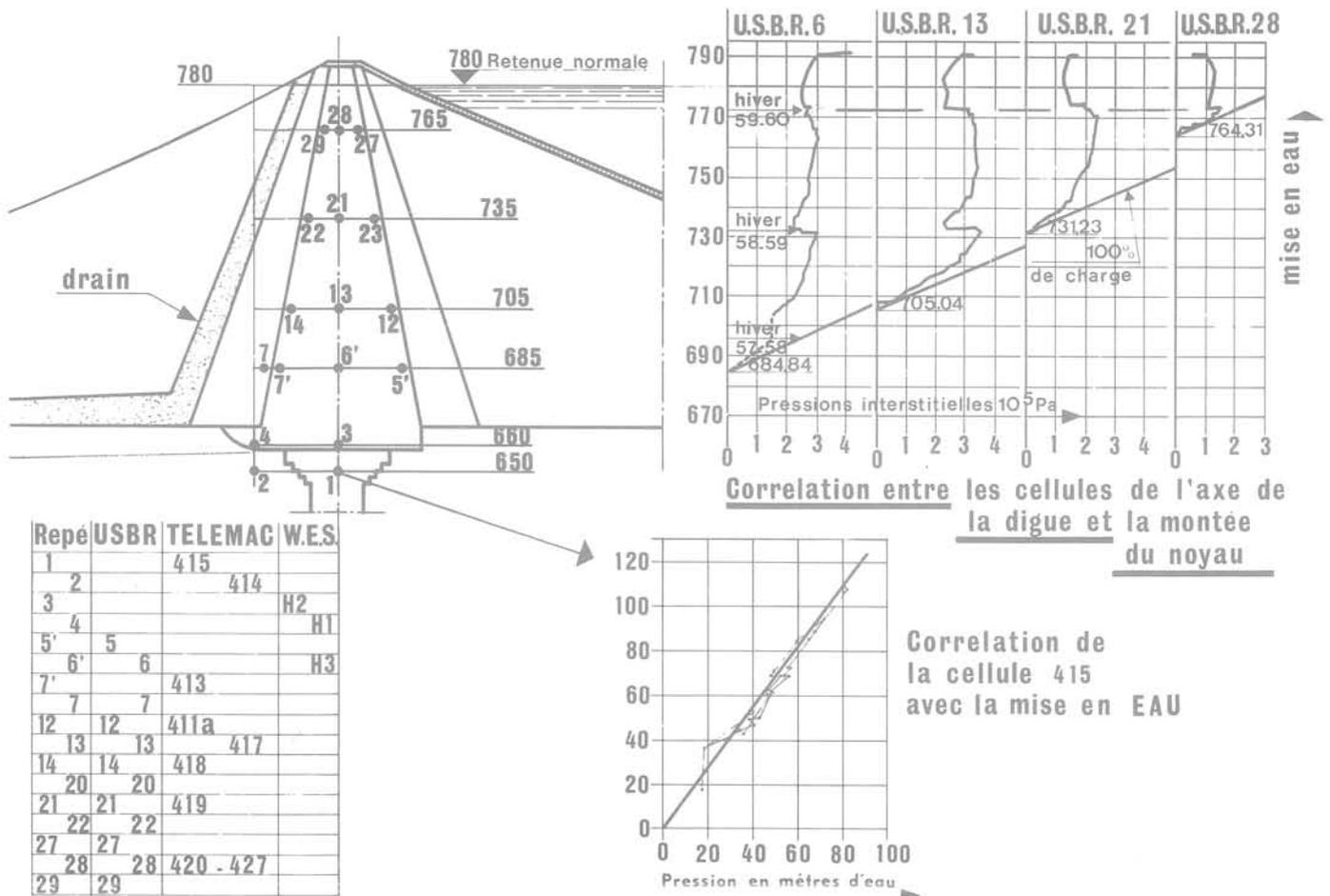


Fig. 11 Cellules interstitielles

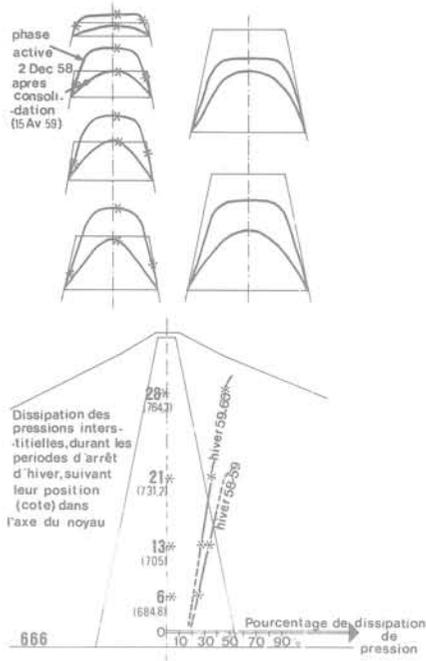


Fig. 12

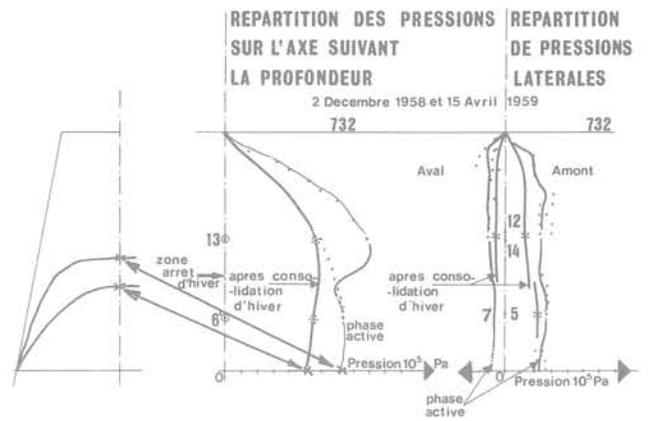
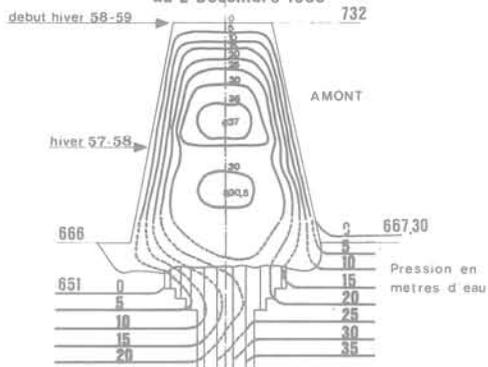
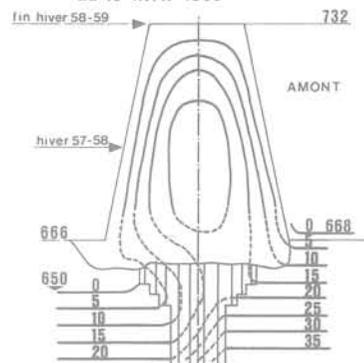


Fig. 13

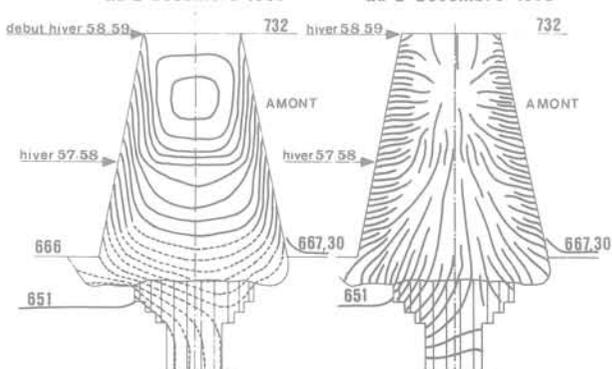
**REPARTITION des PRESSIONS INTERSTITIELLES**  
au 2 Decembre 1958



**REPARTITION des PRESSIONS INTERSTITIELLES**  
au 15 Avril 1959



**LIGNES EQUIPOTENTIELLES TUBES d'ECOULEMENTS**  
au 2 Decembre 1958



**LIGNES EQUIPOTENTIELLES TUBES d'ECOULEMENTS**  
au 15 Avril 1959

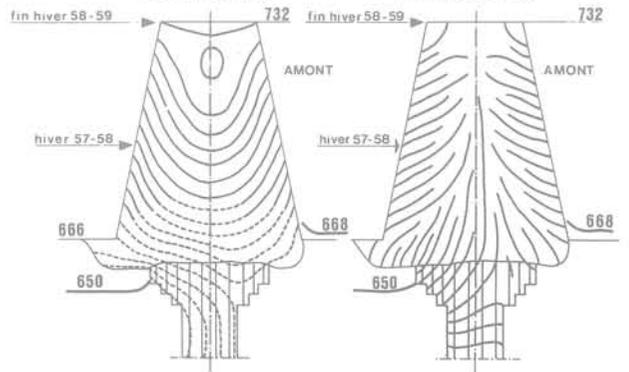


Fig. 14

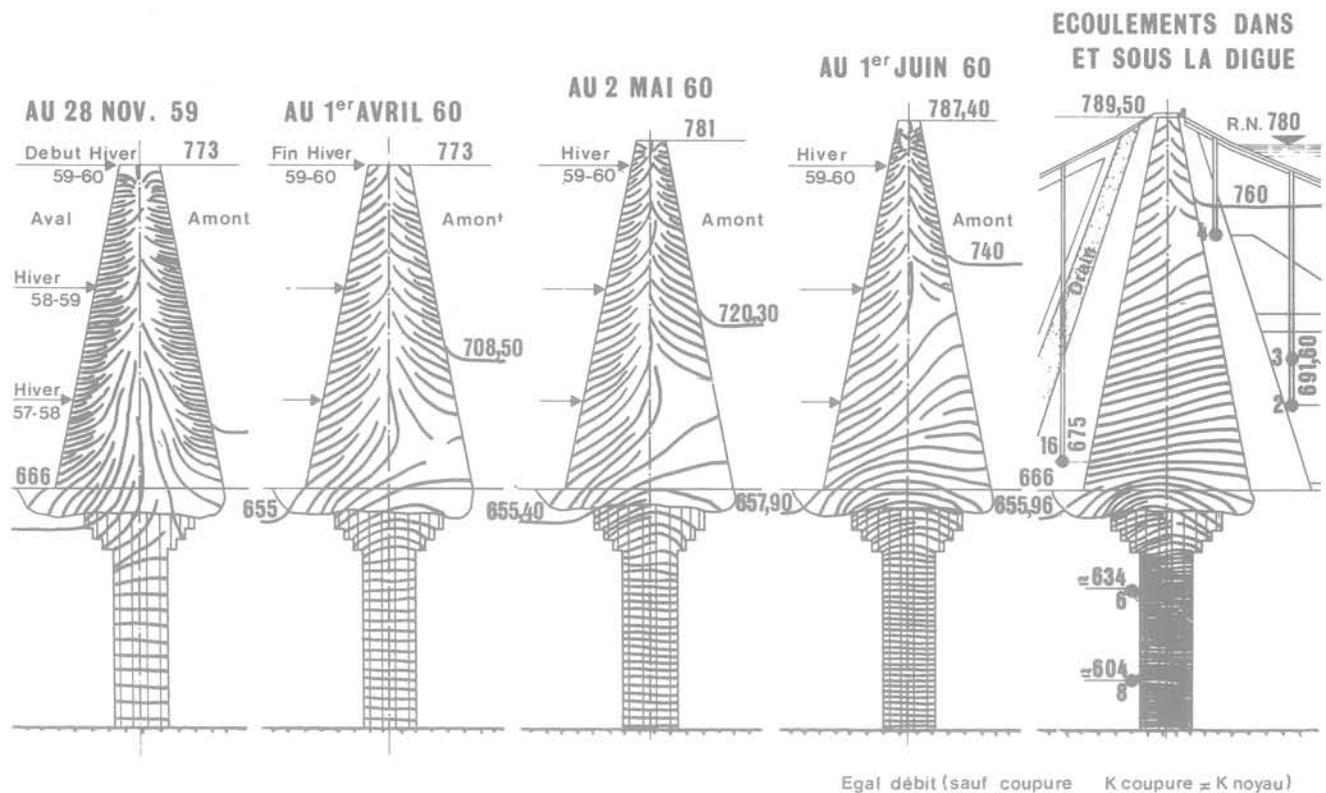


Fig. 15 Tubes d'écoulements pendant la mise en eau

Le débit de percolation à travers le noyau n'est collecté et mesuré que très imparfaitement et seulement sur la rive gauche sur une partie de la longueur sur laquelle il repose directement sur le rocher : il serait inférieur à 35 l/mn pour 250 m de digue dans une zone où elle a 100 m de hauteur.

- Réponse du noyau aux variations de la retenue amont

Les variations de charges consécutives aux variations de cote de retenue ne sont pas instantanées. La pression s'établit avec un retard de 5 à 10 jours à l'amont du noyau, de 5 à 120 jours dans l'axe, les retards étant plus faibles à la base : l'argile ne permet pas la transmission instantanée des charges et il y a contournement à la base par filtration rapide à travers les alluvions de fondation. Si l'on raisonne sur les états d'équilibre obtenus après un temps suffisant, on constate que les coefficients de proportionnalité des variations de charge et des variations de la cote de retenue sur les 40 m supérieurs sont pratiquement égaux aux charges observées en valeur relative (rapport de la charge observée à la différence d'altitude du plan d'eau et de la cellule) : en première approximation la pression en un point du noyau varie linéairement avec la distance comptée verticalement entre le plan d'eau et ce point. La figure 16 résume les résultats obtenus en quelques points du noyau, tandis qu'un cycle annuel du fonctionnement est synthétisé sur la figure 17. On y voit l'état hydraulique du noyau à quatre dates, une année où la variation de cote de retenue est celle indiquée, très typique, de l'exploitation habituelle de cette retenue. Ces figures ont été établies en tenant compte des temps de réponse des diverses cellules. Leur examen appelle trois remarques :

- en Novembre, il coexiste simultanément une baisse de la charge à l'amont du noyau pratiquement en suivant le plan d'eau et plus à l'aval une certaine poursuite de l'accroissement des charges.
- pendant 9 mois de l'année, le noyau ne fait que restituer vers l'amont et surtout l'aval l'eau qu'il a accumulée pendant les trois autres mois pendant lesquels se remplissait la retenue.
- il permet de porter un jugement très satisfaisant sur le comportement moyen du noyau.

Les caractéristiques obtenues autorisent la détermination du comportement hydraulique du noyau pour toute variation prédéterminée du niveau amont; on peut ainsi porter un jugement sur les conséquences d'une exploitation particulière à l'avance.

- Evolutions avec le temps

Les effets réversibles des variations de cote de retenue étant bien définis tant sur le plan de leur ampleur que sur celui des retards, il est possible, **après chaque mesure**, de porter un jugement objectif sur l'évolution des caractéristiques hydrauliques du noyau quelles que soient les cotes réalisées au moment de la mesure et dans la période la précédant, c'est-à-dire à conditions constantes reconstituées : la connaissance précise du comportement normal du noyau rend donc la surveillance permanente très efficace : en fait, on peut affirmer qu'il n'y a eu aucune évolution significative du comportement hydraulique depuis 1961, voir sur la figure 18 la reproduction d'un graphique de surveillance d'une pression interne typique.

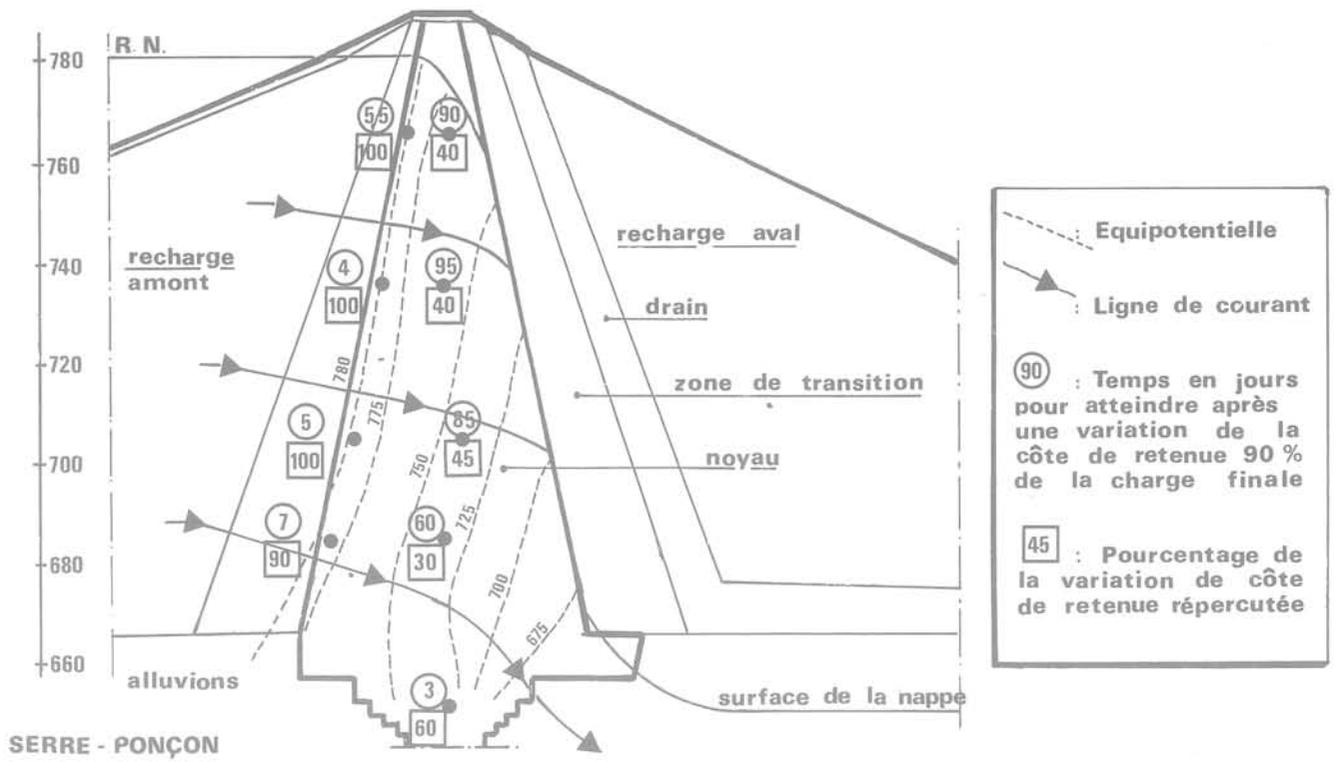


Fig. 16 Charge hydraulique dans le noyau

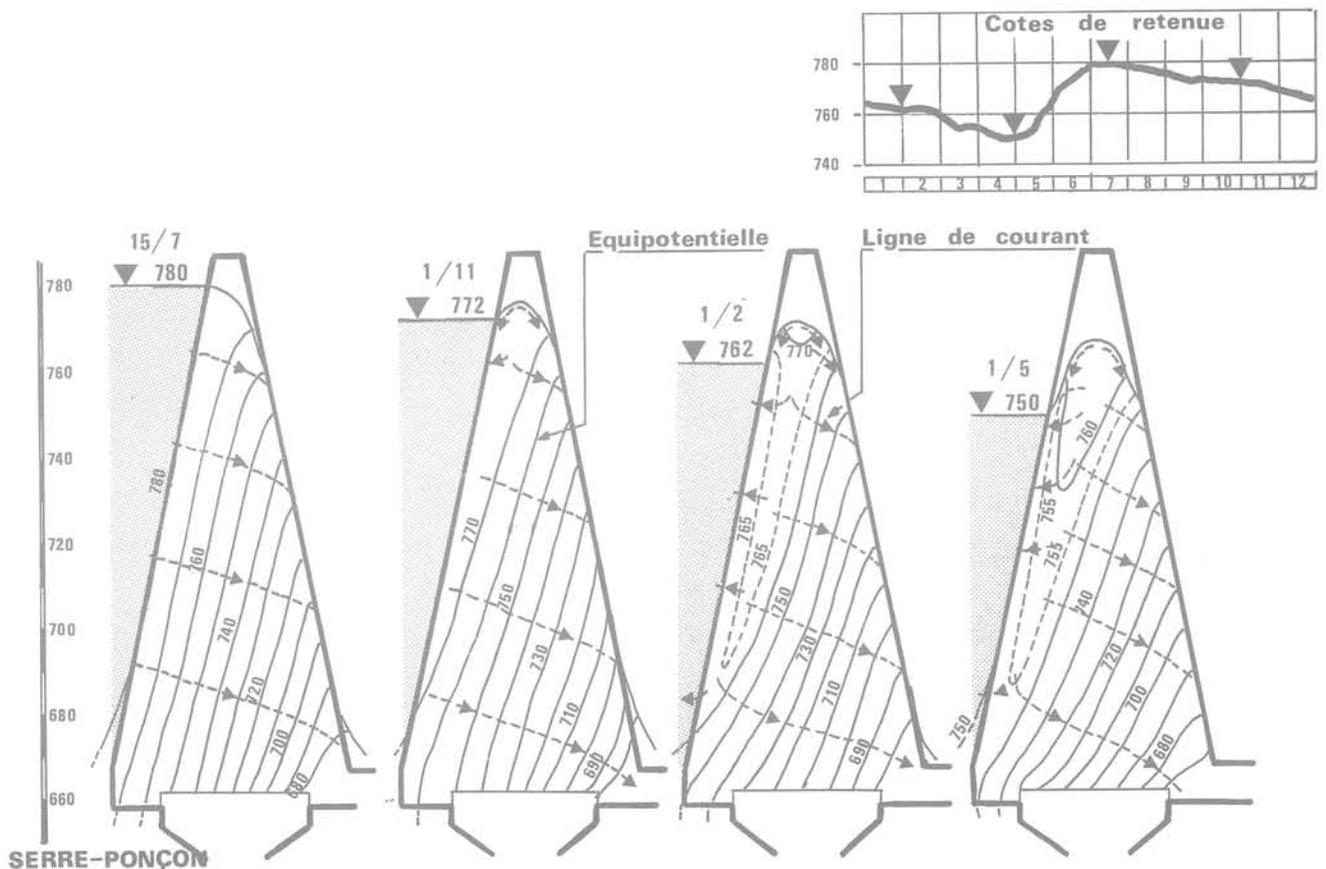


Fig. 17 Charge hydraulique dans les organes d'étanchéité pour le marnage annuel

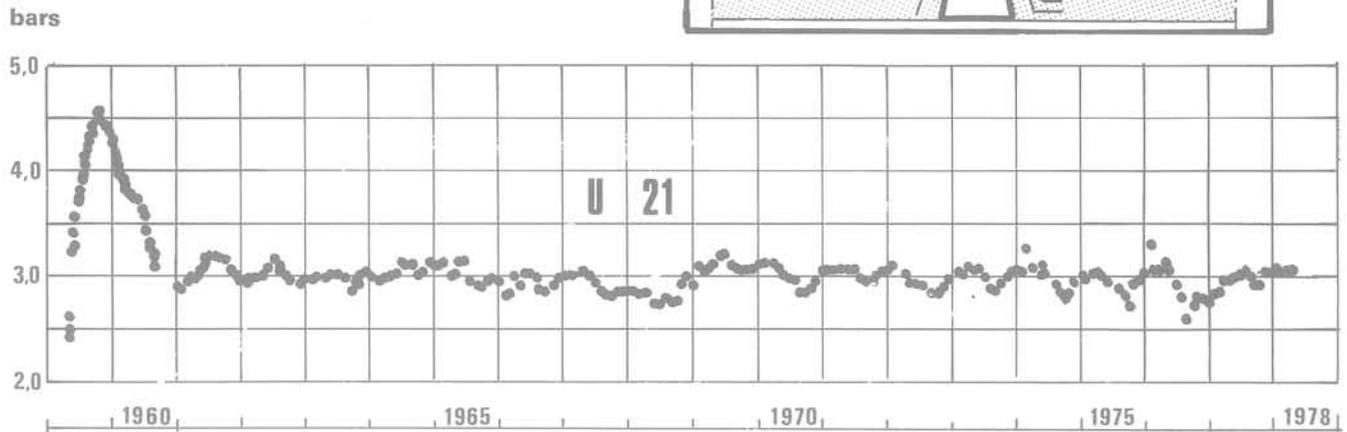


Fig. 18 Pressions interstitielles sur l'axe du noyau

## SERRE - PONÇON

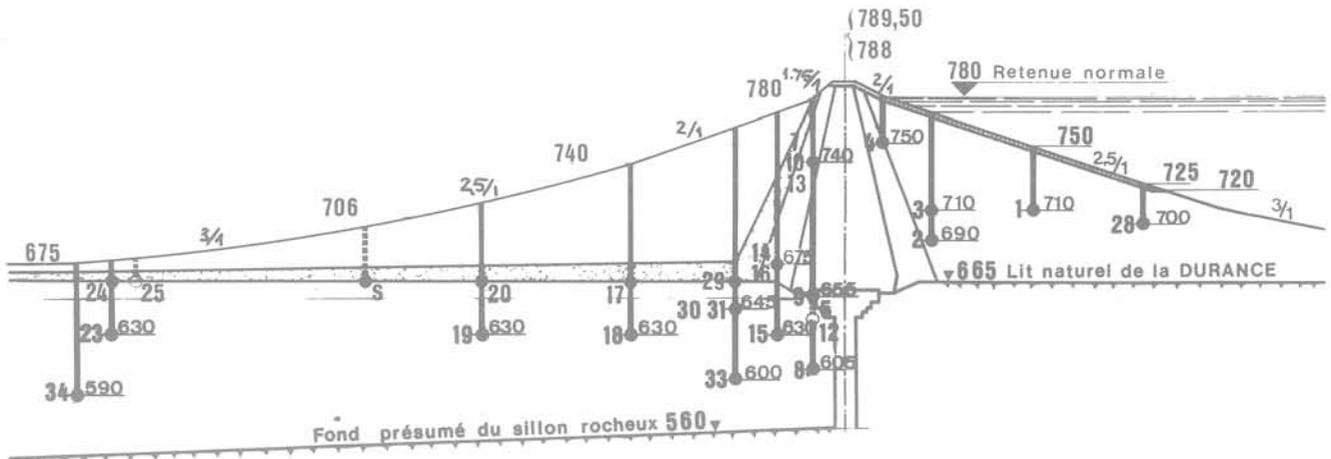


Fig. 19 Tubes piézométriques. Profil dans l'axe du sillon rocheux

## 6.2. Les alluvions

### - Alluvions des recharges

Les alluvions de Durancé sont souvent propres, de 2 à 5% d'éléments inférieurs à 80 microns, surtout extraites dans l'eau. Leur mise en place se fait à de fortes densités souvent supérieures à 2,3 et même 2,4 et malgré cela la perméabilité reste satisfaisante comme le prouvent les piézomètres amont (fig. 19), qui suivent les fluctuations de l'eau pendant la mise en eau ne conservant qu'une ligne piézométrique de très faible pente 4/1000 au moins pour écouler l'eau stockée. Il faut souligner que la mise en place à l'amont dans le sens aval-amont avec écrêtement au bull a été favorable, créant une ségrégation favorisant les échanges d'eau entre la masse de la recharge et l'amont. La perméabilité moyenne calculée avec les piézomètres serait de l'ordre de  $10^{-3}$  à  $10^{-4}$ m/s.

### - Alluvions injectées

Lorsque ces alluvions ont été injectées afin de réaliser la coupure dite étanche, outre les nombreux essais d'eau, nous avons réalisé des puits visitables et observé un matériau bien injecté. Les premières mesures ont montré que cette coupure étanche a bien joué son rôle de séparation d'une nappe amont pratiquement horizontale (bien que peu d'instruments définissent les pressions juste en amont) et une nappe aval à faible pente, puisque plus de 95% de la charge est dissipée dans cette coupure de 15 mètres d'épaisseur théorique. Le gain de perméabilité pouvant être chiffré à 250 au minimum pour les parties homogènes et susceptibles de répondre à la loi de Darcy, la perméabilité obtenue devrait se situer vers  $10^{-5}$ m/s. Les recoupements quant aux débits de percolation calculés (cf. exposé Comité de Mécanique du Sol, Novembre 1978 par M. Leduill, réf. 12) laissent penser que ce chiffre de  $10^{-5}$  doit être divisé par 2

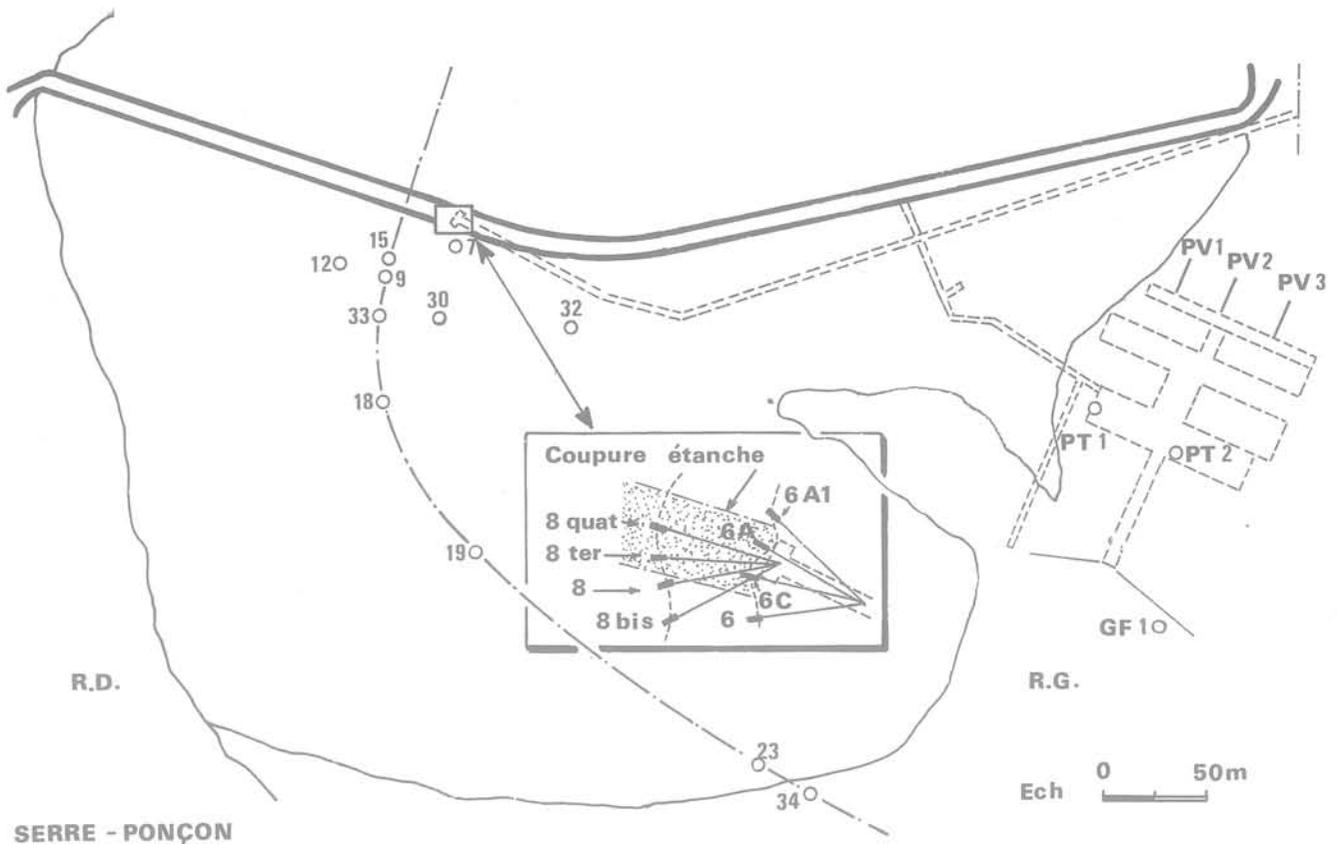


Fig. 20 Piézomètres. Piézomètres aval de la coupure étanche et de l'usine

ou 3. Les mesures poursuivies régulièrement depuis 1962 confirment que la géométrie de la zone injectée est probablement assez irrégulière (fig. 20) mais que globalement elle présente un fonctionnement conforme aux prévisions et sans aucune évolution notable depuis 1962. L'analyse des résultats a permis de chiffrer la différence entre les temps de réponse aux variations de charge dans la coupure et dans le noyau : cinq jours pour toute l'épaisseur de la zone injectée à comparer au retard de l'ordre de 100 jours introduit par le noyau. La manière différente dont les deux organes d'étanchéité jouent leur rôle est ainsi bien caractérisée.

#### - Alluvions du sillon aval

Les alluvions en place dans le sillon sont le siège de la nappe aval dont les fluctuations et l'évolution synthétisent la vie du barrage. Dans l'exposé cité au § 6.2., il a été calculé le débit global d'écoulement à travers le barrage et ses fondations, ce débit se retrouvant dans ce lit alluvial est suivi à l'aide des nombreux piézomètres décrits sur la figure 19. Au cours des sondages, plusieurs nappes superposées ont été détectées à 20 m de distance au bénéfice d'un horizon plus fin, la différence piézométrique faible est de l'ordre de 1 mètre ou moins. Il arrive que cet état soit fugitif puis se reconstitue, l'horizon étanche jouant alors le rôle de soupape (cf. l'exposé cité en § 6.2.). Transversalement de rive à rive une différence est également perceptible : l'écoulement va des rives au centre avec un niveau piézométrique peut être plus haut en rive droite. Toutes ces indications ou tendances sont intéressantes dans leurs évolutions car elles ont permis parfois d'expliquer des anomalies et ont guidé des traitements complémentaires telles les injections du rocher complétées après coup.

Le débit global trouvé lors de la première mise en eau soit 170 litres/seconde sous 110 mètres de charge ne semblait pas varier en fonction de la charge d'une façon linéaire. La loi de Darcy n'étant pas vérifiée, on pouvait considérer qu'une part du débit était partiellement concentrée. Depuis 1963, le débit semble avoir été divisé par 1,5 et la linéarité de

la variation avec la charge presque atteinte (les mesures ne correspondent qu'à des variations du 1/3 de la charge à partir du maximum, le barrage étant rarement vidé plus bas que la cote 740). Là encore, l'accumulation des mesures de niveau de la nappe correspondant à des niveaux variables de la retenue aval d'Espinasse (qui évolue constamment puisqu'il s'agit d'un bassin de compensation) a permis de préciser une des caractéristiques de son comportement : la réponse des cotes piézométriques aux variations de cote aval n'est pas instantanée et fait intervenir des retards qui ont pu être analysés comme précédemment.

Les retards s'échelonnent de l'aval à l'amont entre 5 et 70 h. On peut indiquer que cette analyse n'est qu'un perfectionnement de celle qui avait été réalisée dès la mise en eau (voir l'article de M. Barge sous la référence 8). Elle donne la possibilité de vérifier à chaque instant, quelle que soit la cote de la retenue d'Espinasse, la pente de la nappe, donc son débit en relation directe avec l'efficacité hydraulique de la coupure. Aucune évolution significative n'a été notée depuis 13 ans (à condition constante de cotes amont et aval).

### 6.3 Le rocher

C'est un calcaire marneux franc, mais parfois fracturé, où des circulations d'eau importantes ont parfois été détectées : des mesures au micro-moulinet dans certains forages ont mis en évidence l'existence de plusieurs nappes, la présence du trou favorisant des échanges importants de débits.

Après la mise en eau une campagne complémentaire d'injection a eu lieu pour épaissir la zone traitée au contact du noyau ou de la coupure étanche.

#### - Pression en rive gauche

Après ce traitement une dizaine de profils formés chacun de 3 (ou 5) piézomètres amont, médian et aval devaient permettre de vérifier que dans son ensemble le dispositif d'étanchéité fonctionne de manière très efficace depuis l'origine : (cf. fig. 21. et 22).

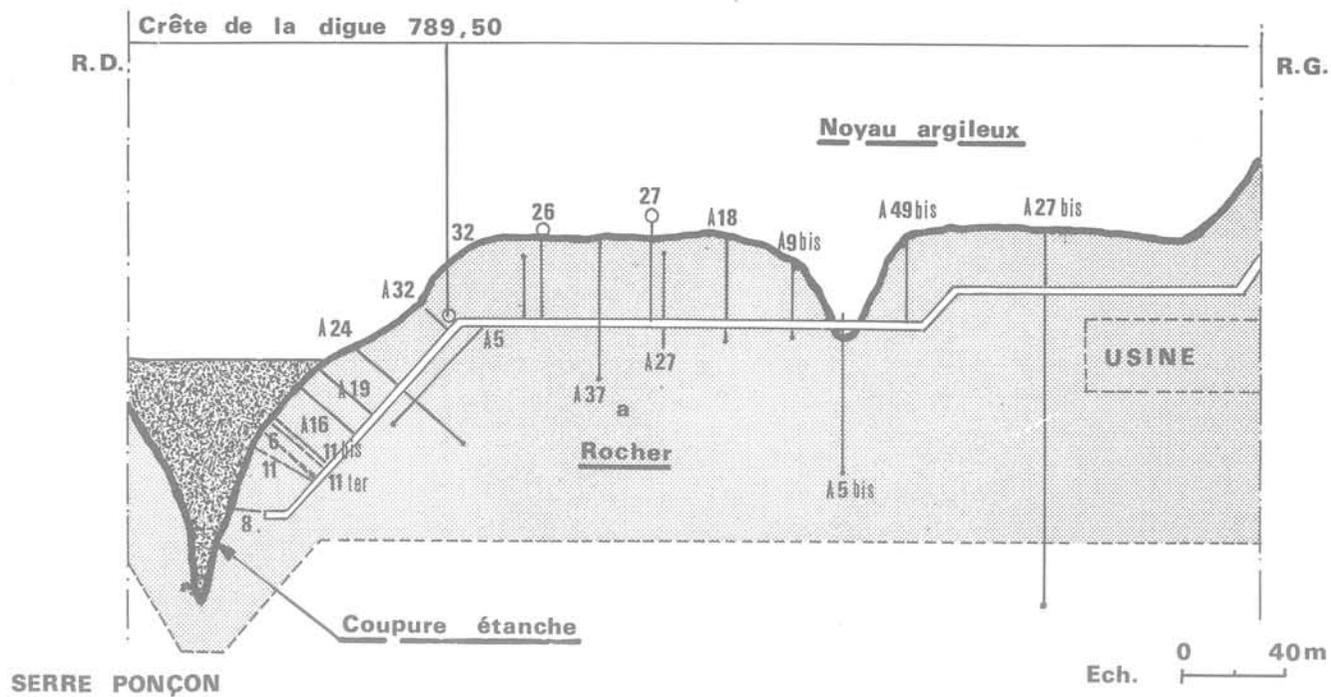


Fig. 21 Piézomètres. Situation du dispositif

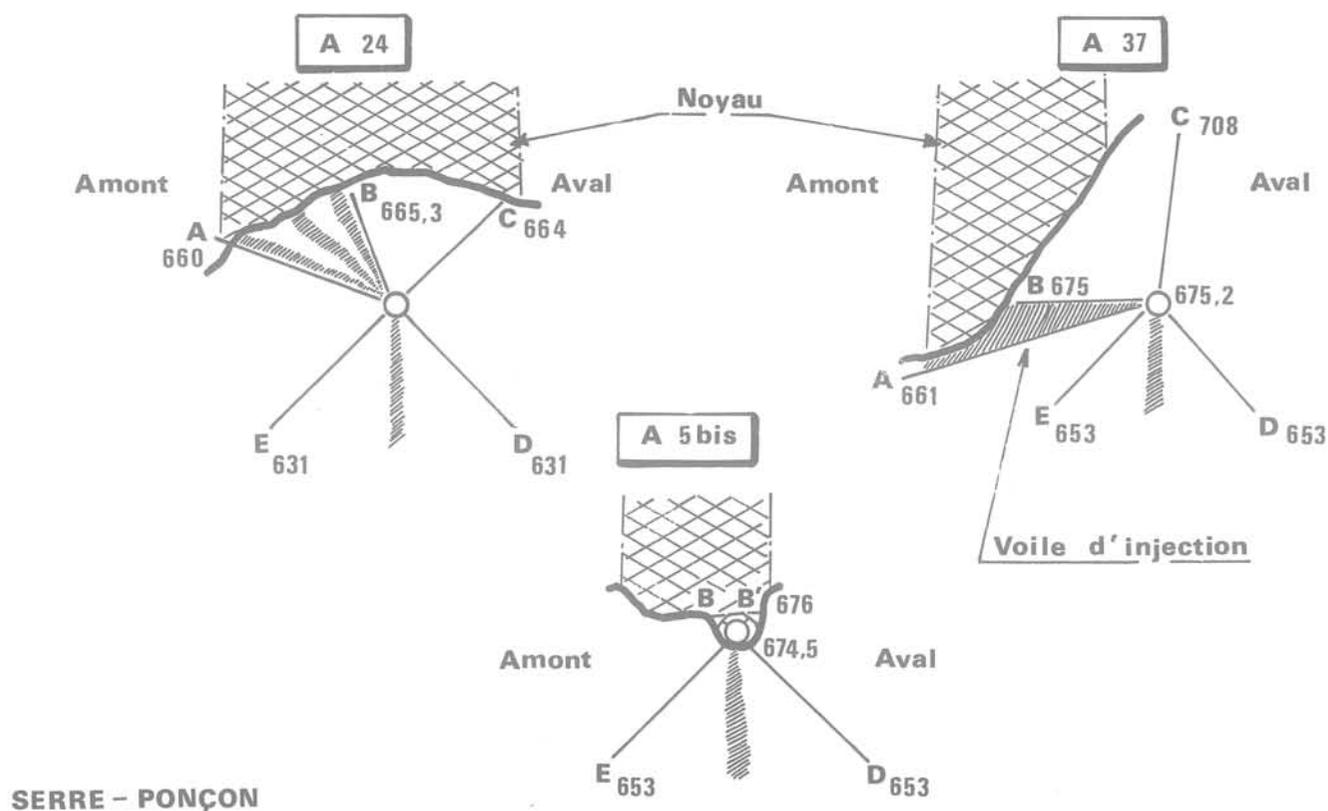


Fig. 22 Piézomètres. Auréoles de la rive gauche

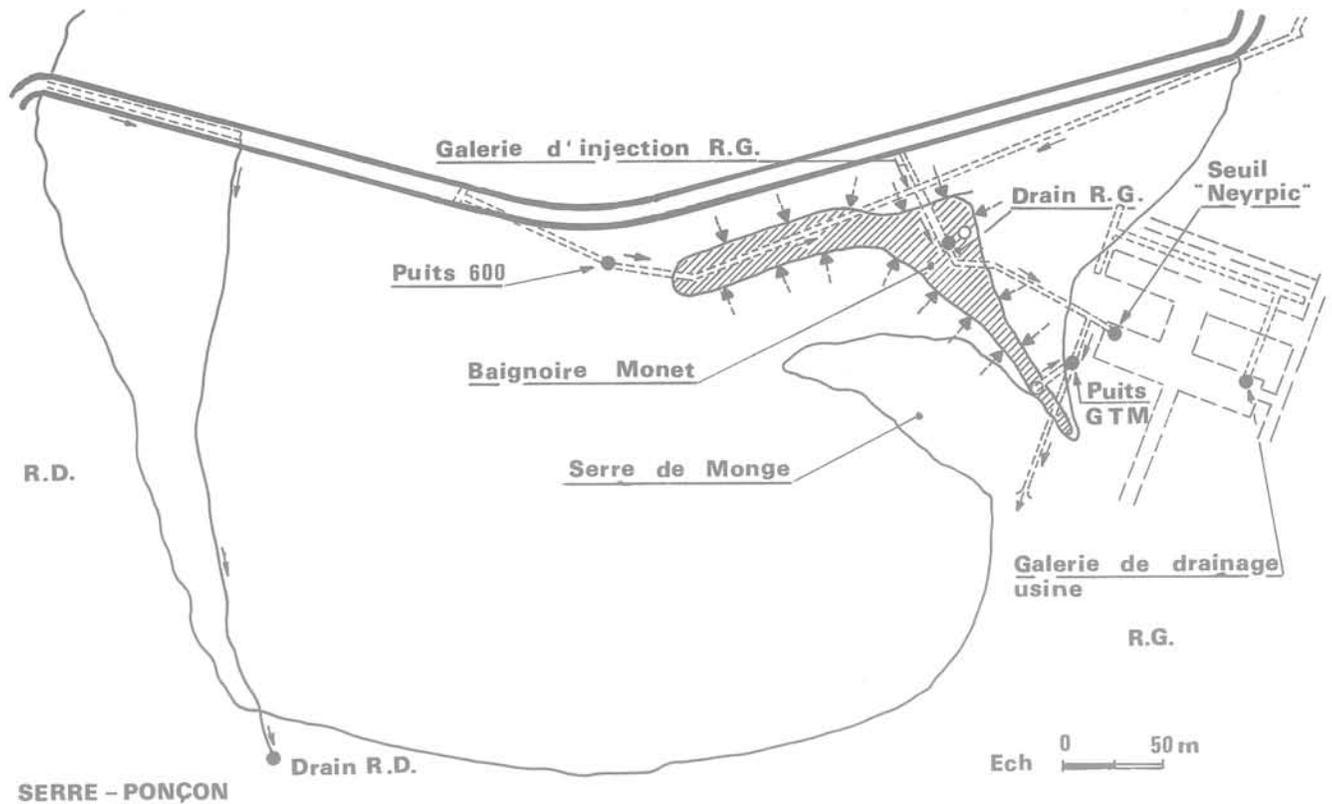


Fig. 23 Fuites. Situation du dispositif de mesure

*- En rive gauche*

Les charges évoluent de 90 à 60% en amont du noyau, à son pied et sous une certaine couverture de rocher ce qui semble indiquer une certaine imperméabilité du rocher en profondeur. A l'aval les pressions sont inférieures à 40% de la pression hydrostatique de la retenue. Elles passent à 30% dans la salle des transformateurs, 5% dans la salle des vannes, 0% sous la plate-forme d'accès à l'usine. La relation des pressions avec les variations de cote dans la retenue amont est étroite : le comportement est linéaire semble-t-il sur la totalité du marnage.

Les évolutions d'ensemble paraissent terminées depuis de nombreuses années : seules subsistent encore des variations locales à mettre en relation avec les particularités inévitables, à l'échelle des prises de pression, de la masse rocheuse.

*- Débits rive gauche*

Quant au débit de drainage de cette zone, il est difficile à analyser en détail, compte tenu de la complexité de la topographie et des particularités des dispositifs de collecte (cf. fig. 23). Dans la "galerie d'injection" qui est soumise à une charge d'eau comprise entre 100 à 140 m, on recueille 6 à 7 l/mn sur les 100 m. situés sous le flanc gauche du sillon rocheux et 30 à 40 l/mn sur le reste (400 m de longueur environ). Plus à l'aval, au droit de l'appui rive gauche de la digue les cavités de l'usine et leurs galeries de drainage sous une charge de 150 m recueillent 200 l/mn.

Le volume total drainé et contrôlé ne représente naturellement qu'une partie de celui qui traverse les 90.000 m<sup>2</sup> du voile d'étanchéité et les 4.000 m<sup>2</sup> de la coupure sous fluviale dont l'ordre de grandeur global peut être estimé à 10.000 l/mn. La modicité des fuites collectées en galerie avait déjà été soulignée aussitôt après la mise en eau à juste raison. Depuis, la relation entre débit et cote de retenue a pu être précisée : d'une manière générale les variations de débit sont proportionnelles aux variations de cote dans le 1/3 supérieur de la hauteur de retenue. Il est possible enfin de considérer comme hautement significatif du maintien de

l'intégrité des caractéristiques de la coupure le fait qu'aucune évolution importante du débit n'est décelable depuis l'origine, hormis une décroissance du drainage de l'usine très régulière et du drainage du flanc gauche du sillon rocheux, maintenant très amortie.

*- Rive droite*

Le seul contrôle effectué est réalisé dans le drain R.D. où le débit est toujours très faible et non influencé par la retenue.

**7 Remarques sur le fonctionnement des dispositifs**

L'utilisation très régulière, depuis 20 ans, des appareils d'auscultation implantés sur le site du barrage de Serre-Ponçon et leur exploitation en vue d'assurer la surveillance permanente de l'ouvrage contribuent à enrichir l'expérience acquise sur les appareils et plus particulièrement sur leur capacité à fournir des résultats sûrs pendant une longue période. Les contrôles faisant appel aux **techniques topographiques** sont bien adaptés à ce type d'ouvrage où les parements à surveiller ont une grande surface et les mouvements significatifs sont d'ampleur relativement importante à comparer à ce que l'on peut attendre sur des ouvrages en béton similaires. Il faut observer cependant que la précision obtenue en planimétrie ne peut être garantie qu'à la suite d'un contrôle minutieux et permanent des hypothèses de fixité des points sur lesquels s'appuie le réseau des stations d'où sont observés au théodolite les repères situés sur l'ouvrage, facilité par le respect d'une procédure rigoureuse dans l'exécution des mesures et l'utilisation de programme de calculs automatiques. Ceux-ci permettent de tirer le meilleur parti des visées réalisées de façon à réduire le plus possible l'effet des imprécisions de chacune et à déterminer les mouvements éventuels des piliers d'observation susceptibles de déplacements. En ce qui concerne les déplacements verticaux, leur détermination par des visées "zénithales" à partir du réseau d'observa-

Il faut également considérer qu'il a permis d'accroître la connaissance technologique des remblais en terre, précieuse pour l'optimisation des projets et constructions réalisées depuis ou à venir, sans compter l'expérience acquise sur les qualités des appareils eux-mêmes. Son rôle est très différent, par exemple, de celui de la mesure des pressions hydrauliques, qui sert à contrôler les "tassements internes". Leur fonctionnement est satisfaisant à Serré-Pongon, bien qu'une rupture ait empêché d'utiliser la partie basse sur deux verticales au bout de 2 ans 1/2 d'exploitation. Notons que la représentativité des mesures par rapport à la masse des remblais n'est jamais totalement assurée, puis-que la mise en place nécessite un compactage particulier au droit de l'appareil.

**Cellules de pressions interstitielles :** des informations intéressantes ont été obtenues du fait que des cellules de type différent ont été associées en un même point (cf. tableau de la fig. 11).

**Les cellules électriques à jauge de contrainte** se sont avérées les moins fiables et ne donnent plus aucune indication utilisable. Les cellules à circuits hydrauliques ont donné satisfaction, mais il faut reconnaître que leur entretien nécessite de grandes précautions : les purges périodiques des fins et longs tubes de liaison ne doivent à aucun prix détériorer les interfaces cellule-terre.

**Les cellules électriques à cordes vibrantes** de Serré-Pongon n'étaient pas compensées en température, ce qui a donné lieu à d'importantes incertitudes liées à la méconnaissance de leur température réelle de pose. Cependant, sur longue période, elles donnent les résultats les moins dispersés et sont les plus pratiques d'emploi. Les matériaux équivalents fabriqués actuellement sont compensés en température. Aucune expérience précise n'a été recueillie à Serré-Pongon sur l'important problème de l'effet sur les cellules des périodes où elles sont en zone non saturée.

**Les cellules de charges totales** à jauges de contrainte ou à corde vibrante n'ont pas été utilisées suffisamment longtemps pour qu'un jugement puisse être porté sur la qualité des résultats qui peuvent être fournis sur longue période. Les modèles utilisés à Serré-Pongon semblent avoir donné des résultats satisfaisants au cours de la construction du remblai avec, cependant, une incertitude certaine liée à l'effet des variations de température et plus fondamentalement au principe même de mesure faisant appel à une déformation : la loi "charge-déformation" de l'appareil soit très proche de celle qu'aurait le matériau dont il prend la place. L'utilisation pour la surveillance à long terme de ce type d'appareil est d'un intérêt très réduit.

### 8 Conclusion

Le barrage de Serré-Pongon a pu être construit dans de bonnes conditions, mis en eau sans dommages et exploité depuis vingt ans sans aucun signe de désordre apparent. A l'actif du dispositif d'auscultation, il faut indiquer qu'il a fourni des éléments essentiels au cours de ces trois phases : en assurant le contrôle du comportement des matériaux mis en place pendant la construction, en permettant la surveillance de la première mise en eau ; il a permis de vérifier l'absence d'évolutions anormales dans les grands ouvrages contrôlés et la conformité globale aux prévisions, en apportant les éléments nécessaires à la compréhension de la permanence de la sécurité, l'observation périodique des grandeurs mesurées ; elle rend possible, après chaque mesure, la distinction des parts réversibles et irréversibles des variations observées, sur chacune desquelles peut être porté un jugement quant aux conséquences de leur poursuite pour la pérennité future de l'ouvrage. La constatation très systématique d'absence d'évolutions ou d'amortissements continus pousse aujourd'hui à émettre un jugement très favorable.

### Références Bibliographiques

Parmi les nombreuses publications, nous pouvons citer :

[1] ISCHY, HAFEN — *Barrage de Serré-Pongon, campagne de reconnaissance* — Q 16, rapport 80 du 5<sup>e</sup> Congrès des Grands Barrages Paris, 1955.

[2] MAIGRE — *Réalisation d'un écran imperméable en matériaux alluvionnaires* — Q 16, rapport 79 du 5<sup>e</sup> Congrès des Grands Barrages Paris, 1955.

[3] SCHNEEBELI — *Le barrage de Serré-Pongon, Etude des infiltrations* — Mémoire 19 Mars 1955.

[4] MAIGRE, BARGE — *Compactage des matériaux utilisés pour la construction du noyau imperméable de la digue de Serré-Pongon* — Q 22, rapport 132 du 6<sup>e</sup> Congrès des Grands Barrages New-York, 1958.

[5] CABANIUS, MAIGRE — *Aménagement de la Durance - Le Barrage de Serre-Ponçon* - Revue Travaux Août 1958.

[6] LEDEUIL — *Contribution à l'étude des contraintes, des déformations et des circulations d'eaux dans le barrage de Serre-Ponçon* - Thèse de Doctorat Grenoble, 1960.

[7] *Le Barrage de Serre-Ponçon*  
GUELTON, BALDY, MAGNE — *Conception d'ensemble*.  
O. de SCHNAKENBOURG — *Contrôle de l'exécution de la digue*.

BARGE — *Exécution des travaux* - Revue Travaux Mai 1961 consacrée au 7<sup>e</sup> Congrès International des Grands Barrages Rome, 1961.

[8] *L'auscultation de la digue de Serre-Ponçon* - Annales de l'Institut du Bâtiment et des Travaux Publics — Sept. 1963.

[9] BARGE, POST, HUYNH — *Auscultation de la digue de Serre-Ponçon* - Q 29, rapport 3 du 8<sup>e</sup> Congrès des Grands Barrages Edimbourg, 1964.

[10] E.D.F., *Division Technique Générale de la Production Hydraulique* - Rapports d'auscultation de Serre-Ponçon : N° 1 (1961-64) N° 2 (1965-67) N° 3 (1968-71) N° 4 (1972-74) N° 5 (1974-76) N° 6 (1977-78).

[11] POST, LONDE "Les barrages en terre compactée" page 174, Gauthier — Villars, Edition 1953.

[12] LEDEUIL — *Estimation du débit et de la nature des fuites d'un barrage en terre sur lit alluvionnaire (Application Serre-Ponçon)*. Exposé fait au C.F.M.S. le 13 Novembre 1978.

# phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents

par

**Luong Minh Phong**

Laboratoire de Mécanique des Solides - Ecole Polytechnique

## 1 Introduction

Le rapide développement du Génie Civil dans des domaines géotechniques en liaison avec des effets cycliques, transitoires et dynamiques dus aux éléments naturels (houle, courants, vents,...), aux actions sismiques, ou à des technologies spéciales (vibrofonçage, machines tournantes,...) a suscité un intérêt particulièrement suivi pour les aspects cycliques du comportement mécanique des sols pulvérulents.

Les principaux résultats d'essais effectués sur des sables très différents (un sable de Fontainebleau, un sable de Loire, un sable carbonaté de la Manche, figure 1), au moyen d'essais triaxiaux classiques sur des échantillons cylindriques, seront présentés ici. Le fait que deux contraintes principales soient égales entraîne une restriction inhérente à la technique expérimentale choisie. L'appareil triaxial permet néanmoins d'explorer le comportement mécanique du sol suivant des trajets de charge assez variés et de mettre en évidence des propriétés caractéristiques intéressantes, en particulier dans le cas des sollicitations répétées.

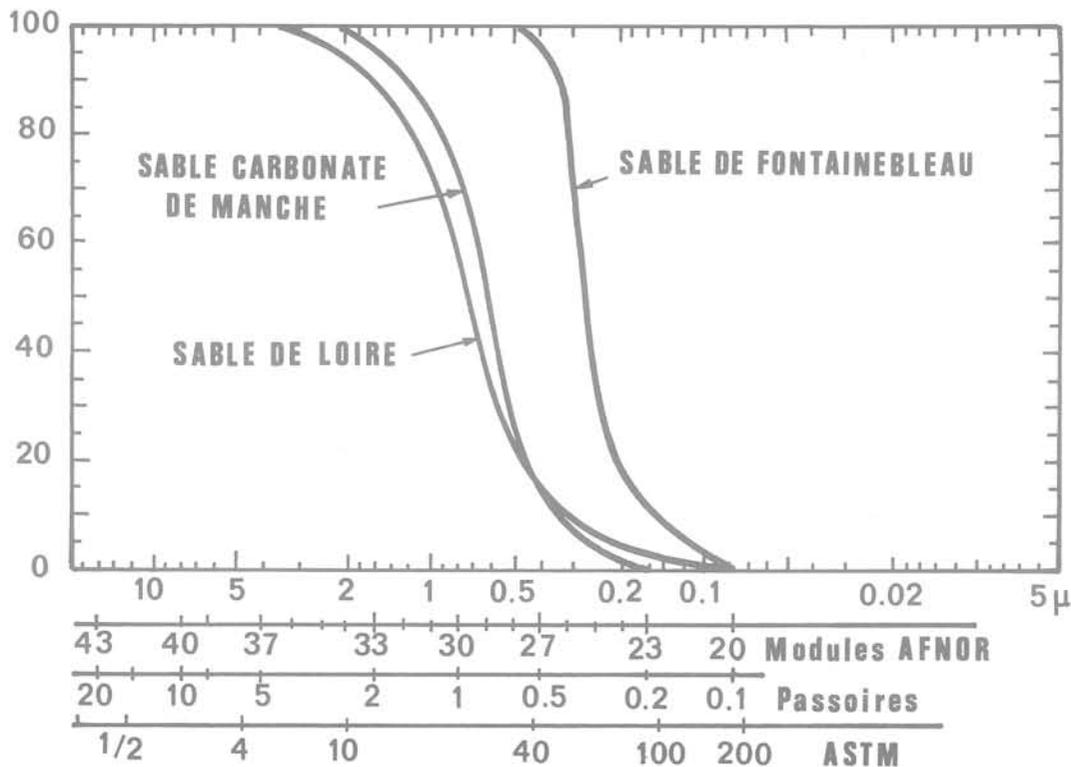


Fig. 1 Courbes granulométriques

## 2 Notations des paramètres adoptés

L'échantillon cylindrique est repéré géométriquement par son axe longitudinal (direction 1) et sa section droite circulaire (directions 2 et 3 perpendiculaires et équivalentes).

Les paramètres de chargement adoptés sont respectivement :

- la contrainte moyenne  $p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3}$
- la contrainte déviatorique  $q = \sigma_1 - \sigma_3$
- le niveau des contraintes  $\eta = \frac{q}{p}$

Les paramètres de déformation sont :

- la déformation volumétrique  $\epsilon_V = \epsilon_1 + 2\epsilon_3$
- la distorsion  $\epsilon_q = \frac{2}{3}(\epsilon_1 - \epsilon_3)$
- le niveau distorsionnel  $\beta = \frac{\epsilon_q}{\epsilon_V}$

Les essais ont été réalisés en compression triaxiale (raccourcissement axial) et en extension triaxiale (allongement axial) à vitesse de charge  $\sigma_1$  constante ou à vitesse de déformation  $\dot{\epsilon}_1$  constante en condition saturée, drainée ou non drainée.

Avec la notation  $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ , nous notons une rotation du trièdre des contraintes principales entre les états de compression et d'extension triaxiale. Les chemins de contrainte explorés sont donc localisés dans des plans méridiens de symétrie ternaire du trièdre des contraintes.

Les conditions opératoires imposées à l'échantillon d'élanement  $H/D \geq 2$  sont, soit des conditions non drainées, soit des conditions drainées, et dans un tel cas on peut distinguer :

- I -  $\sigma_2 = \sigma_3 = cte$   
c'est le cas de l'essai triaxial conventionnel à pression de confinement constante ;
- II -  $p = cte$   
la contrainte moyenne est maintenue constante en faisant varier la pression de confinement avec la charge axiale ;
- III -  $q = cte$   
la contrainte déviatorique sur l'échantillon reste constante au cours du chargement ;
- IV -  $\eta = cte$   
sur ce chemin radial dans l'espace des contraintes l'obliquité moyenne des contraintes est constante ;
- V -  $\sigma = (\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2)^{1/2} = cte$   
ou  $\rho = (p^2 + q^2)^{1/2} = cte$   
cette condition correspond à des trajets de charge sphérique ou circulaire respectivement dans l'espace des contraintes principales ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ) et dans le diagramme ( $p, q$ ) ; l'obliquité moyenne des contraintes varie au cours de ce chargement à module de contrainte constant ;
- VI -  $\epsilon_V = 0$   
l'essai est effectué à volume global de l'échantillon constant.

## 3 Constatations expérimentales

Les déformations du sol sous charge sont essentiellement les conséquences de trois mécanismes :

- I - la compressibilité et les changements de forme du squelette solide ;
- II - les glissements et les rotations des particules liés à l'obliquité des contraintes et associés à une réorientation des grains, pouvant créer une anisotropie de structure ;
- III - la rupture et l'attrition des grains élémentaires modifiant la texture du matériau.

Les variations volumétriques résultent principalement de deux mécanismes :

- I - une contraction ou une dilatation générale du sque-

lette solide sans modification de l'architecture général des grains ;

- II - des variations de l'enchevêtrement des grains. Elles sont surtout sensibles dans les essais de cisaillement, mais elles peuvent aussi se produire lors du premier chargement hydrostatique d'un sable lâche.

La distorsion dépend de l'arrangement particulier des particules solides présentant ou non des possibilités de blocage ou de déblocage.

Le serrage, le desserrage et le désenchevêtrement sont des mécanismes qui entraînent des déformations irréversibles importantes. Par contre, la contraction et la dilatation traduisent des déformations plus limitées quasi-réversibles, le nombre des points de contact entre grains restant sensiblement constant au cours des variations des contraintes.

### 3.1 Compression triaxiale monotone

A partir d'un état de contrainte isotrope de confinement maintenu constant, en augmentant la contrainte déviatorique  $q = \sigma_1 - \sigma_3$ , on observe une déformation volumétrique qui est d'abord une contraction, puis qui ralentit, s'annule dans le cas d'un sable lâche ou s'inverse avec un sable dense pour permettre un désenchevêtrement des grains avant les grands déplacements relatifs. Le rapport  $-d\epsilon_3/d\epsilon_1$  de la déformation latérale à la déformation axiale, d'abord négligeable, croît régulièrement de zéro à une valeur dépassant largement la valeur 0,5. Le foisonnement constaté, appelé dilatance, est d'autant plus important que l'arrangement initial du sable était compact (fig. 2). Il diminue lorsque la pression de confinement augmente.

### 3.2 Extension triaxiale

En diminuant algébriquement la contrainte déviatorique  $q$ , on réalise très aisément un essai triaxial cylindrique en extension (fig. 3). La contrainte principale  $\sigma_2$  intermédiaire, au lieu d'être égale à la contrainte principale mineure dans le cas précédent, a la même valeur que la contrainte principale majeure. On constate une contraction de volume malgré une diminution de la contrainte moyenne  $p$  suivie comme dans le cas précédent d'une dilatance. Cette variation du volume initial dans le sens inverse de la contrainte moyenne  $p$  appliquée, montre que le coefficient  $-d\epsilon_3/d\epsilon_1$  est initialement plus grand que 0,5. Aucune réversibilité, même approchée, n'est évidemment possible pour ce trajet de premier chargement.

### 3.3 Comparaison de ces deux types d'essai

L'analogie de l'évolution de la déformation volumétrique masque de grandes différences de comportement rhéologique entre deux types d'essais :

- I - la déformabilité du sol est plus grande en compression triaxiale ; le matériau apparaît plus raide en extension triaxiale ;
- II - le coefficient de Poisson  $-d\epsilon_3/d\epsilon_1$  au début de chargement est plus faible en compression ( $<0,5$ ) qu'en extension triaxiale ( $>0,5$ ) ;
- III - la résistance au cisaillement au seuil du désenchevêtrement des grains, selon la représentation de Mohr, est plus importante en compression qu'en extension triaxiale ( $\varphi_{CT} > \varphi_{ET}$ ) avec les sables étudiés : sable de Fontainebleau, sable de Loire, sable carbonaté de Manche ;
- IV - le trajet de charge dans le diagramme  $p, q$  lors d'un essai couplé de compression-extension triaxiales suit une droite de pente 3 : la compression triaxiale correspond à la partie positive de  $q$  et l'extension triaxiale à la partie négative. En réalité, il y a eu changement de plan méridien par rapport à l'axe des contraintes moyennes, lors du passage à l'état  $q = 0$  ;
- V - le désenchevêtrement à partir du seuil caractéristique en compression triaxiale se traduit par une dilatance importante en volume. En extension triaxiale, on constate au contraire des déformations distorsionnelles prépondérantes pour une dilatance relative plus limitée.

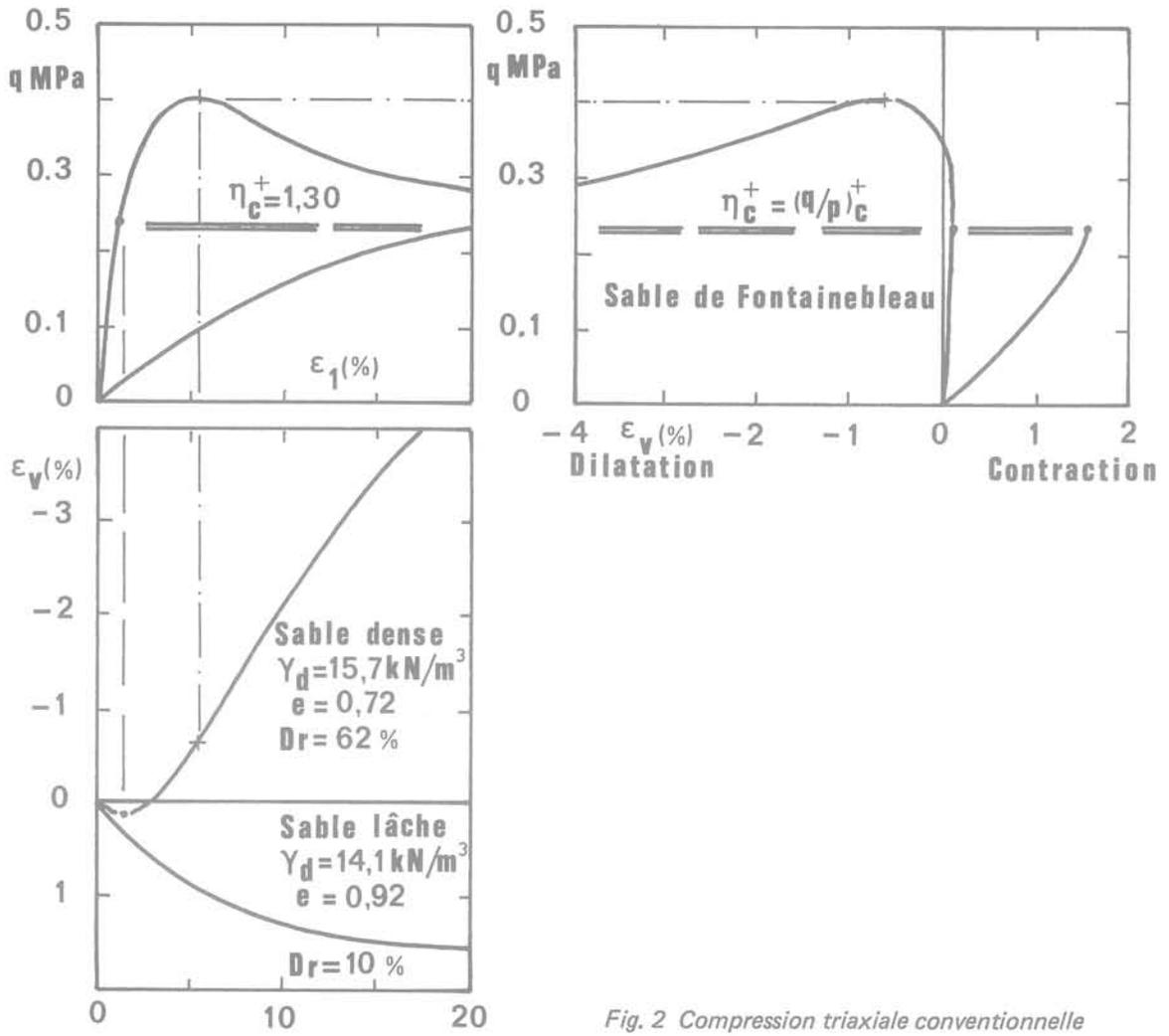


Fig. 2 Compression triaxiale conventionnelle

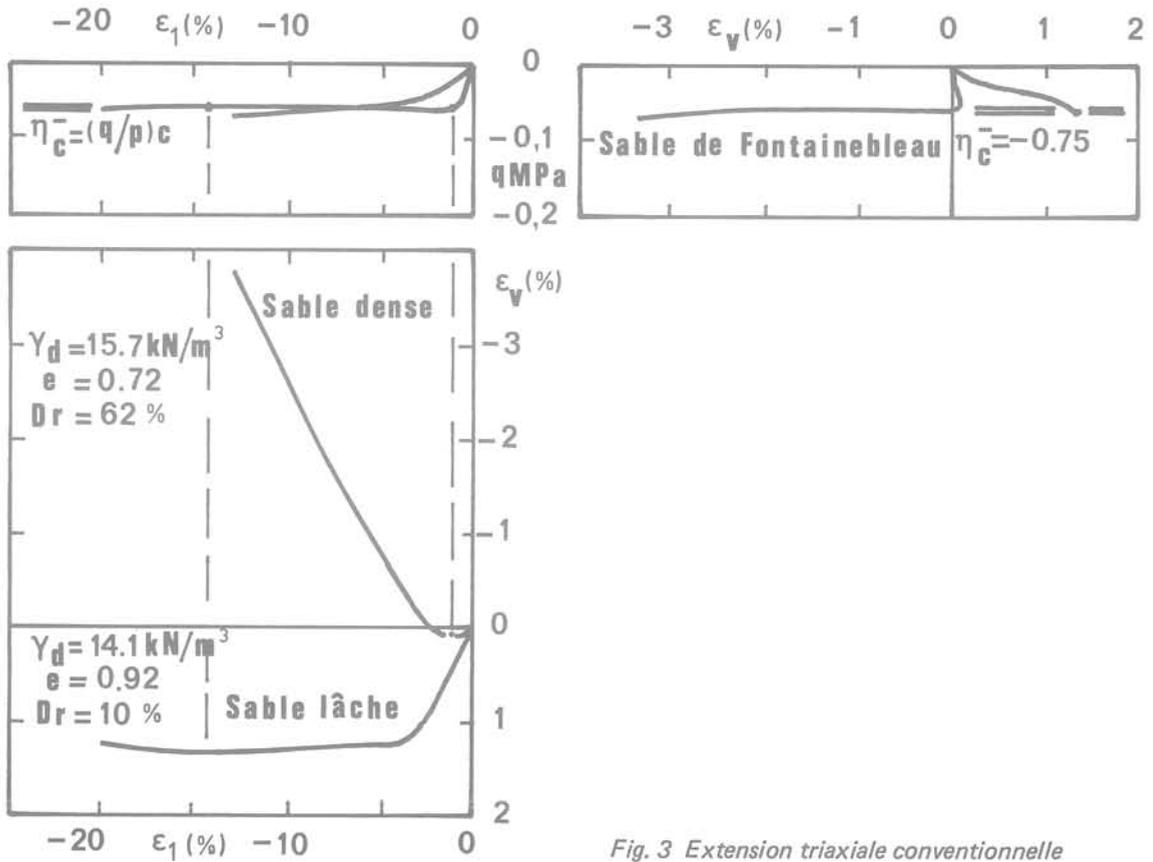


Fig. 3 Extension triaxiale conventionnelle

#### 4 Concept de l'état caractéristique

Si la déformation est suivie dès le début du chargement, on peut facilement constater les trois points principaux suivants :

- I - la différence de comportement entre le premier chargement et les cycles suivants de décharge-recharge traduisant l'effet du serrage initial ;
- II - l'existence des phénomènes d'hystérésis plus ou moins importants suivant le trajet de charge indiquant l'établissement d'un mode d'arrangement ou l'apparition du désenchevêtrement des grains ;
- III - l'importance relative des variations de volume par rapport aux déformations de distorsion provenant du couplage entre la compressibilité volumétrique et la distorsion par glissement des grains.

L'étude des sols sous chargement non monotone nécessite donc un concept nouveau pour pouvoir suivre le comportement rhéologique tout au long du processus de la déformation irréversible dans la phase transitoire précédant les seuils admissibles en contraintes ou en déformations.

##### 4.1 Concept actuel : état critique

L'analogie du comportement mécanique du métal et des sols est mise en évidence sur le diagramme contrainte-déformation (fig. 4), où  $\sigma_E$  est le seuil d'écoulement du matériau. L'existence d'un palier horizontal a suggéré le concept d'un état idéalisé du sol, appelé Etat Critique, associé à un volume spécifique  $v$ , et défini par :

$$q = Mp \quad \text{et} \quad v = \Gamma - \lambda L n p$$

où  $M$ ,  $\Gamma$ ,  $\lambda$  sont des constantes caractérisant le matériau (Schöfield et Wroth, 1968).

Ce concept très fécond a permis de réaliser des progrès significatifs dans la compréhension et dans l'élaboration des techniques de calcul en mécanique des sols sous chargement statique monotone jusqu'à la charge ultime.

L'état critique traduit un comportement asymptotique du sol dans le domaine des grandes déformations à la rupture où l'écoulement se produit sans variation de volume, mais seulement lorsque l'indice des vides  $e = v - 1$  est à un niveau critique  $e_{cr}$ . Il ne permet donc pas de suivre la déformation irréversible dès le début, et s'avère inadéquat à l'étude du comportement des sols sous sollicitations non monotones.

##### 4.2 Concept nouveau : état caractéristique

Les essais triaxiaux conventionnels en condition drainée -en compression ( $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ ) comme en extension ( $\sigma_1 < \sigma_2 = \sigma_3$ ) - permettent de définir de façon très simple, par le niveau de contrainte correspondant au passage de la déformation volumétrique dilatante, un état caractéristique du sol qui, compatible avec l'état, est associé à :

- I - un taux de variation de volume nul  $\epsilon_v = 0$  ;
- II - un seuil de changement de comportement pour ce trajet de charge ; le processus d'enchevêtrement des grains se termine pour laisser la place au désenchevêtrement. L'angle  $\varphi_c$  associé à ce seuil et donné par la relation  $\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right)$  caractérise la capacité d'enchevêtrement du matériau (Kirkpatrick, 1961). L'angle caractéristique  $\varphi_c$  est un facteur intrinsèque du matériau ;
- III - un domaine de déformations du sol relativement faibles et stables bien avant la rupture ;
- IV - une indépendance vis à vis de la porosité initiale ;
- V - une non-influence de l'anisotropie des contacts et des chaînons de grains ;
- VI - une insensibilité à la granulométrie, (Habib, Luong, 1978).

Pour ce trajet de charge, en condition drainée à pression de confinement constante, l'état caractéristique sépare dans le domaine des contraintes admissibles deux types de comportement rhéologique du sol : contractant dans le domaine subcaractéristique délimité dans le plan  $(p, q)$  par les lignes caractéristiques LC, (fig. 5), et dilatant dans le domaine sur-

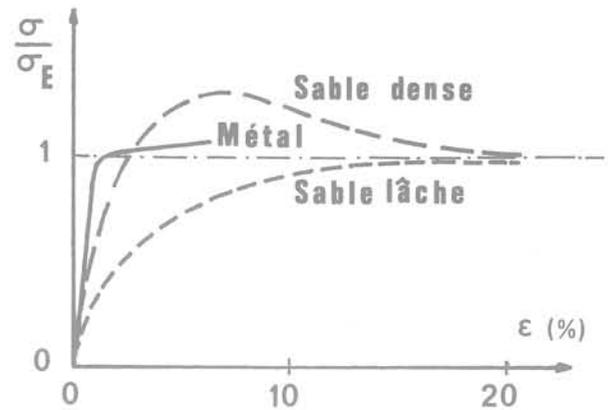


Fig. 4 Analogie métal-sol

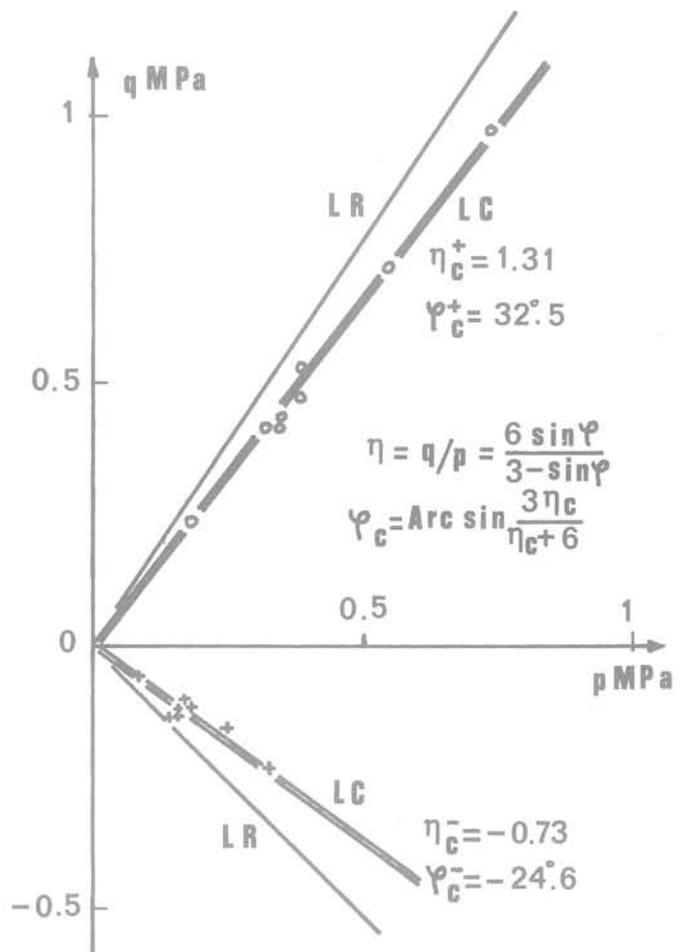


Fig. 5 Critère caractéristique (le double trait représente le seuil caractéristique)

caractéristique jusqu'à la limite de rupture LR, existant ou non, comme c'est le cas des sables très lâches. Dans ce dernier cas, l'état caractéristique s'identifie à l'état critique.

Mis en évidence de manière très simple sur le trajet triaxial conventionnel à pression de confinement constante, l'état caractéristique se confirme-t-il encore comme un seuil de désenchevêtrement de la structure granulaire lorsque le chargement suit d'autres trajets dans le plan  $(p, q)$  ?

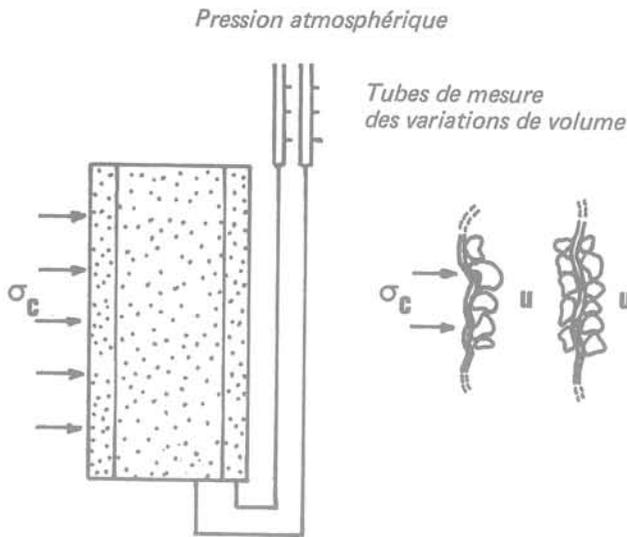


Fig. 6 Eprouvette à confinement variable

Les essais présentés ci-après ont été conduits à pression de confinement variable. L'effet de la pénétration de la membrane peut induire des erreurs appréciables dans la mesure des variations de volume. Il a été nécessaire de réaliser le montage expérimental de la figure 6 pour pouvoir minimiser cet effet ou évaluer l'étalonnage et la précision relative des mesures de déformations volumétriques.

D'une façon générale, les différents résultats expérimentaux montrent que, quel que soit le chemin de contrainte suivi, l'état caractéristique se définit par la valeur du rapport  $d\epsilon_v / d\epsilon_q$  diminuant brusquement vers une faible valeur pouvant être nulle, c'est-à-dire que le niveau distorsionnel  $\beta$  augmente sensiblement entraînant à la fois la dilatance par désenchevêtrement et une distorsion considérable du squelette granulaire du sol.

#### 4.3 Cisaillement drainé à contrainte moyenne $p$ constante

Les essais en condition drainée à contrainte moyenne  $p$  constante à l'appareil triaxial de révolution donnent des résultats analogues à ceux obtenus sur le trajet rectiligne de pente 3 dans le diagramme ( $p, q$ ).

Les figures 7 et 8 représentent respectivement un essai de compression triaxiale et un essai en extension triaxiale à  $p = cte$ . Les seuils caractéristiques déterminés sur les courbes  $q, \epsilon_v$  à  $p = cte$  concordent bien avec les valeurs trouvées suivant les trajets à pression de confinement constante.

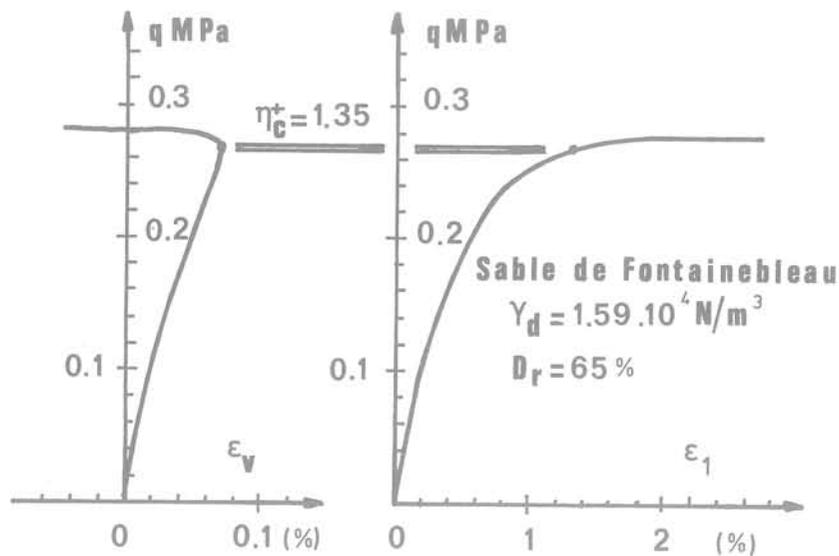


Fig. 7 Compression triaxiale  $A_p = 0.20 \text{ MPa} = Cte$  (le double trait représente le seuil caractéristique)

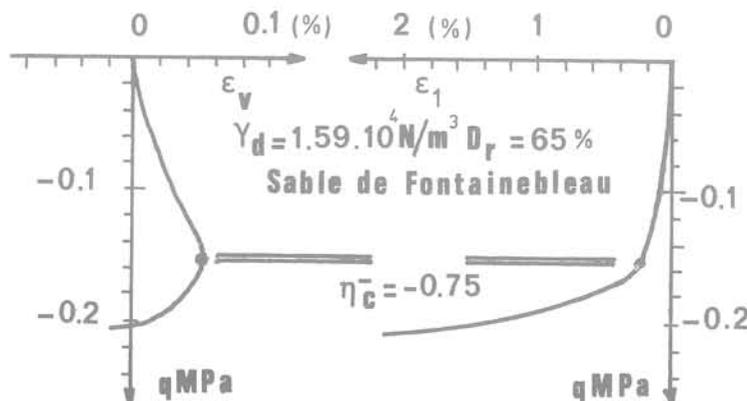


Fig. 8 Extension triaxiale à  $p = 0.20 \text{ MPa} = Cte$  (le double trait représente le seuil caractéristique)

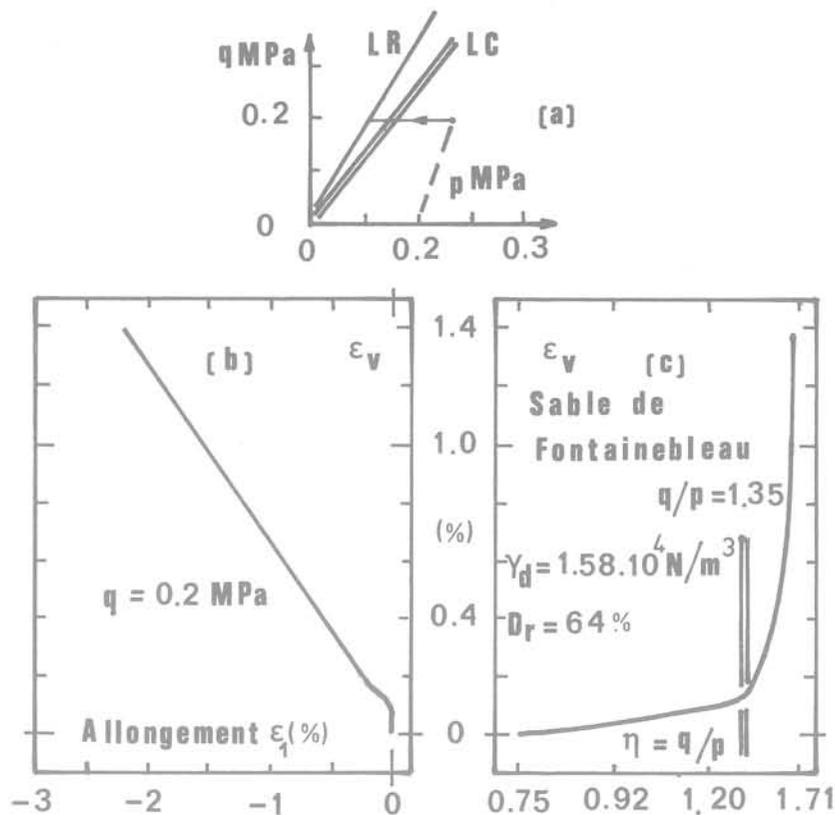


Fig. 9 Chargement drainé à déviateur constant

#### 4.4 Chargement drainé à déviateur q constant

A partir d'une pression de confinement constante  $\sigma_1 = \sigma_3 = 0,2$  MPa, on augmente progressivement la contrainte déviatorique  $q = \sigma_1 - \sigma_3$  jusqu'à la valeur 0,2 MPa. Sous ce déviateur maintenu constant, on diminue ensuite la pression de confinement pour réaliser un essai drainé à déviateur constant.

La figure 9.a montre, par une ligne fléchée, le trajet de charge dans le diagramme (p, q). la figure 9.b donne la variation de la déformation volumétrique  $\epsilon_v$  en fonction de l'allongement  $\epsilon_1$ . A l'intérieur de la frontière caractéristique LC,  $\epsilon_1$  varie très peu avec  $\epsilon_v$ . Dès que le seuil caractéristique est atteint, la distorsion augmente rapidement avec la déformation volumétrique. La figure 9.c décrit l'évolution de  $\epsilon_v$  avec le niveau de contrainte  $\eta = q/p$ . Dès que  $\eta$  atteint le niveau caractéristique  $\eta_C$ , la déformation volumétrique s'amplifie pour traduire le phénomène de dilatanse.

#### 4.5 Caractéristiques contraintes-déformations sous trajet de charge radial en condition drainée

Les trajets de charge à rapport  $q/p = \eta$  constant sont des chemins radiaux dans l'espace des contraintes : l'obliquité moyenne de la contrainte appliquée sur une facette - ainsi que celle des forces de contacts intergranulaires - est maintenue constante au cours du chargement (El-Sohby, 1969).

- I - Sous contrainte isotrope où  $\eta = 0$  (fig. 10), les caractéristiques contraintes-déformations dépendent de la densité initiale et de la pression de confinement (ou de la pression moyenne au cours du chargement). Plus le matériau est lâche, plus la variation de volume est grande, et plus cette variation contient une grande partie irréversible lors du premier chargement. Ceci est dû au mécanisme de serrage.
- II - Pour les valeurs de  $\eta$  inférieures au seuil d'enchevêtrement  $\eta_C$  correspondant à l'état caractéristique, le changement de géométrie de la structure des grains est relativement faible. Le sol se contracte en s'enche-

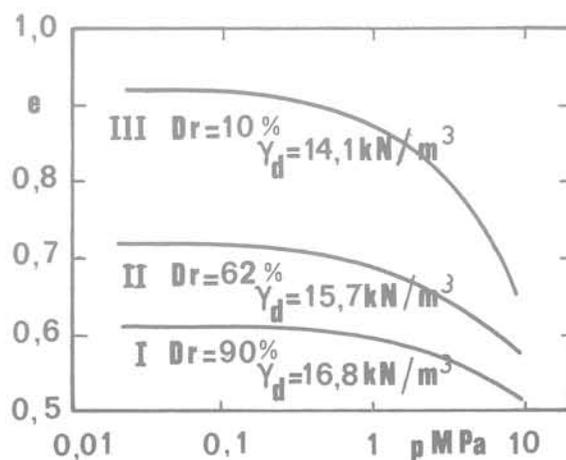
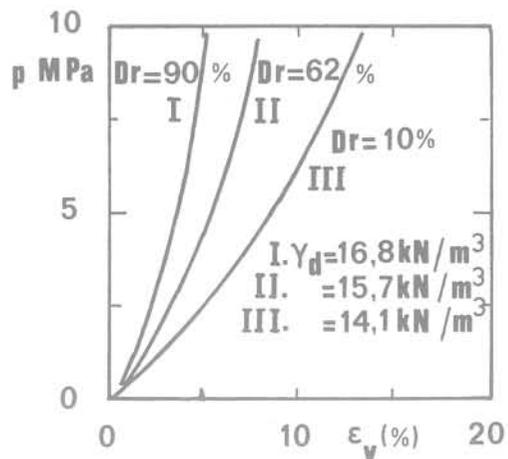


Fig. 10 Compressibilité du sable de Fontainebleau sous contrainte isotrope

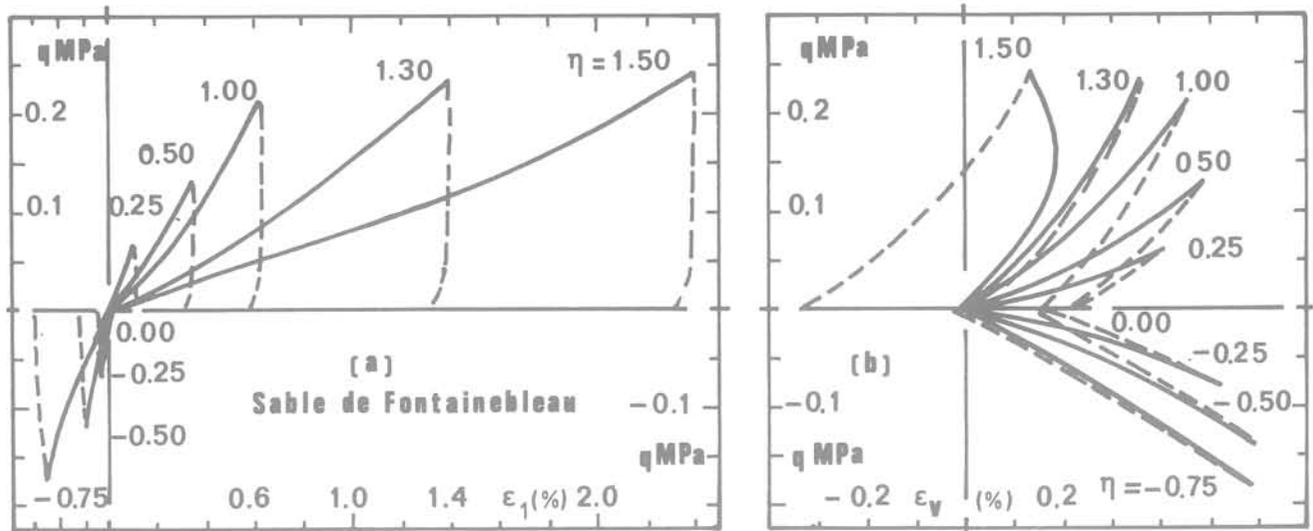


Fig. 11 Chargement radial en condition drainée (compression et extension triaxiales)

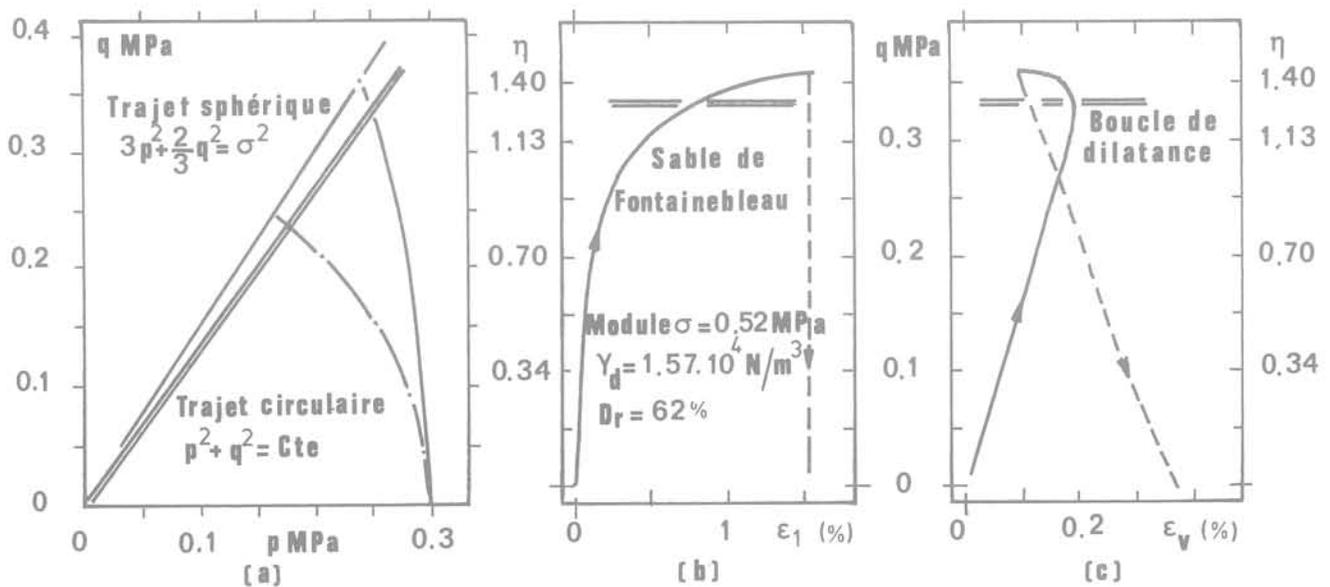


Fig. 12 Cisaillement drainé sur un trajet sphérique

vêtrant lors de la charge et se dilate par relâchement des forces de contact au cours de la décharge (fig. 11 a et b).

III - Lorsque le rapport  $\eta$  dépasse la valeur  $\eta_c$  du seuil caractéristique, un grand nombre de particules se mettent à glisser à cause de la forte obliquité moyenne des forces de contact intergranulaire ou des contraintes sur leur facette. On constate aisément un phénomène de dilatance et de foisonnement aussi bien en charge qu'en décharge. La dilatance volumique est prépondérante dans le cas de l'essai en compression triaxiale ; par contre, le cas en extension triaxiale est surtout marqué par des déformations distortionnelles irréversibles très importantes.

Ce type d'essais à trajet radial de charge met clairement en évidence l'importance du concept de l'état caractéristique qui délimite un domaine subcaractéristique des contacts intergranulaires stables. Au-delà, dans le domaine surcaractéristique, la forte obliquité des forces de contacts intergranulaires facilite des glissements de forte amplitude entraînant le désenchevêtrement de la structure des grains, ou une distorsion importante de la structure.

#### 4.6 Chargement drainé à obliquité de contrainte variable

Le chargement radial maintient constante l'obliquité moyenne de la contrainte. Par contre, le trajet sphérique dans l'espace des contraintes principales ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ) ou circulaire dans le diagramme ( $p, q$ ) de l'essai triaxial (fig. 12a) permet de caractériser l'influence de l'inclinaison de la contrainte sur le comportement rhéologique du matériau en fonction du module de contrainte maintenu constant au cours du chargement.

##### I - Trajet sphérique

Les figures 12.b et 12.c montrent respectivement l'évolution de  $\epsilon_1$  et  $\epsilon_v$  en fonction du déviateur  $q$  ou du niveau de contrainte  $\eta = q/p$ . Sur le diagramme ( $q, \epsilon_v$ ), on n'observe pas de boucle d'hystérésis à la recharge si le seuil caractéristique n'a pas été atteint. Lorsqu'il est dépassé, une boucle de dilatance apparaît distinctement lors de la décharge (fig. 12.c).

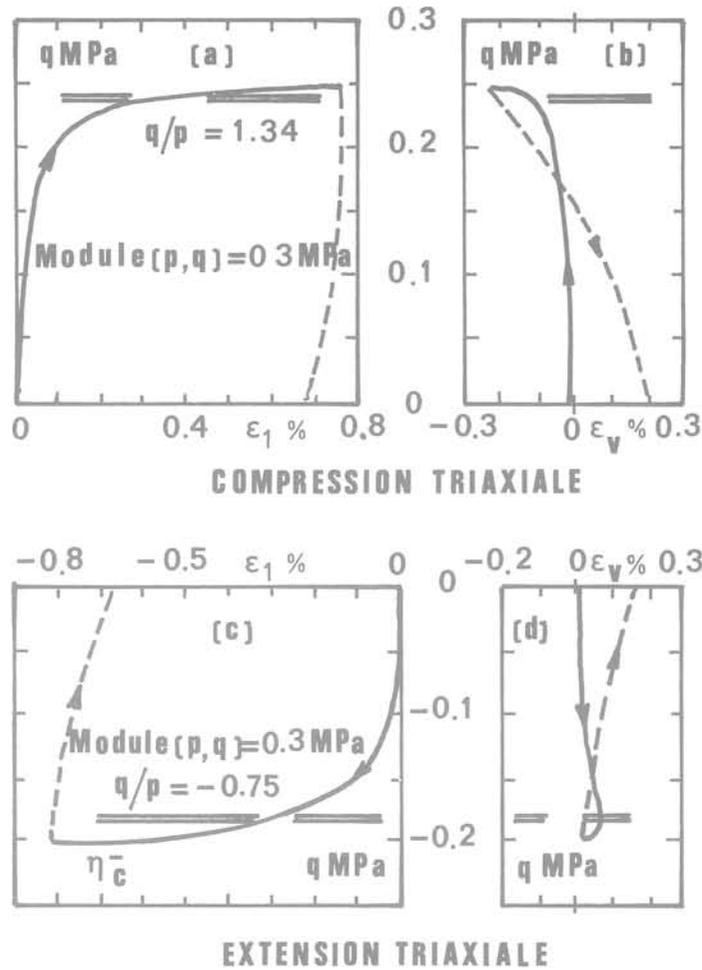


Fig. 13 Cisaillement drainé à trajet circulaire dans le diagramme  $(p, q)$

## II - Trajet circulaire

Les figures 13.a.b.c.d. indiquent respectivement l'allure de la variation des déformations axiale  $\epsilon_1$  et volumétrique  $\epsilon_v$  avec  $q$  en compression triaxiale et en extension triaxiale lors d'un essai de cisaillement en condition drainée à module  $(p, q)$  constant.

D'une manière analogue au cas sphérique, on n'observe pas de boucle d'hystérésis pour la variation de volume dans le domaine subcaractéristique. La boucle de dilatance n'apparaît que lorsque le seuil caractéristique est franchi.

Dans les deux cas, sphérique ou circulaire, on peut constater facilement que lorsque le seuil caractéristique  $\eta_c$  est atteint, le niveau distorsionnel  $\beta$  augmente brusquement indiquant le début d'une phase de désenchevêtrement de la structure granulaire. La décharge fait apparaître une contraction volumétrique  $\epsilon_v$  appréciable, alors que la déformation axiale  $\epsilon_1$  reste beaucoup plus limitée.

L'état caractéristique peut être repéré suivant ces deux trajets de charge par l'existence ou non d'une boucle de dilatance lors de la décharge.

## 4.7 Trajet de charge lors d'un essai drainé à volume constant

Ce type d'essai préconisé par Taylor (1948) offre une repré-

sentation correcte du comportement des grandes masses de sables saturés cisailés suffisamment rapidement pour qu'il n'y ait pas drainage de l'eau interstitielle.

Les figures 14.a.b.c. montrent les relations contraintes-déformations  $(q, \epsilon_1)$  et les chemins des contraintes  $(p, q)$  des essais à volume constant en compression et en extension triaxiales. Lorsque le trajet de charge atteint le seuil caractéristique en compression comme en extension, il s'incurve pour remonter la ligne caractéristique confirmant ainsi que l'état caractéristique constitue bien un seuil d'enchevêtrement au-delà duquel de grands glissements dus à la distorsion - c'est-à-dire le désenchevêtrement des grains - peuvent se manifester.

Expérimentalement, ces essais en compression et extension triaxiales à volume constant permettent de préciser la direction des incréments de charge du plan  $(p, q)$  correspondant à un relâchement de la structure granulaire sans désenchevêtrement, (faible augmentation de volume), ou à une contraction par enchevêtrement plus important du milieu granulaire, (diminution de volume). On constate une déformabilité à la décharge d'autant plus importante que le trajet suit plus longtemps la ligne caractéristique. Quelques cycles de charges atteignant le seuil caractéristique et de décharge peuvent conduire le point figuratif de la contrainte vers l'origine  $O$  du plan  $(p, q)$ . Ce qui signifierait une perte totale de la résistance.

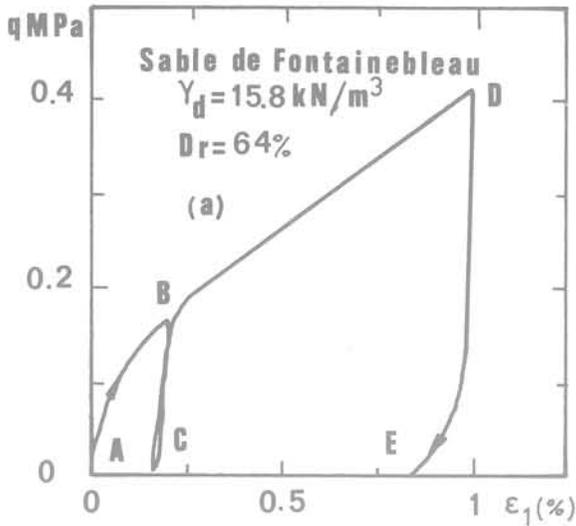


Fig. 14 a Compression triaxiale à volume constant

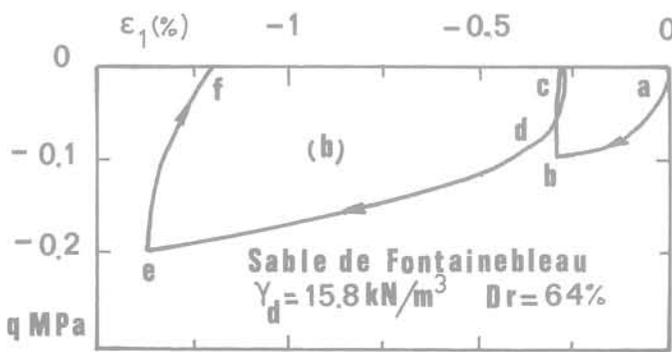


Fig. 14 b Extension triaxiale à volume constant

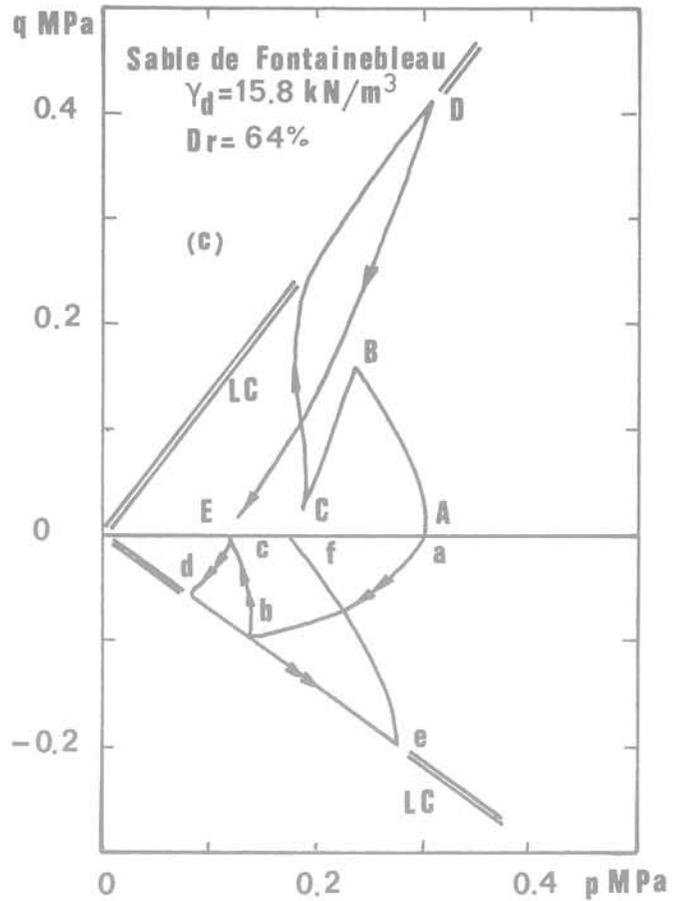


Fig. 14 c Chemins de contrainte à volume constant

#### 4.8 Trajet de contrainte effective en condition non-drainée

Lorsqu'on effectue un essai triaxial conventionnel en condition non drainée, on constate (fig. 15) une augmentation de pression interstitielle  $u$  traduisant une tendance à la contraction du squelette solide. Cette pression des pores, mesurée au cours du chargement suivant le trajet de contrainte totale T.C.T., détermine le trajet de contrainte effective T.C.E. dans le plan  $(p, q)$ . Les cycles de charge-décharge mettent en évidence l'écroutissement du sol.

Dès que le seuil caractéristique est atteint, l'expérience montre que le trajet de contrainte effective suit la ligne caractéristique L.C. La suppression interstitielle  $u$  diminue au fur et à mesure que le squelette du sol tend à se dilater. Lors de la décharge, on observe une déformabilité d'autant plus grande que le chemin parcouru par le point figuratif de la contrainte effective sur la ligne caractéristique est plus long. La recharge suivante montre un comportement de sable vierge associé à son nouvel état initial, car la structure des grains a été détruite durant le parcours du point figuratif de la contrainte effective sur la ligne caractéristique.

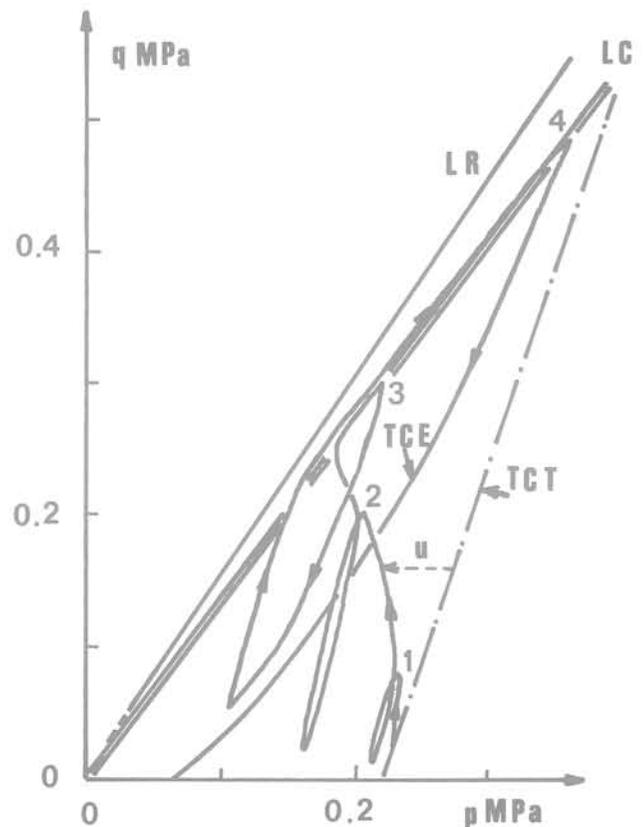


Fig. 15 Trajet de contrainte effective TCE en condition non drainée

## 5. Comportements cycliques des sols pulvérulents

L'état caractéristique s'est révélé un concept cohérent pour l'étude des divers comportements cycliques des sols sableux.

### 5.1 Déformations sous des cycles de chargements radiaux

La figure 16 montre la déformation volumétrique totale  $\epsilon_v$  et la partie  $\epsilon_v^p$  sous chargement hydrostatique ( $\eta = 0$ ) en condition drainée après un cycle, après dix cycles, et enfin après un grand nombre de cycles de façon à atteindre la valeur asymptotique de  $\epsilon_v^p$ . Le sol présente alors un comportement quasi-élastique non linéaire (Ko et Scott, 1967). L'adaptation peut être considérée comme obtenue pour un nombre fini de cycles de chargement isotrope.

Sous chargements radiaux de rapports  $\eta = \frac{q}{p}$  différents de zéro, mais inférieurs en valeur absolue aux seuils caractéristiques en compression et extension triaxiales, le sol présente une faible hystérésis, pouvant devenir négligeable lorsque le nombre de cycles de chargement augmente (fig. 17).

Lorsque le rapport  $\eta$  est supérieur à  $\eta_c$ , l'hystérésis disparaît. Le chargement cyclique a pour effet une augmentation de volume traduisant le phénomène de dilatance du squelette granulaire (fig. 18).

### 5.2 Déformations sous des cycles de charges déviatoriques au triaxial conventionnel (trajet (p, q) à pente 3)

Sur du sable de Fontainebleau à une contrainte de confinement de 0,2 MPa, nous avons effectué à chaque niveau du déviateur appliqué, 20 cycles de chargement en contrainte déviatorique  $\Delta q = 0,2$  MPa.

La figure 19.a montre que :

- I - les déformations axiales  $\epsilon_1^p$  irréversibles augmentent lorsque la contrainte déviatorique moyenne augmente ;
- II - pour un chargement en extension avec q négatif, le raidissement de la pente de la courbe q,  $\epsilon_1$  est important ;
- III - le cycle d'hystérésis dans le diagramme (q,  $\epsilon_1$ ) se stabilise si le sol a été chargé juste précédemment à un niveau de contrainte plus élevé, (boucles 6 et 8).

La figure 19.b est particulièrement démonstrative et indique que :

- I - le comportement contractant du sol est obtenu lorsque la contrainte déviatorique moyenne est inférieure au seuil de l'état caractéristique ;
- II - le comportement dilatant au cours des cycles de chargement ne se manifeste que si la contrainte déviatorique moyenne est supérieure au seuil caractéristique ;
- III - si la contrainte maximale est plus faible que le seuil caractéristique, on obtient l'accommodation pour les cycles lorsque le nombre N de cycles augmente. Si le seuil caractéristique est dépassé, le rochet apparaît ;

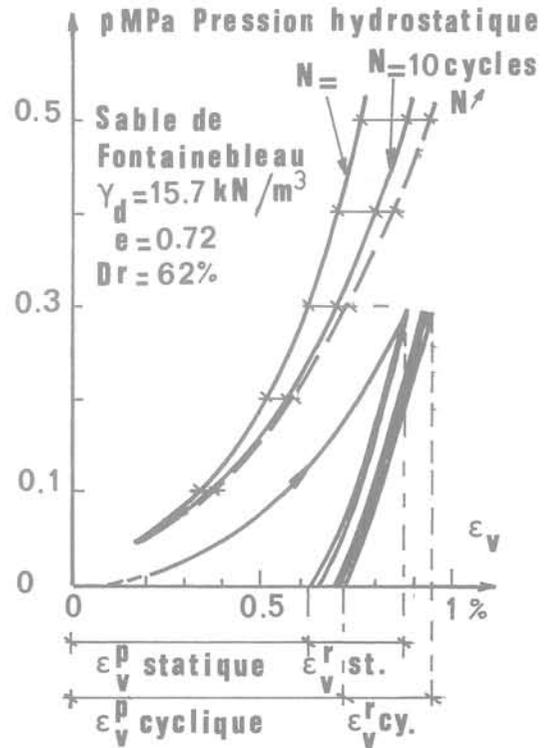


Fig. 16 Compression hydrostatique cyclique ( $\eta = 0$ )

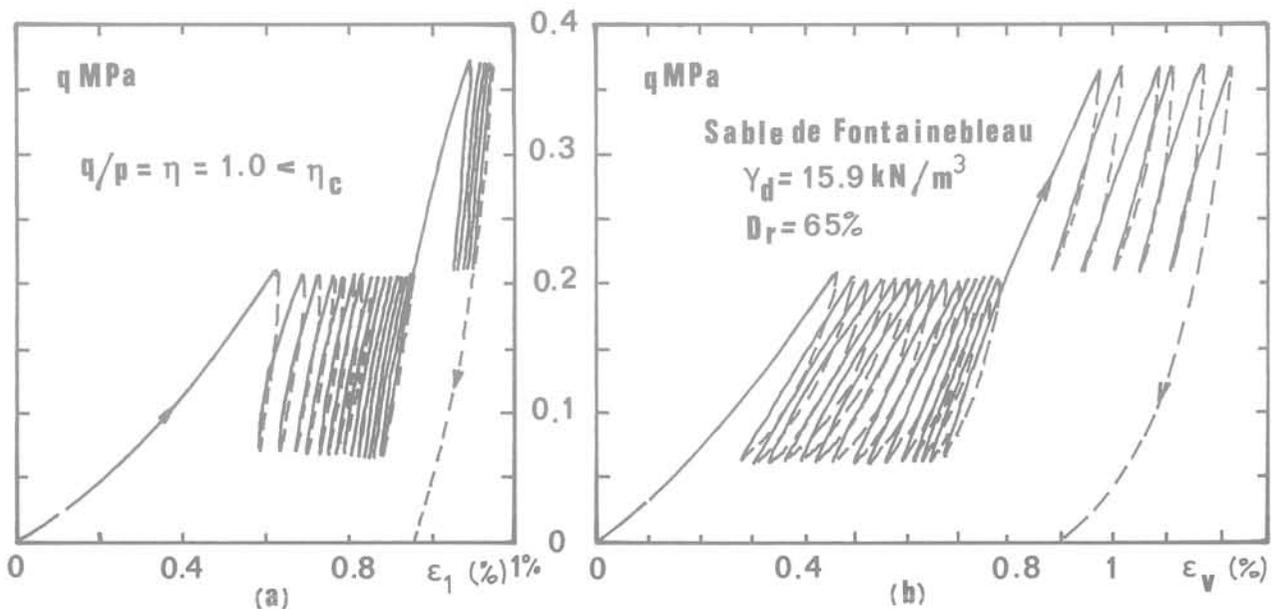


Fig. 17 Chargement radial à  $\eta < \eta$  caractéristique

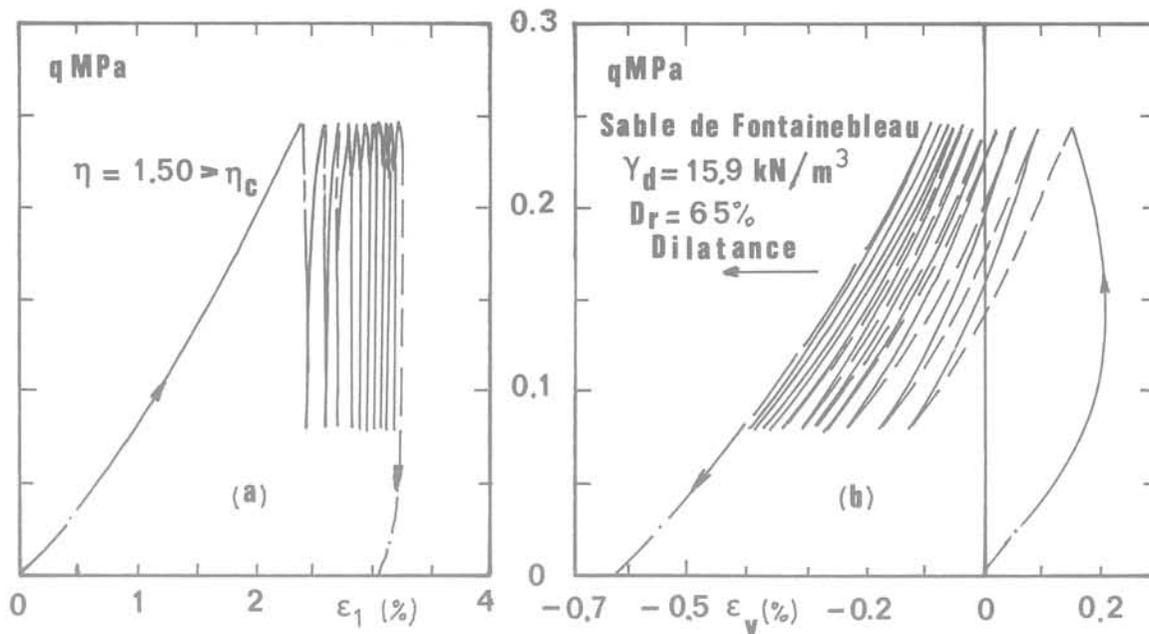


Fig. 18 Chargement radial à  $\eta > \eta_c$  caractéristique

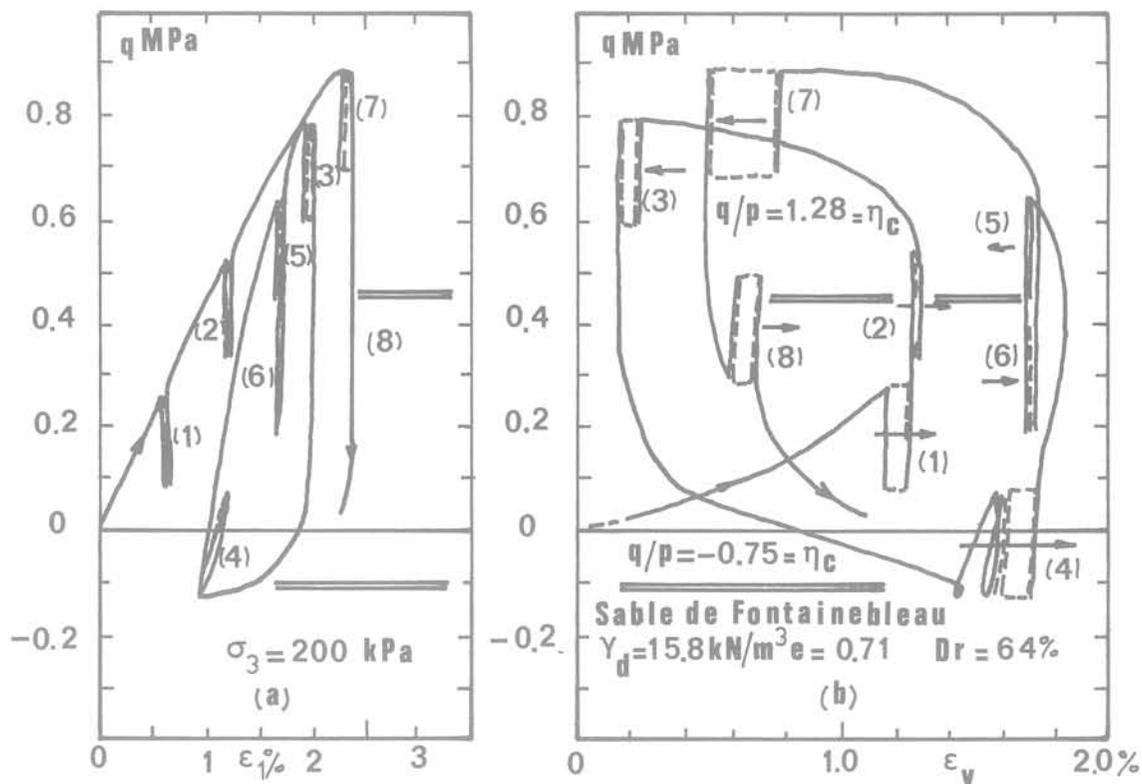


Fig. 19 Chargement cyclique à contrainte de confinement constante

- IV - la contraction diminue lorsqu'on s'approche du seuil caractéristique ; la dilatation augmente lorsqu'on s'éloigne vers les fortes contraintes déviatoriques : (boucles 1, 2 et 3) ;
- V - l'effet contractant est plus significatifs pour un chargement en extension avec  $q < 0$  ( $\sigma_1 < \sigma_2 = \sigma_3$ ) ; (boucle 4) ;
- VI - l'effet dilatant est d'autant plus fort que le milieu devient plus dense.

### 5.3 Comportement contractant des sables denses

Le phénomène de densification des sables denses peut être mis en évidence d'une façon simple par chargement cyclique avec dépassement des seuils caractéristiques en compression et extension triaxiales. Cette sollicitation à grande amplitude bénéficie d'un effacement de l'écroutissage lors de la phase dilatante qui désenchevêtre la structure granulaire du squelette solide. A chaque recharge, le mécanisme de serrage engendre de nouvelles déformations volumétriques irréversibles et se répète pour un nouveau matériau devenu chaque fois plus dense.

### I - Trajet triaxial conventionnel à confinement constant

La figure 20.a montre un raidissement rapide d'un sable soumis à des cycles alternés de contrainte déviatorique. Cette densification est mise en évidence sur la figure 20.b où l'on constate que l'indice des vides passe en quelques cycles de 0,720 à 0,682.

Ce comportement indique l'influence déterminante de l'essai en extension, car le seuil caractéristique est rapidement atteint.

Ce résultat expérimental est en accord avec les essais de cisaillement direct de Youd (1972) sur du sable d'Ottawa ; chaque cycle de cisaillement a présenté une séquence analogue de serrage-desserrage, et une déformation volumétrique irréversible finie s'accumule au cours des cycles pour donner une densité relative  $D_r \approx 128\%$  (norme ASTM D 3049-69), au bout de 10000 cycles de cisaillement d'amplitude  $\pm 0,51$  mm.

### II - Trajet triaxial à contrainte moyenne $p$ constante

La figure 21.a présente des boucles d'hystérésis ( $q, \epsilon_1$ ) qui se resserrent de plus en plus au cours des cycles. Sous ce type de chargement cyclique, le matériau semble tendre vers un état accomodé décrit par une boucle d'hystérésis ( $q, \epsilon_1$ ) stabilisée.

La figure 21.b traduit clairement le processus de densification avec ses boucles de dilatance aux niveaux caractéristiques en compression et en extension. La partie intermédiaire correspond à un serrage irréversible - entre deux séquences de réarrangement de la structure granulaire - qui comble progressivement les vides lacunaires existants.

### III - Trajet circulaire à module de contraintes ( $p, q$ ) constant

Les figures 22.a et b confirment le phénomène de densification sous chargement cyclique de grande amplitude dépassant les seuils caractéristiques en compression et extension triaxiales. Quel que soit le trajet de charge, la forme des courbes est à peine modifiée, le mécanisme "boucle de dilatance suivi d'un serrage irréversible" reste parfaitement conservé au cours des cycles.

### 5.4 Cisaillement drainé cyclique à déviateur $q$ constant

Les figures 23 indiquent clairement un processus de serrage progressif lorsque le matériau granulaire est soumis à un cisaillement drainé cyclique à déviateur  $q$  constant dans le domaine subcaractéristique ( $\eta_f < \eta_c$ ) que ce soit en extension (a-b) ou en compression triaxiale (c-d et e-f). Le concept de l'état caractéristique se trouve donc encore une fois vérifié et conforté dans la proposition d'un domaine subcaractéristique contractant quel que soit le trajet suivi de la sollicitation cyclique.

### 5.5 Liquéfaction du sable fin saturé en condition non drainée

Les figures 24.a.b.c. décrivent le comportement d'un échantillon cylindrique de sable de Fontainebleau ( $\gamma_c = 1,58 \cdot 10^4 \text{ N/m}^3$ ,  $e = 0,710$ ) saturé soumis à une pression de confinement  $\sigma_3 = 0,12$  MPa et un déviateur cyclique  $\Delta q$  variant de  $-0,01$  à  $0,2$  MPa en condition non drainée et à vitesse de déformation axiale constante  $\dot{\epsilon}_1 = 6,83 \cdot 10^{-4} \text{ s}^{-1}$ .

La liquéfaction du sable se manifeste pour  $N = 34$  cycles par une augmentation brusque de la déformation axiale  $\epsilon_1$  accompagnée d'une surpression interstitielle égalant presque la pression de confinement lorsque le déviateur est au voisinage de la valeur nulle.

L'instabilité du phénomène de liquéfaction est correctement interprétée par le concept de l'état caractéristique. Le point figuratif de la contrainte effective ( $q, p'$ ) reste en effet à l'intérieur du domaine limité par les seuils caractéristiques en compression et en extension triaxiales. Dès que la contrainte effective atteint le seuil caractéristique en compression comme en extension, le point figuratif remonte la ligne caractéristique. La déformabilité devient de plus en plus grande lors de la décharge, entraînant un accroissement sensible de la pression interstitielle qui s'accumule au cours des cycles jusqu'à la ruine de l'échantillon. Le phénomène de liquéfaction totale n'est possible que si le chargement est alterné autour de l'état  $q = 0$ .

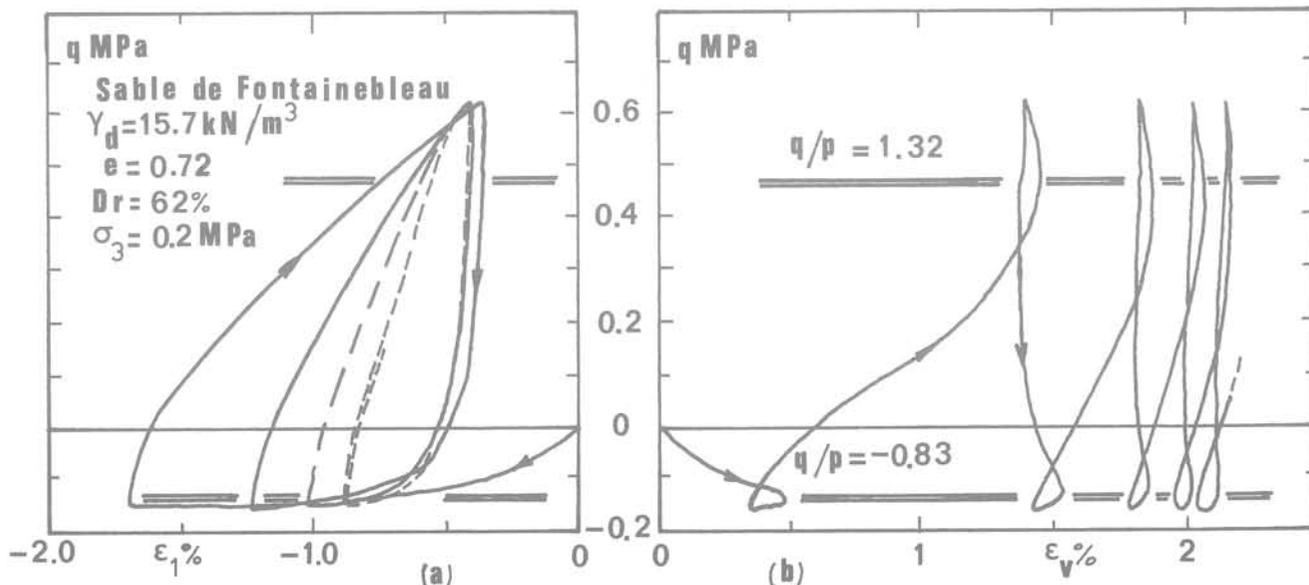


Fig. 20 Densification des sables denses à confinement constant

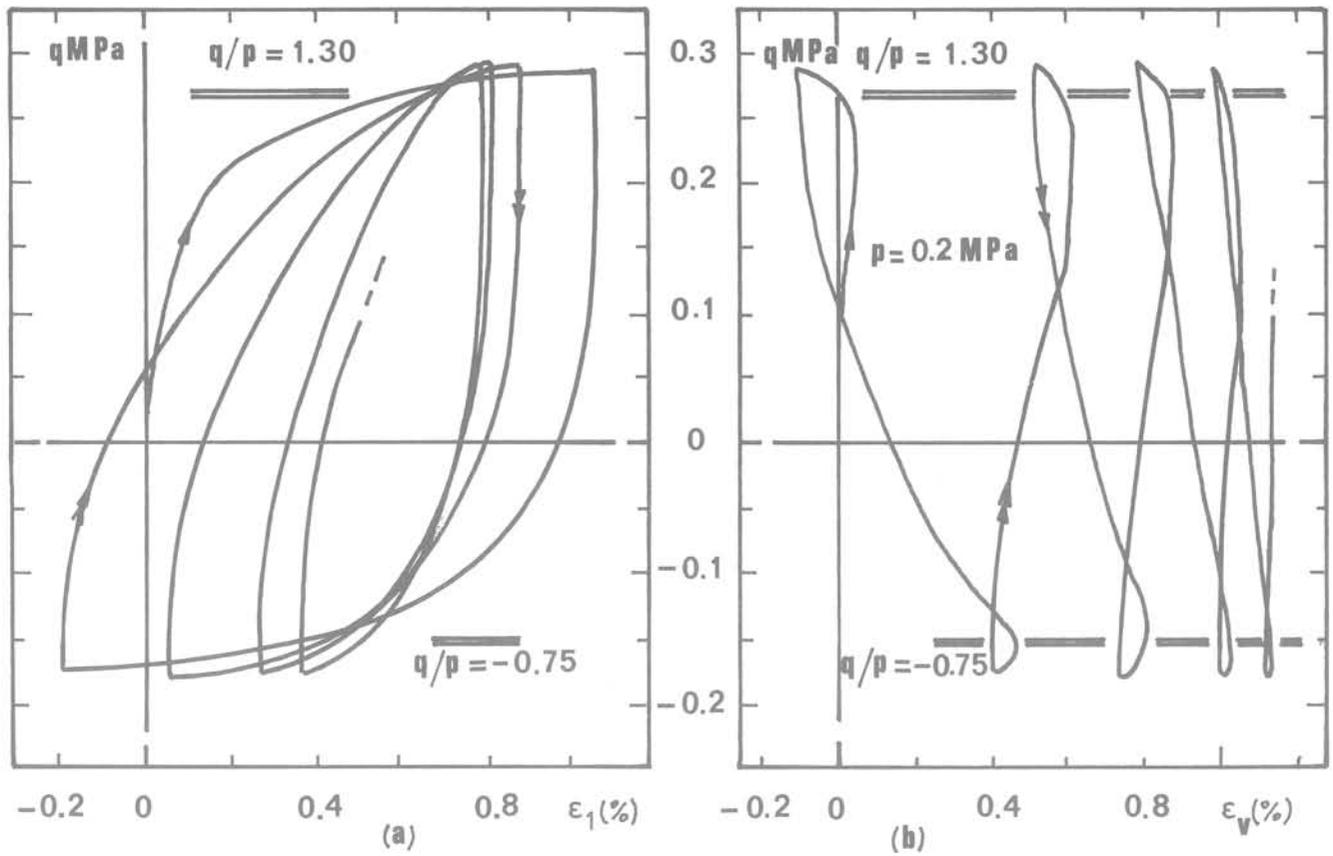


Fig. 21 Densification sous chargement de grande amplitude à  $p = \text{Constante}$

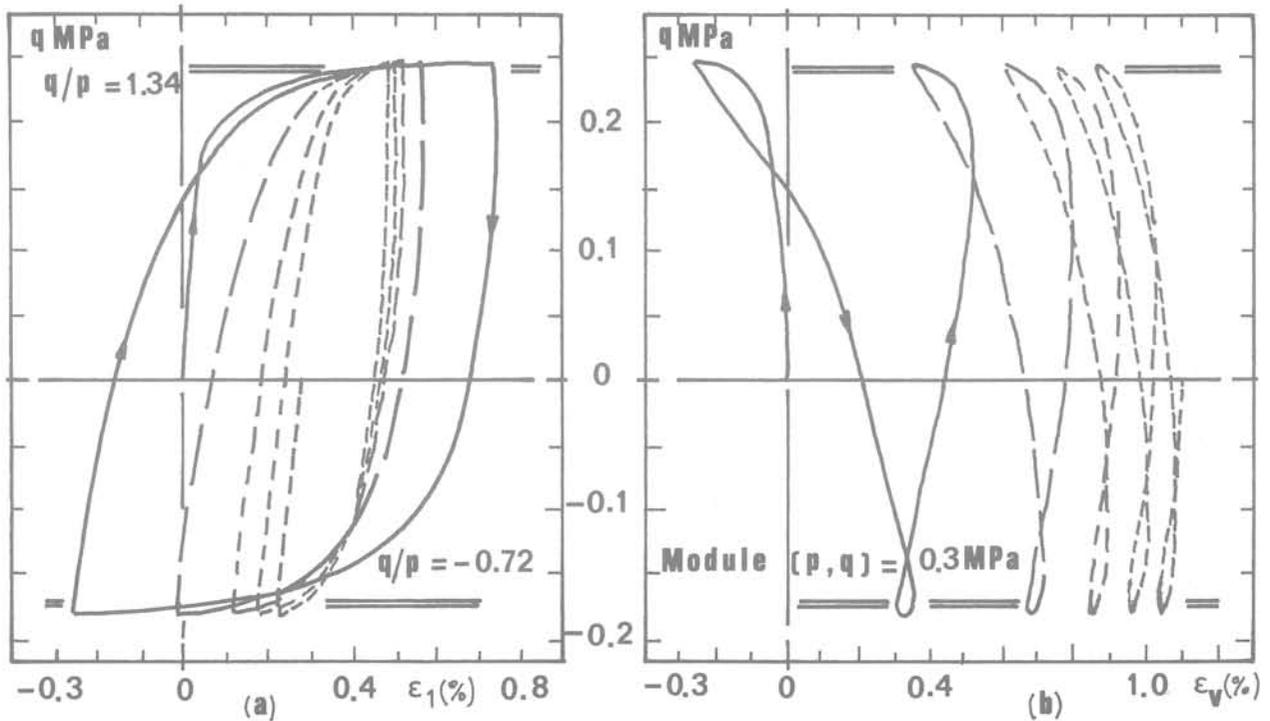


Fig. 22 Densification sous chargement cyclique de grande amplitude à trajet circulaire

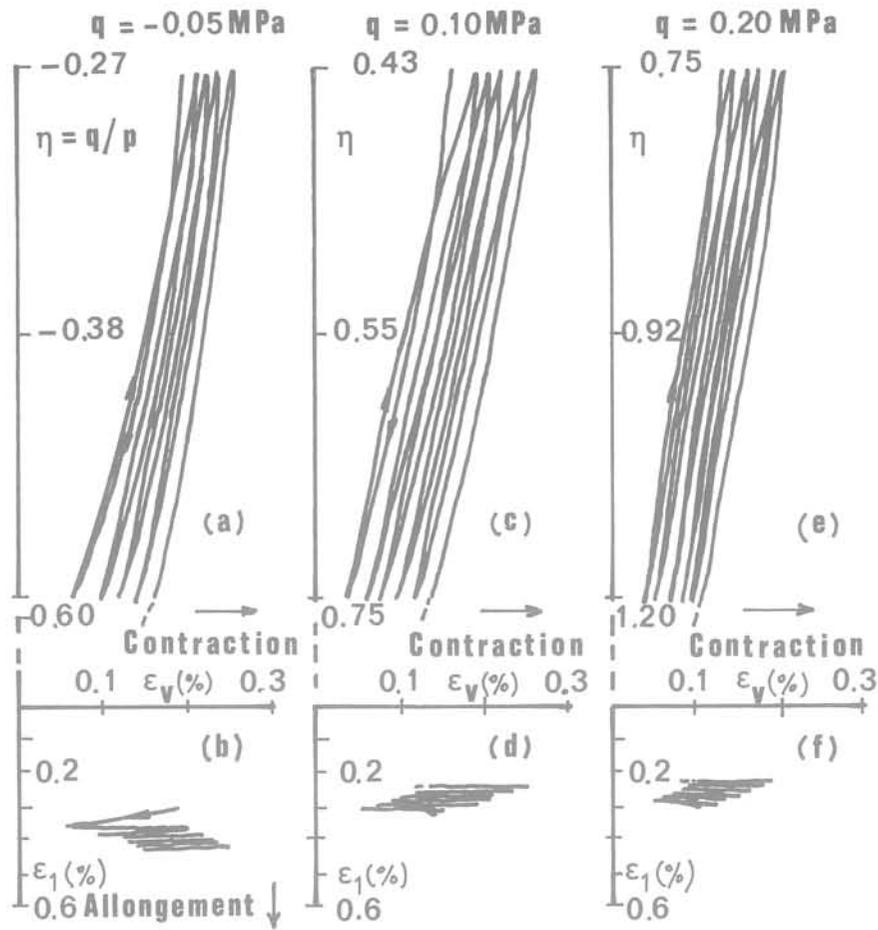


Fig. 23 Densification du sable de Fontainebleau sous chargement cyclique à déviateur  $q = \text{Constante}$

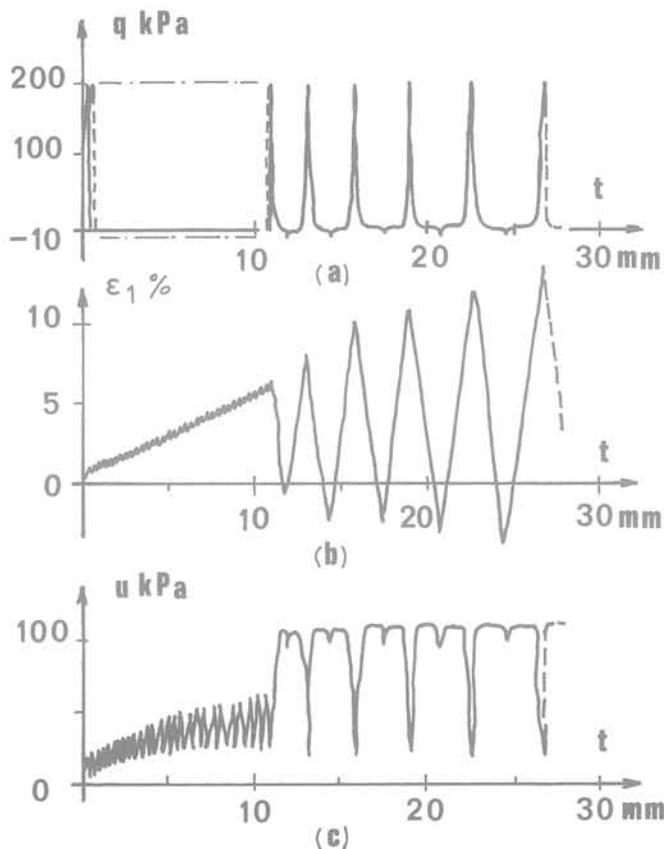


Fig. 24 Liquéfaction du sable de Fontainebleau ( $e = 0,72$  ;  $Dr = 62\%$ )

## 5.6 Mobilité cyclique et stabilisation

Sur le trajet triaxial conventionnel, et sous un nombre fini de cycles de déviateur  $q$  non nul, de signe constant, en condition non drainée, on peut constater un amollissement limité du sol dû à une surpression interstitielle cyclique constante (mobilité cyclique) ou à un durcissement limité dans le cas d'une diminution de pression interstitielle cyclique constante (stabilisation).

La figure 25 résume les différents phénomènes rhéologiques rencontrés lors des essais triaxiaux conventionnels sur du sable en condition drainée et en condition non drainée.

## 6 Conclusions

**6.1** Le paramètre essentiel dans l'étude du comportement rhéologique des sols est l'évolution de la déformation volumétrique au cours du chargement. L'angle  $\varphi_c$  est un facteur intrinsèque caractérisant la capacité d'enchevêtrement du sol.

**6.2** Le concept de l'état caractéristique mis en évidence et formulé de façon très simple sur un trajet de charge usuel de laboratoire s'est révélé vérifié et conforté par divers autres chemins de contraintes dans le plan  $(p, q)$ . Il peut être défini par un niveau distorsionnel  $\beta$  s'accroissant brusquement vers une forte valeur.

**6.3** En condition non drainée ou à volume constant, le domaine subcaractéristique est un lieu géométrique pour le point figuratif de la contrainte effective. Dès que le trajet en contrainte effective atteint le seuil caractéristique, il remonte la ligne caractéristique. La longueur ainsi parcour-

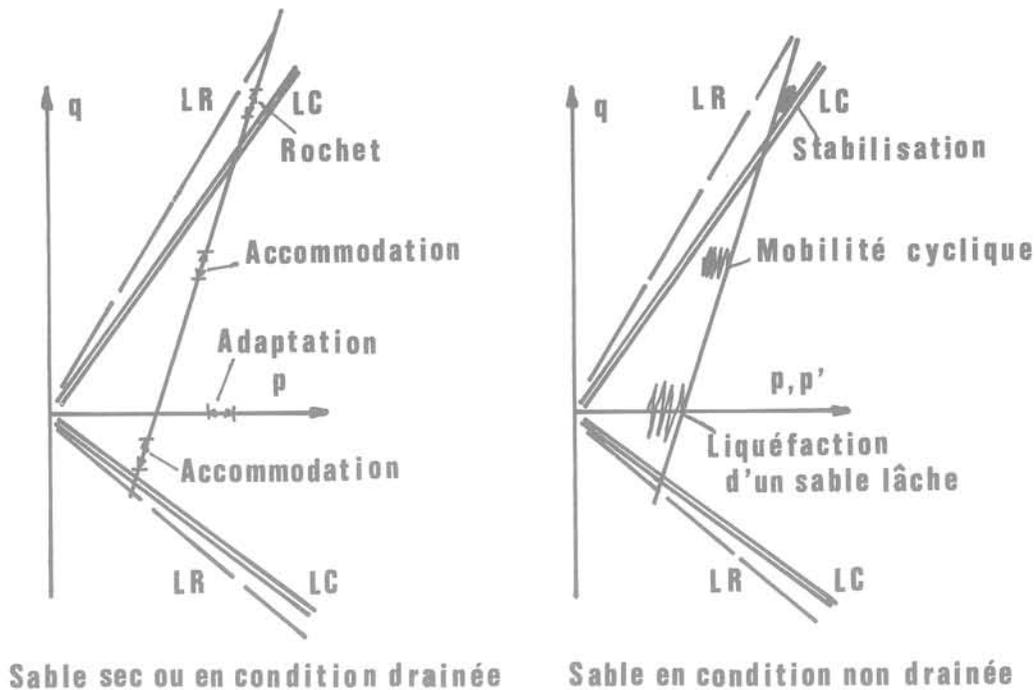


Fig. 25 Différents phénomènes cycliques observés sur le trajet triaxial conventionnel

rue sur la ligne caractéristique détermine la perte de mémoire de l'histoire antérieure lors de la décharge ou l'effacement de l'écroûissage. La recherche est associée à un nouvel état initial vierge.

**6.4** Ce concept prend toute son importance dans le cas des chargements cycliques, car il permet de délimiter un domaine où l'effet des cycles quel que soit le chemin de contrainte est contractant. Un critère de liquéfiabilité en contrainte s'en déduit facilement : le point figuratif de la contrainte effective n'atteint l'origine que pour des chargements en contrainte totale alternée autour de  $q = 0$ .

Au-delà, dans le domaine surcaractéristique limité supérieurement par rupture statique, l'effet des cycles est dilatatant.

**6.5** Les divers comportements cycliques des sols pulvérulents étudiés à l'appareil triaxial conventionnel sont aisément interprétés dans le cadre du concept de l'état caractéristique.

### Références Bibliographiques

BOUTWELL G.P. Jr., (1968) - *On the yield behaviour of cohesionless materials*, Soil Mechanics, n° 7, Duke University Thesis.  
 EL-SOBY M.A., (1969) - *Deformation of sands under constant stress ratios*, 7th ICSMFE, pp. 111-119, Mexico.  
 FLAVIGNY E., DARVE F., (1979) - *Membrane penetration and its effect on pore pressure*, Discussion ASCE GT2, vol. 105, Janvier 1979, pp. 115-117.

HABIB P., LUONG M.P., (1978) - *Sols pulvérulents sous chargements cycliques*, Séminaire Matériaux et Structures sous Chargement Cyclique, 28-29 septembre 1978, Ecole Polytechnique, 91128 Palaiseau.

KIRKPATRICK W.M., (1961) - *Discussion on Soil Properties and their Measurement*, Proc. 5th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., III, pp. 131-133, Paris.

KO H.Y., SCOTT R.F., (1967) - *Deformation of sand in hydrostatic compression*, J. S.M.F. ASCE, vol. 93, SM3, pp. 137-156.

LUONG M.P., (1978) - *Etat caractéristique du sol*, C.R.Ac.Sc., Paris, t. 287, série B, 305.

LUONG M.P., (1978) - *Comportements cycliques des sols pulvérulents*, C.R.Ac.Sc., Paris, t. 287, série B, 313.

LUONG M.P., (1979) - *Les phénomènes cycliques dans les sables*, Journée de Rhéologie 1979, E.N.T.P.E., Vaulx-en-Velin, 25 avril 1979.

LUONG M.P., (1979) - *Aspects rhéologiques des sols sous sollicitations cycliques et transitoires*. Séminaire Effets Cycliques et Transitoires dans les Structures, St-Rémy-lès-Chevreuse, 23-25 octobre 1979.

LUONG M.P., (1980) - *Stress-strain aspects of cohesionless soils under cyclic and transient loading*, Int. Symp. Swansea, Wales, January 1980.

ROWE P.W., (1971) - *Theoretical meaning and observed values of deformation for soils*, Stress Strain Behaviour of Soils, Cambridge, March 1971, pp. 143-194, (ed. R.G.H. Parry).

SCHOFIELD A.N., WROTH C.P., (1968) - *Critical State Soil Mechanics*, Mc Graw Hill, London G.B.

TAYLOR D.W., (1948) - *Fundamentals of Soil Mechanics*, John Wiley, New-York.

YOUND T.L., (1972) - *Compaction of Sands by Repeated Shear Straining*, ASCE 98, SM7, pp. 709-725, July 1972.



# méthode pratique de calcul d'un pieu isolé à l'aide du pénétromètre statique

par

**G. Philipponnat**

Chef de la Division Géotechnique du C.E.B.T.P.

Conférence prononcée devant le Comité Français de Mécanique des Sols le 19 mars 1979

## 1 Introduction

La littérature relative au calcul des pieux est particulièrement vaste. La lecture des diverses publications ou des traités de mécanique des sols permet de réunir une multitude d'éléments fort intéressants sur le comportement des pieux ainsi que sur le pénétromètre statique. Mais en fin de compte bien des points restent mal définis ce qui conduit parfois à des divergences très importantes tant au niveau des notes de calcul que des comparaisons avec les essais de chargement.

Alors qu'il existe des méthodes pratiques simples et relativement précises pour déterminer par exemple la contrainte admissible sur une semelle à partir des caractéristiques  $C$  et  $\varphi$  ou les contraintes admissibles sur les semelles et sur les pieux à partir des essais pressiométriques. Les bureaux de contrôle ont constaté qu'une méthode pratique de calcul d'un pieu isolé basée sur l'essai de pénétration statique restait à mettre au point.

Dans le cadre d'une action de concertation technique permanente de ces bureaux, une méthode a été élaborée par un groupe de travail qui comprenait outre l'auteur de cet exposé :

- Messieurs Bergin et Isnard de Veritas
- Monsieur Boucherie de Socotec
- Monsieur Soria du C.E.P.

ainsi que Messieurs D. Gouvenot de Solétanche et J. Hurtado de Sols et Structures qui ont bien voulu s'associer à notre travail et nous apporter une aide précieuse.

Des règles pratiques pour l'interprétation des essais de pénétration statique en vue du calcul des pieux sont utilisées depuis longtemps et il n'est pas possible de rappeler ici l'ensemble de ces travaux ; nous nous limiterons à citer les noms de Begemann, de Beers, Dinesh Mohan, l'Hermier, Sanglerat, Van der Veen.

Dans le dossier Fond 72, les Laboratoires des Ponts et Chaussées ont présenté en se basant sur les travaux des auteurs qui viennent d'être cités, des recommandations pour le calcul des pieux. C'est ce texte qui a été retenu comme base de départ de nos travaux.

Les buts que nous avons poursuivis ont été au nombre de trois :

- mettre au point une méthode *simple* et d'application aussi *précise* que possible de façon à réduire le facteur personnel ;
  - tenir compte du *type de pieu* et de son *mode d'exécution* pour évaluer le frottement latéral,
  - *étalonner* la méthode et *ajuster* au mieux les coefficients numériques entrant en jeu.
- Nous allons successivement décrire cette méthode, puis commenter les étalonnages qui ont pu être faits à partir de 44 essais de chargement de pieux.

## 2 Exposé de la méthode

### 2.1 Cas étudiés

*Nombre de couches — définitions*

- Cas d'un sol homogène — Fig. 1 a
- Cas d'un multicouche — Fig. 1 b

— Il s'agit réellement d'un multicouche uniquement si la contrainte verticale effective  $\sigma'_v$  due aux couches supérieures est au moins égale à  $1 \cdot 10^5$  Pa.

- $H$  est la fiche totale du pieu à ne pas confondre avec  $D$
- $D$  est l'ancrage dans la couche porteuse

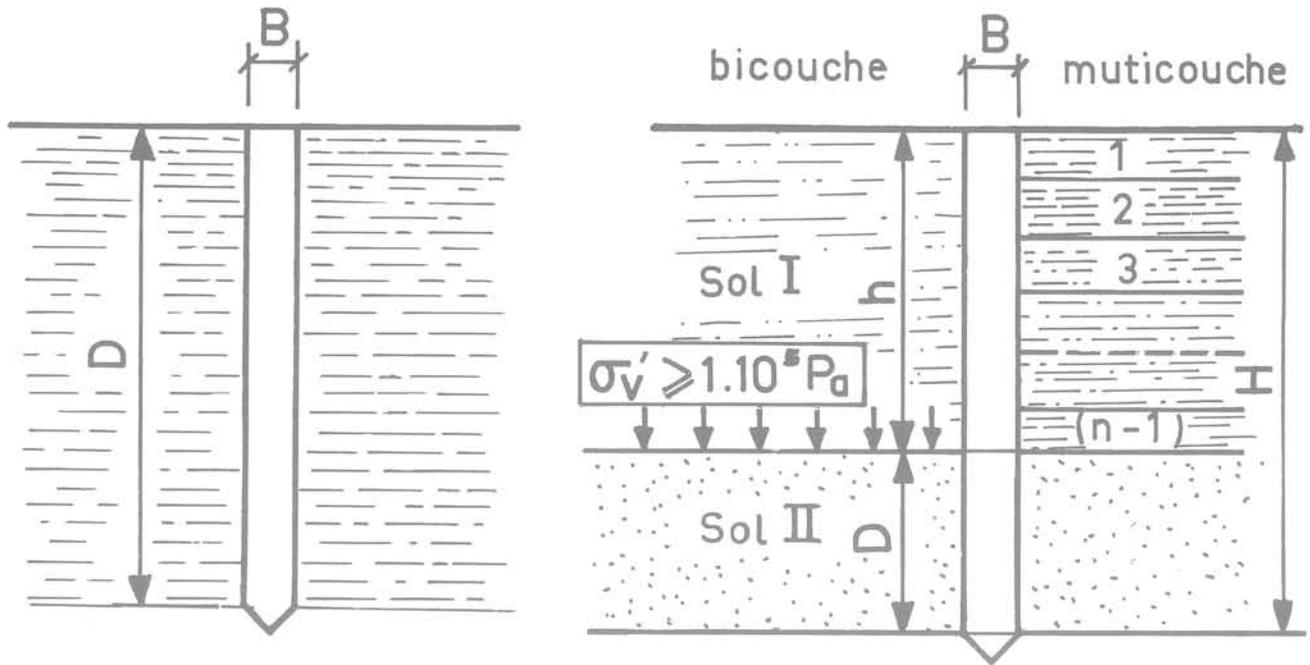
### 2.2 Formules générales et notations

*Charge nominale* (charge admissible vis-à-vis de la résistance du sol)

$$\text{Formule générale : } Q_N = \frac{A}{F_{s1}} q_p + \frac{Q_f}{F_{s2}} \quad (1)$$

avec :

- $A$  = aire de la section droite du pieu
- $q_p$  = résistance de pointe à la rupture
- $Q_f$  = frottement latéral mobilisable le long du fût à la rupture
- $F_{s1}$  = coefficient de sécurité sur le terme de pointe
- $F_{s2}$  = coefficient de sécurité sur le terme de frottement latéral



## Cas d'un sol homogène

## Cas d'un multicouche

Fig. 1 Définition du sol : sol homogène et multicouches

### Valeur des coefficients de sécurité

En général, les coefficients de sécurité adoptés sont :

$$\text{Résistance de pointe : } F_{s1} = 3$$

$$\text{Frottement latéral : } F_{s2} = 2$$

Ces coefficients ne sont pas homogènes entre eux ni avec le coefficient de sécurité pris pour interpréter un essai de chargement (1). Le dépouillement que nous avons fait d'un certain nombre d'essais de chargement montre que les formules actuelles permettant de calculer la résistance limite de pointe des pieux à partir du pénétromètre statique conduisent à des résultats trop optimistes.

Ces formules ont donc été réajustées en tenant compte de cette remarque :

**avec les formules que nous proposons et uniquement avec celles-ci on pourra adopter :  $F_{s1} = F_{s2} = 2$**

Contrainte admissible (vis-à-vis de la charge nominale)

$$q_a = \frac{Q_N}{A} \quad (2)$$

### Frottement latéral global

$$Q_f = p \sum f_{ui} h_i \quad (3)$$

avec :

$p$  = périmètre du pieu

$f_{ui}$  = frottement unitaire mobilisable dans la couche  $i$

$h_i$  = épaisseur de la couche  $i$

(1) En général, la charge nominale est déduite de la charge de rupture obtenue au cours d'un essai de pieu en appliquant un coefficient de sécurité de deux. L'interprétation basée sur la valeur de la charge de fluage qui a tendance à se développer actuellement n'a pu être testée faute de données suffisantes.

### 2.3 Détermination de la résistance limite du sol $q_i$

#### Formule générale

Pour une couche d'ancrage donnée, on écrira :

$$q_l = \alpha_p q_c \quad (4)$$

avec :

$q_c$  = résistance unitaire de pointe au pénétromètre statique dans la couche d'ancrage

Le coefficient  $\alpha_p$  relie la résistance de pointe limite du pieu à la résistance au pénétromètre statique. Les valeurs de  $\alpha_p$  que nous donnons dans le tableau A ont été établies par comparaison avec des essais de chargement réels.

*Remarques* :— Ces valeurs sont sensiblement plus faibles que celles données par d'autres auteurs, cependant, le coefficient de sécurité que nous préconisons  $F_{s1}$  étant de 2 au lieu de 3, les contraintes admissibles en pointe ne sont que peu modifiées.

— Les différences de résistances de pointe entre pieu et pénétromètre ont souvent été attribuées à un « effet d'échelle ». En fait, les résultats ne font pas apparaître d'écart entre pieux de diamètres très différents, comme d'ailleurs l'avaient déjà montré les essais de Saint-Rémy-Lès-Chevreuses. En fait, la différence réside bien entre pieux et pénétromètres et pourrait être due à la vitesse d'enfoncement. Cette vitesse est de 2 cm/s pour les pénétromètres et sera par exemple de 10 cm en 24 h pour un pieu d'essai, soit de  $10^{-4}$  cm/s. Les caractéristiques mécaniques des sols, comme on le sait, dépendent fortement de la vitesse d'application des charges. En ce qui concerne, le cas particulier des graves, l'effet d'échelle vient probablement se superposer à ce phénomène.

Nature du sol	$\alpha_p$
Argile et craie	0,50
Limon	0,45
Sable	0,40
Grave	0,35

Tableau A

VALEURS de  $\alpha_p$

— Détermination de  $q_c$  dans un sol hétérogène (fig. 2)

Lorsque le sol est hétérogène, la résistance de pointe d'un pieu de gros diamètre B est influencée par une certaine hauteur de sol « a » au-dessus de la pointe et « c » en dessous.

Les variations de résistances enregistrées par le pénétromètre sont « laminées ».

On remplacera alors  $q_c$  par  $q'_c$  dans la formule (4).

La valeur de  $q'_c$  est déterminée en prenant la moyenne arithmétique des résistances de pointe au pénétromètre sur les hauteurs « a » et « c ».

Soit :  $q_{ca}$  la résistance moyenne sur la hauteur « a »

$q_{cc}$  la résistance moyenne sur la hauteur « c »

on pose :

$$q'_c = \frac{q_{ca} + q_{cc}}{2} \quad (5)$$

Cette méthode est due à Van der Veen.

Les valeurs attribuées aux longueurs « a » et « c » varient selon les auteurs. Van der Veen préconise d'adopter  $a = B$ ,  $c = 3,75 B$ . Pour notre part, nous avons pris  $a = c = 3B$ .

Cependant, lorsque les valeurs de  $q_p$  sont très dispersées, il faut procéder à un examen critique de la résistance obtenue par la formule 5. En particulier, les pointes trop marquées du diagramme de pénétration doivent être éliminées, de même si  $q_{ca} > q_{cc}$ , il est prudent de prendre  $q_{ca} = q_{cc}$ .

Garde minimum sous la pointe des pieux :

Lorsque la couche d'ancrage repose sur une couche molle, il convient d'assurer une garde minimum de quatre diamètres sans toutefois descendre en dessous de 3 mètres par rapport à une couche molle sous-jacente, ceci, en dehors de toute considération sur l'effet des groupes de pieux.

Dans certains cas particuliers (micropieux par exemple), cette règle pourra être transgressée mais moyennant une reconnaissance détaillée pour s'assurer de l'épaisseur de la couche porteuse.

2.4 Détermination de la profondeur d'ancrage critique  $D_c$

Etant donné la différence d'échelle entre les diamètres des pénétromètres statiques et des pieux courants, il est difficile de passer de l'un à l'autre pour déterminer la profondeur d'ancrage critique.

La méthode proposée est basée sur les critères suivants :

**Condition 1 :** La profondeur minimale d'ancrage que nous appellerons  $D_{min}$  est donnée par la plus grande des valeurs suivantes :

- monocouche : 3,00 m ou 6 diamètres
- multicouche : 1,50 m ou 3 diamètres

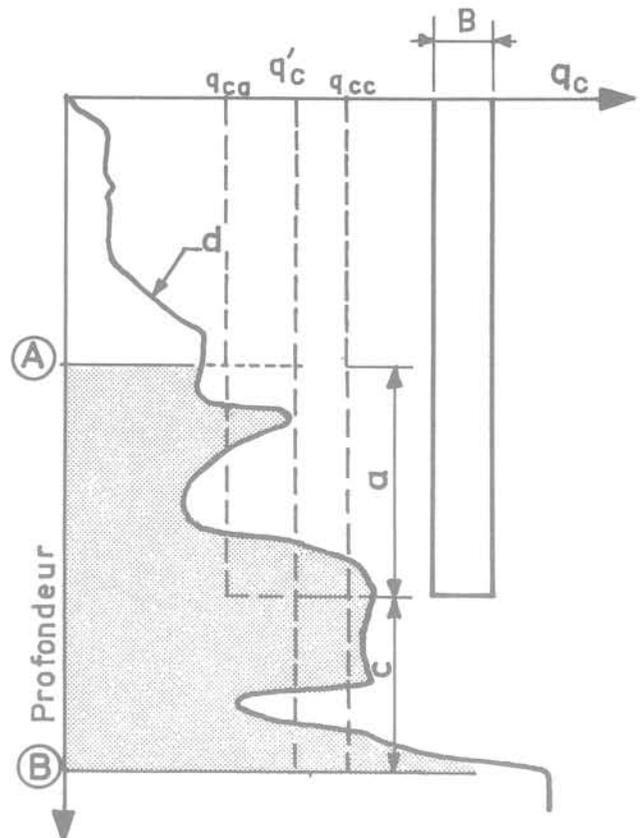


Fig. 2 Pondération de la résistance de pointe dans un sol hétérogène

En effet, dans le cas d'un monocouche, si les conditions ci-dessus ne sont pas respectées, il ne s'agit plus d'une fondation profonde mais superficielle ou semi-profonde.

Dans le cas d'un multicouche, cette condition est souhaitable pour tenir compte de l'imprécision qui règne sur les limites entre couches et des écarts possibles entre les cotes réelles d'arrêt des pieux et les cotes théoriques. Cette règle n'est évidemment pas valable pour les pieux s'appuyant sur un rocher franc.

**Condition 2 :** La profondeur d'ancrage nécessaire pour mobiliser  $q_t$  est donnée par la formule de Foray et Puech pour les sols à angle de frottement interne élevé. Pour les sols à comportement cohérent, la condition 1 est suffisante.

Cette formule s'écrit :

$$D_c = 25\sqrt{B} \left(1 + \frac{q_t}{10}\right) \quad (6)$$

avec  $q_t$  en MPa, B et  $D_c$  en cm

Dans la pratique, on pourra adopter comme profondeur d'ancrage critique :

- $D_{min}$  pour les sols argileux (condition 1)
- Pour les sols sableux, la profondeur donnée par l'abaque de la fig. 4 qui tient compte des conditions précédentes.

A partir de la résistance de pointe limite  $q_t$  et du diamètre B, on lit directement en ordonnée sur l'abaque la valeur de la profondeur d'ancrage  $D_c$  (échelle de gauche : milieu homogène, échelle de droite : multicouche).

**Remarques :** — Cet abaque n'est valable que pour les diamètres courants ( $B \leq 180$  cm).

— Dans le cas d'un multicouche tel que les couches supérieures conduisent à une contrainte effective  $\sigma'_{v,0} < 10^5$  Pa

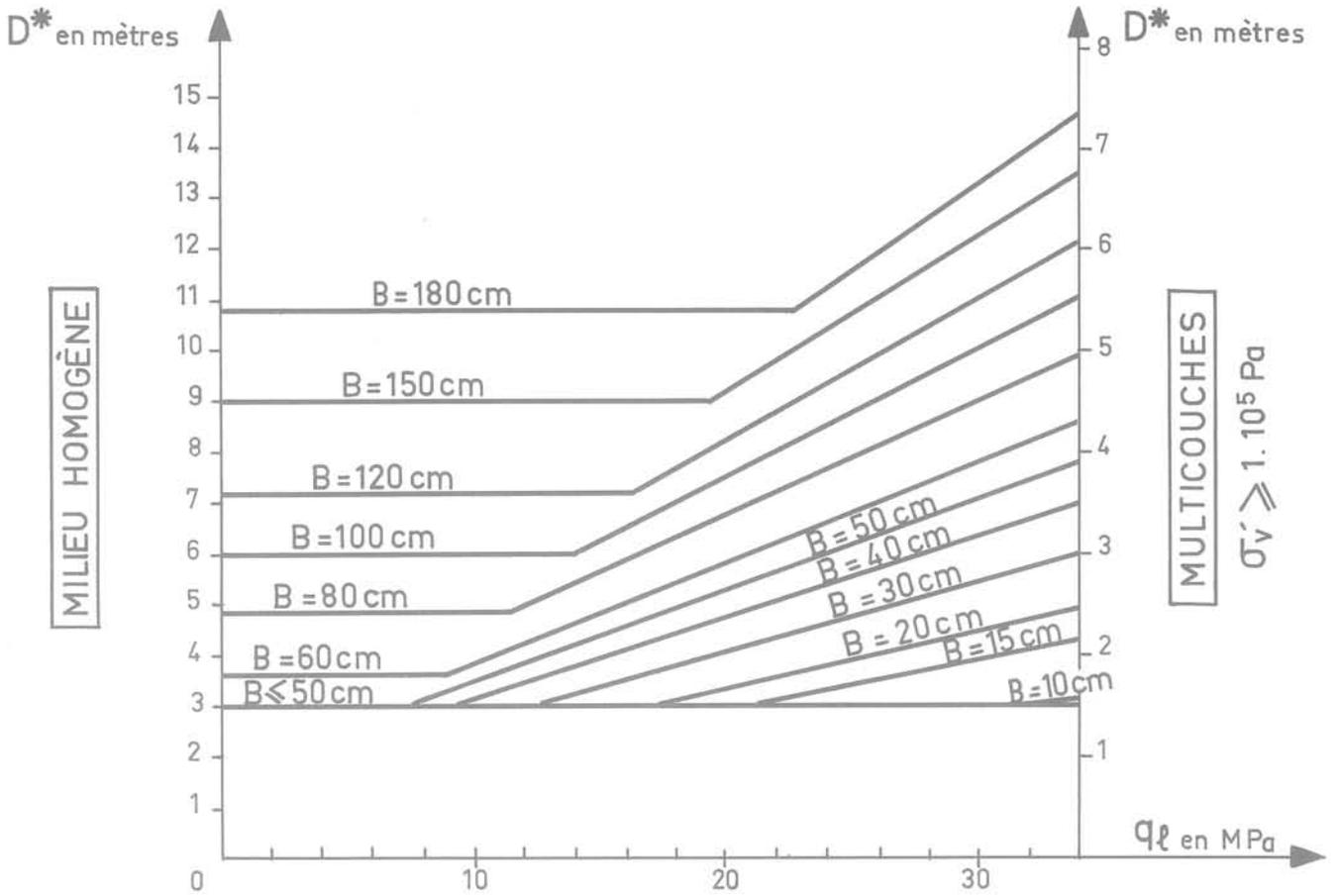


Fig. 3 Détermination de la profondeur d'ancrage pour les sols à angle de frottement interne élevé

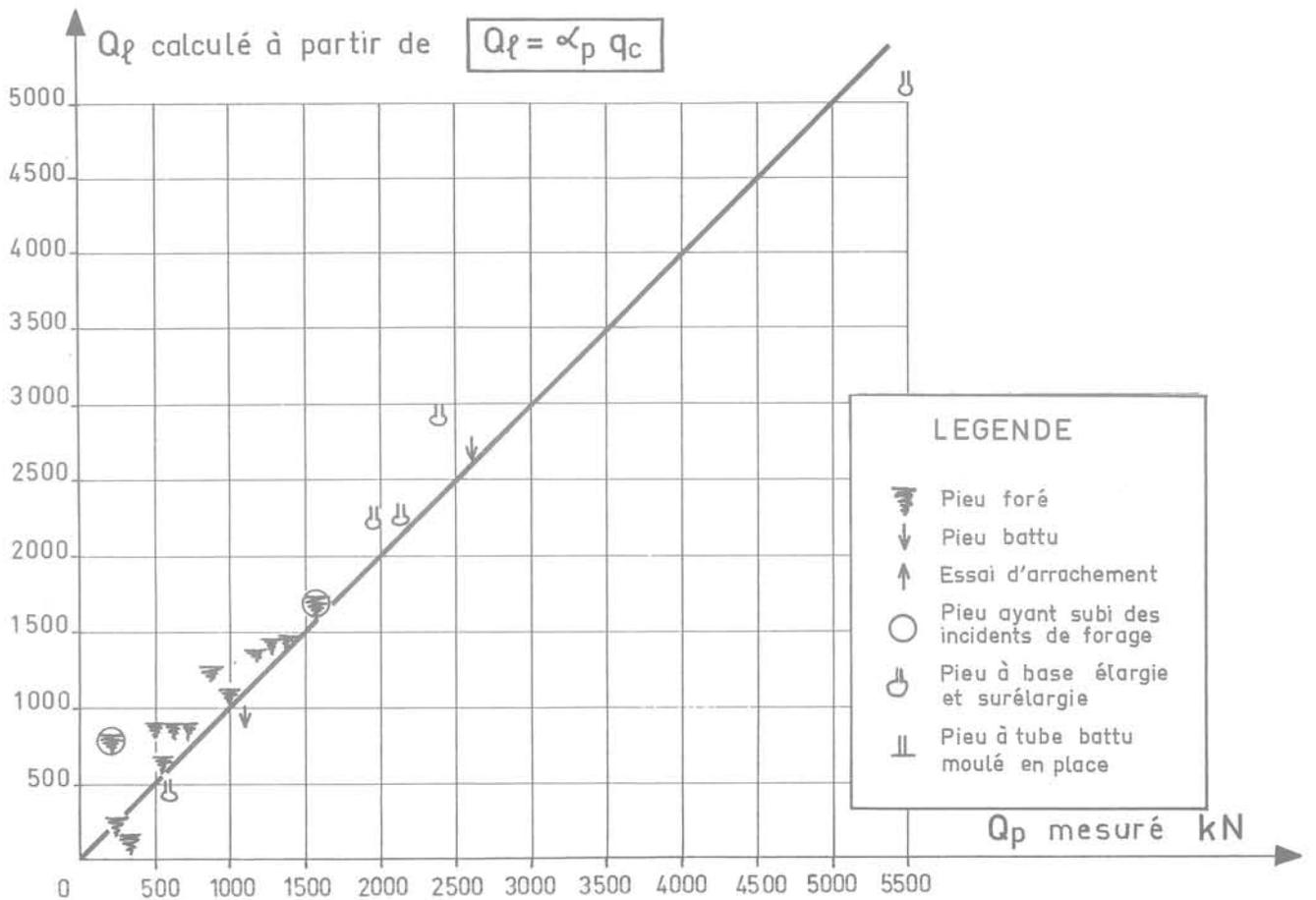


Fig. 4 Comparaison des charges de rupture en pointe

au niveau du toit de la couche d'ancrage, on déterminera l'ancrage critique par une interpolation proportionnelle à  $\sigma'_v$  entre le cas du sol homogène et celui du bicouche.

— Compte tenu des contraintes intrinsèques données par le D.T.U et donc des contraintes limites de pointe correspondantes, on constate que pour la plupart des cas courants, l'ancrage  $D_{\min}$  est suffisant. Ce résultat rejoint a posteriori la règle habituelle des trois diamètres d'ancrage pour le multicouche.

## 2.5 Détermination du frottement latéral $Q_f$

Il faut déterminer  $Q_f$  pour l'introduire dans la formule (1) mais en fait  $Q_f$  est calculé à partir de la formule (3) et c'est en définitive le frottement latéral unitaire  $f_u$  mobilisable dans chaque couche au contact sol-pieu qu'il faut apprécier.

Il existe plusieurs façons d'évaluer le frottement latéral d'un pieu à partir du pénétromètre statique. Les pénétromètres statiques sont de plus en plus souvent munis d'un manchon situé à proximité immédiate de la pointe. Ce dispositif fait actuellement l'objet de Recommandations aux niveaux européen et international.

D'autre part, grâce à l'interprétation statistique de dizaines de milliers d'essais, G. Sanglerat et l'Ecole Centrale Lyonnaise ont pu établir des corrélations assez précises entre le frottement latéral unitaire et la résistance de pointe du pénétromètre statique. Dans ces corrélations, la nature du sol intervient.

Il en découle que l'on peut relier le frottement latéral unitaire entre le pieu et le sol  $f_u$  à la résistance de pointe  $q_c$  du pénétromètre statique à condition de tenir compte :

- de la nature du sol
- du type de pieu

ce que nous traduirons par la formule suivante :

$$f_u = \alpha_f \frac{q_c}{\alpha_s} \quad (7)$$

avec :

$\alpha_s$  : coefficient fonction du sol  
 $\alpha_f$  : coefficient fonction du pieu

Les valeurs de  $\alpha_s$  et de  $\alpha_f$  à prendre en compte pour les calculs sont données dans les tableaux B et C ci-après :

Nature du sol	$\alpha_s$
Argile et craie	50
Silt, argile sableuse Sable argileux	60
Sable lâche	100
Sable moyen	150
Sable dense Graves	200

Tableau B

Remarques : — Les valeurs de  $\alpha_s$  correspondent pratiquement à celles préconisées par d'autres auteurs pour l'évaluation du frottement latéral sur les pieux.

— Il ne faut pas confondre  $f_u$  avec  $f_s$  qui est le frottement latéral mesuré sur manchon dans une zone où le sol est peu perturbé et où il peut y avoir une influence des contraintes transmises par la pointe.

— Les valeurs de  $\alpha_f$  figurant dans le tableau C ont été obtenues à partir de celles données par d'autres auteurs et surtout du dépouillement d'essais de chargement.

— Pour les sables moyens de résistance de pointe  $5 < q_c < 20$  MPa, on pourra adopter la formule :

$$\alpha_s = 45 q_c^{\frac{1}{2}} \text{ avec } q_c \text{ en MPa} \quad (8)$$

— Compte tenu des incertitudes qui règnent actuellement sur la valeur réelle du frottement mobilisable et de la dispersion observée dans les résultats d'essais sur pieux réels instrumentés, il apparaît indispensable de limiter supérieurement la valeur du frottement latéral  $f_u$ .

Les valeurs maximales de  $f_u$  à prendre en compte figurent dans le tableau C. Ces valeurs ne pourront être dépassées qu'en se basant sur une expérience locale réelle et en particulier sur les résultats d'essais de chargement.

C'est ainsi que dans certaines craies ou marnes, on admet des frottements latéraux sensiblement supérieurs. De même, l'injection sous haute pression de coulis peut améliorer le frottement latéral dans des proportions très importantes.

## 3 Comparaison avec des essais de chargement

### 3.1 Description des essais

Afin de pouvoir comparer valablement la charge nominale calculée à partir de la méthode qui vient d'être exposée à celle obtenue réellement, il fallait réunir des comptes rendus d'essais de chargement pour lesquels un certain nombre de renseignements étaient connus, à savoir au minimum :

- le type du pieu testé, ses caractéristiques géométriques son mode de mise en place,
- la courbe de chargement/enfoncement du pieu jusqu'à ce que la rupture soit au moins amorcée,
- le diagramme de pénétration statique au droit du pieu,
- la nature des couches traversées.

Lorsque les pieux étaient instrumentés, la répartition entre l'effort de pointe et le frottement latéral au moment de la rupture était connue. Dans quelques autres cas, les pieux ont fait l'objet d'un double chemisage total et la résistance du pieu à la rupture était alors égale à celle de la pointe. La plupart des essais qui ont été pris en compte ont fait l'objet de publications tant en France qu'à l'étranger. Au total, l'étalonnage a pu être fait sur 44 pieux présentant les caractéristiques suivantes :

- Nombre total de pieux : 44
- Nombre de sites différents : 15

Nature du sol d'ancrage :

- grave : 1 pieu
- sable compact : 9 pieux
- sable moyen : 3 pieux
- sable lâche : 2 pieux
- limon : 7 pieux dont limon sableux : 3  
limon argileux : 4  
ou argile sableuse
- argile des Flandres : 7 pieux
- argile raide fissurée : 12 pieux
- craie altérée : 3 pieux

Diamètre des pieux : répartition

Diamètre en cm (< 50)	50	75	100	125	155
Nombre de pieux	12	17	7	0	8

Nature du pieu au contact du sol	Type du pieu	$\alpha_f$	Valeur maximale de $f_u$ en kpa
Béton	– Pieux façonnés à l'avance – Pieux à tube battu exécutés en place (1) – Pieux forés à tubage vibro-foncé (vibration du béton) – Pieux injectés	1,25	120
	– Pieux forés de diamètre < 1,50 m  – Pieux Benoto	0,85	100 120 dans la craie
	– Pieux forés de gros diamètres > 1,50 m – Barrettes moulées – Pieux foncés – Puits coulés à pleine fouille	0,75	80
Métallique	– Pieux H (sur le périmètre circonscrit)	1,10	120
	– Palpieux, pieux métalliques battus – Pieux foncés	0,60	50
	– Pieux forés à chemisage perdu, ex : pieux métalliques ouverts mis en œuvre à la Benoto	0,30	25
Béton ou métallique	– Pieux lancés à l'eau ou à la bentonite	négliger le frottement latéral sur la partie lancée	

(1) Pieux à tube récupéré uniquement

Valeur de  $\alpha_f$

Tableau C

Longueur des pieux : 6,70 m à 32,50 m

Type de pieux :

- Pieux façonnés à l'avance (pieux battus) : 6 (2)
- Pieux battus moulés : 8
- Pieux Franki à base élargie : 5
- Pieux Franki à base surélargie : 9
- Pieu injecté : 1
- Pieux forés à la tarière simple : 8
- Pieux forés à la boue : 4
- Pieux Benoto : 2 (1)
- Pieu foré à la tarière continue : 1

Les chiffres entre parenthèses indiquent le nombre de pieux métalliques

### 3.2 Etude de la répartition entre pointe et latéral (Pieux instrumentés)

Dans 15 cas, les pieux étaient instrumentés et il était alors possible de connaître l'effort de pointe et le frottement latéral au moment de la rupture. Dans d'autres cas, pieux Franki (à base surélargie), les pieux avaient fait l'objet d'un double chemisage sur la totalité, la résistance réelle de la pointe du pieu est alors mesurée directement.

#### Charge limite en pointe

Connaissant la charge limite réelle de rupture en pointe  $q_1$ , il est alors possible de calculer la valeur réelle correspondante du coefficient  $\alpha_p$  entrant dans la formule (4)

Les résultats suivants ont été obtenus :

Nature du sol(1)	Nombre de résultats	Diamètre	Type de pieu	Valeurs réelles de $\alpha_p$	
				moyennes	extrêmes
Argile	10	0,5 à 1,40 m	Tarière simple Franki	0,43	0,3 à 0,64
Limon	4	0,56/1,37 m	Tarière boue Benoto Franki	0,43	0,38 à 0,54
Sable	3	35x35/1,53	Pieu battu Franki	0,37	0,315/0,43
Grave	1	0,60	Métal battu	0,335	—

Enfin le seul essai réalisé dans la grave est d'interprétation douteuse car le diagramme pénétrométrique ne dépasse pas la pointe du pieu.

En dehors de ces cas le tableau de la page précédente mérite deux remarques :

— Tout d'abord, les valeurs moyennes semblent bien décroître lorsque l'on passe de l'argile à la grave, mais cette diminution n'est pas très significative. M. Cassan a proposé pour sa part d'adopter une valeur unique de  $\alpha_p$ . Toutefois, le nombre d'essais actuellement en notre possession est insuffisant pour proposer une meilleure approximation de la valeur de la résistance de pointe du pieu.

— Ensuite, et c'est là le fait marquant, les résultats obtenus sur 18 essais montrent d'une façon indiscutable que le rapport  $\alpha_p$  entre résistance de pointe des pieux et des pénétromètres est de 0,3 à 0,5 et non de 0,7 à 1 comme il

est habituellement admis. C'est là un résultat nouveau très marquant obtenu par le groupe de travail, évidemment sur la base des données disponibles.

#### Frottement latéral

Le frottement latéral dépendant de deux paramètres  $\alpha_f$  et  $\alpha_s$ , ou plus exactement de leur rapport, nous avons étudié les valeurs réelles de  $\alpha_f$  en adoptant pour  $\alpha_s$  les valeurs théoriques. Rappelons que  $\alpha_s$  est un coefficient qui dépend du sol et non du type de contact sol-pieu et que l'influence de la nature du sol a fait l'objet d'une étude statistique très complète de G. Sanglerat par comparaison de la résistance de pointe et du frottement sur manchon.

Par contre, le coefficient  $\alpha_f$  qui dépend de la nature du pieu mérite un examen très attentif.

Les résultats obtenus peuvent être rassemblés dans le tableau suivant :

Nature du fût	Type de pieu	Nature du sol	Diamètre	Nombre de mesure	$\alpha_f$		$\alpha_f$ selon méthode de calcul
					médiane	extrêmes	
Béton	Pieu injecté	silt sableux	30 x 30	1	1,23		1,25
	Pieu façonné à l'avance	sable compact	35 x 35	1	1,25		1,25
	Tarière simple	argile	0,70/1 m	7	0,88	0,72/1,36	
	Tarière à la boue	craie limon argileux sable compact	0,56 à 0,9	4	1,24	1,07/1,49	0,85
	Benoto	limon argileux	0,9	1	0,62	—	
	Façonné à l'avance	grave	0,64	1	0,75	—	0,6
Métal	Tube métallique façonné à la Benoto	limon argileux	0,88	1	0,22 à 0,39 en fonction du temps de repos		0,30

(1) Un essai dans la craie qui donnait une valeur aberrante a été éliminé (faute probable d'exécution). D'autre part, un essai effectué dans une argile sableuse de faible consistance a donné une valeur de  $\alpha_p$  de l'ordre de 0,7 à 1 (diagramme de pénétration peu précis). Cet essai n'a pas été pris en compte.

Trois observations sont à faire :

- Le nombre de pieux instrumentés est trop faible pour en tirer des conclusions définitives.
- Quoiqu'il en soit, les coefficients déduits des essais de pieux sont en assez bon accord avec ceux retenus. On observe cependant que les 4 pieux instrumentés réalisés à la tarière sous boue donnent des frottements latéraux élevés.
- L'examen détaillé des essais relatifs aux pieux forés confirme comme l'a montré par ailleurs D. Gouvenot que le frottement latéral peut varier considérablement (du simple au double) selon la qualité de l'exécution du pieu.

#### Comparaison des valeurs calculées aux valeurs mesurées

Les figures 4 et 5 présentent sous une autre forme l'exploitation qui a pu être faite des pieux instrumentés, ces figures font ressortir :

- la bonne concordance d'ensemble tant pour la pointe que pour le frottement latéral
- la dispersion des résultats en latéral
- le fait que malgré les valeurs adoptées pour le coefficient  $\alpha_p$ , les valeurs calculées en pointe sont encore légèrement plus élevées que les valeurs réelles.

### 3.3 Comparaison globale de la méthode de calcul et des essais de chargement

#### Evaluation des charges limites

Si le nombre de pieux instrumentés dont nous disposions était limité, il a été par contre possible de se faire une idée globale de la validité de la méthode proposée en comparant pour l'ensemble des pieux la charge limite calculée et la charge limite réelle. Cette comparaison est représentée

sur la figure 6.

Cette figure montre entre autres qu'en appliquant un coefficient de sécurité de 2 comme préconisé sur la charge limite théorique, le coefficient de sécurité réel varie selon les essais de chargement étudiés entre 1,6 et 2,7 à l'exception de deux essais pour lesquels la méthode conduit à une évaluation pessimiste.

Au-delà de la dispersion inhérente d'une part aux aléas d'exécution des pieux mais aussi d'autre part, au fait qu'il existe parfois une hétérogénéité non négligeable des terrains, (dans certains cas des essais de pénétration exécutés à proximité immédiate les uns et des autres présentent des écarts notables), la méthode de calcul retenue fournit une évaluation acceptable de la charge limite. Lorsque les résultats de calcul sont optimistes, les différences sont modérées et ne mettent pas en jeu la sécurité de l'ouvrage. De même les écarts dans l'autre sens sont généralement modérés, seuls quelques cas en nombre limité, fournissent des valeurs réelles sensiblement plus élevées que ne le laisse prévoir le calcul.

Si l'on tient compte de la grande disparité des principaux paramètres :

- type de pieux
- diamètre des pieux
- nature des sols traversés

l'estimation de la charge limite des pieux à partir de la méthode préconisée peut être considérée comme très satisfaisante.

#### Tassement des pieux sous la charge nominale

Nous avons relevé sur les courbes de chargement/enfoncement des pieux, le tassement correspondant à la charge nominale déduite de la méthode de calcul.

On obtient la répartition suivante :

Tassements s	Pieux battus ou à tubes battus		Pieux forés	
	Nombre	%	Nombre	%
sous $Q_N$				
s < 5 mm	19	73	9	60
5 < s < 10 mm	6	23	4	27
10 < s < 20 mm	1	4	2	13
s > 20 mm	néant		néant	

## 4 Conclusion

L'objectif que s'était fixé la commission de concertation des bureaux de contrôle a été atteint en présentant cette méthode de calcul de la charge limite des pieux basée sur l'essai de pénétration statique. Comme on a pu le constater, cette méthode est simple et donne des estimations réalistes du comportement des pieux.

D'autre part, le facteur personnel est réduit au maximum, ce qui éliminera les risques de divergences importants entre les utilisateurs.

Par contre, nous sommes tout à fait conscient que le nombre de pieux instrumentés analysés est assez faible et que les valeurs des différents coefficients numériques qui ont été proposées sont susceptibles d'être modifiées dans l'avenir en fonction des expérimentations futures de façon

à mieux cerner la réalité. De ce point de vue, la multiplication des essais de chargement de pieux instrumentés est infiniment souhaitable.

Enfin, comme il l'a déjà été mentionné, le frottement latéral est influencé très fortement par la qualité de l'exécution en particulier pour les pieux forés. Les valeurs numériques proposées pour l'estimation de frottement latéral correspondent aux pratiques d'exécution courantes actuelles.

Si, comme c'est déjà le cas avec des pieux injectés sous forte pression, les techniques d'exécution progressent de façon à garantir une meilleure mobilisation du frottement latéral, il sera très certainement possible d'augmenter les valeurs numériques du coefficient  $\alpha_f$  entrant dans le calcul et donc la charge admissible sur le pieu.

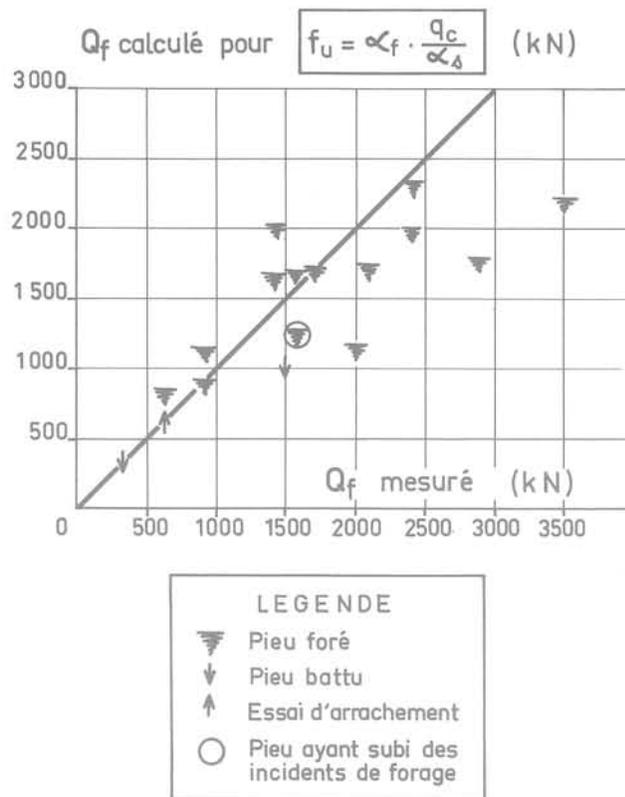


Fig. 5 Comparaison du frottement latéral total

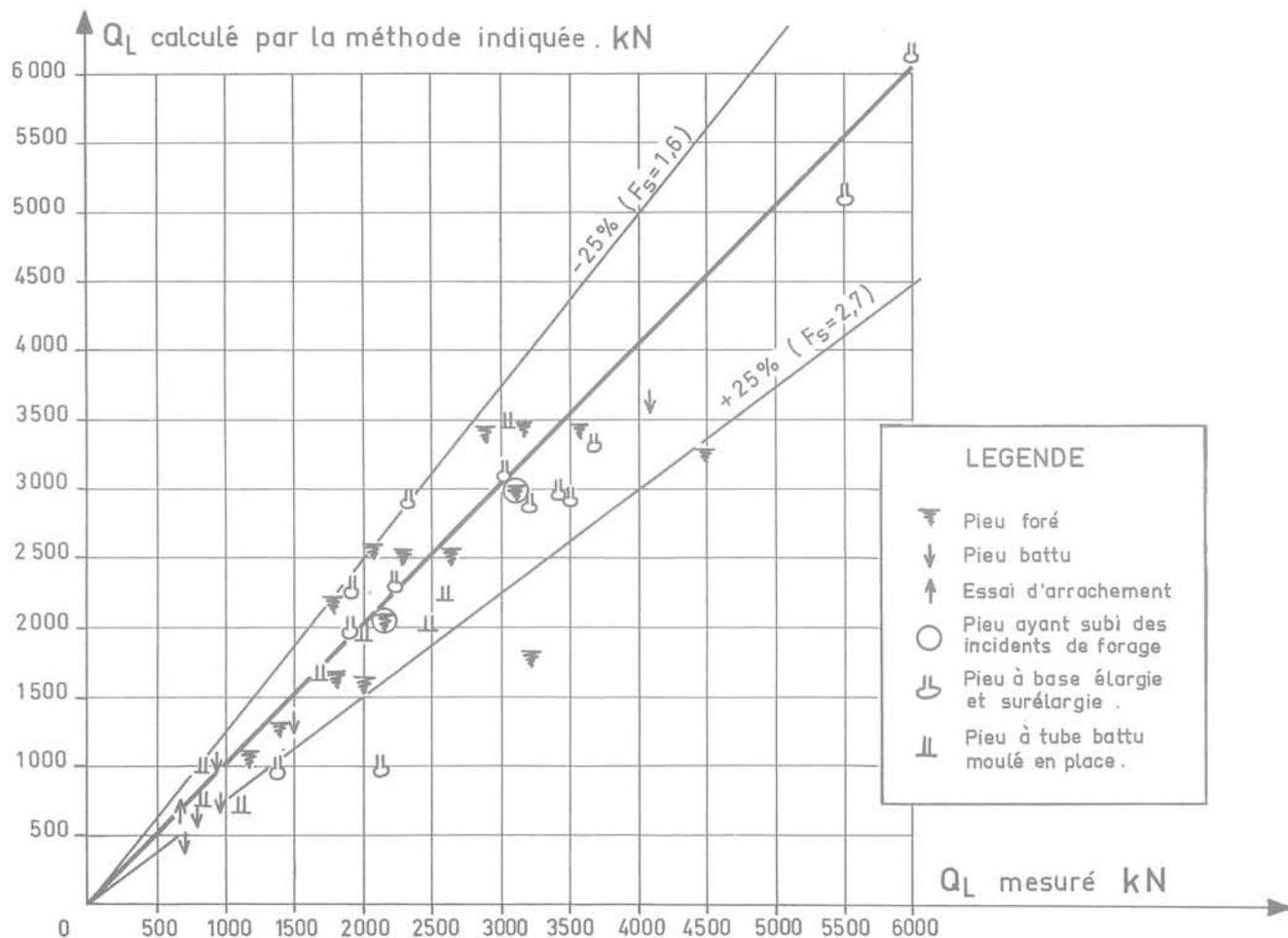


Fig. 6 Comparaison des charges limites globales

## Références Bibliographiques

- 1 — E. DE BEER — « Méthodes de déduction de la capacité portante d'un pieu à partir des résultats des essais de pénétration » Annales des T.P. de Belgique n° 4-5-6 — 1971/1972.
- 2 — E. DE BEER et Al — « Bearing capacity of displacement piles in stiff fissured clays » — Comptes rendus de recherches I.R.S.I.A n° 39 — Mars 1977.
- 3 — B.B. BROMS — « Methods of calculating the ultimate bearing capacity of piles » — A summary — Revue Sols-Soils n° 18 — 19 — 1966.
- 4 — M. BUSTAMANTE et M. PANET — « Essai statique d'arrachement d'un pieu — M.V-Trindel » — Bulletin L.C.P.C. n° 79 — 1975.
- 5 — M. BUSTAMANTE, M. DERVAUX et Y. HULO — « Essais de chargement statique de trois pieux lancés battus » — Bulletin L.C.P.C n° 84 — 1976.
- 6 — M. BUSTAMANTE et D. GOUVENOT — « Incidence des conditions d'exécution et du délai de repos sur le comportement et la portance des pieux forés » — Conférence du 9 janvier 1978 au C.F.M.S.
- 7 — O. COMBARIEU — « Essais de chargement de pieux forés dans un limon argileux » — Bulletin L.C.P.C. n° 80 — 1975.
- 8 — O. COMBARIEU — « Essais de chargement de pieux de grande longueur battus dans la grave et de l'argile raide » — Bulletin L.C.P.C. n° 82 — 1976.
- 9 — DINESH MOHAN and VIRENDRA KUMAR — « Load bearing capacity of piles » — Géotechnique. The international Journal of Soil Mechanics — volume XIII — march 1963 n° 1 p. 76-86.
- 10 — FOND 72 — « Fondations courantes d'ouvrages d'art » — Document L.C.P.C. — S.E.T.R.A. — 1972.
- 11 — J. FLORENTIN et Al — « Observations faites sur la craie comme couche de fondation » — Compte rendu du Congrès International de Mécanique des sols Paris 19
- 12 — D. GOUVENOT — « Essais en France et à l'étranger sur le frottement latéral en fondation : amélioration par injection » Revue travaux — Novembre 1973.
- 13 — M. WALLAYS — « Pieux Franki à bases surélargies » — Annales I.T.B.T.P. n° 300 — Décembre 1972.
- 14 — G. SANGLERAT — « The penetrometer and soil exploration » — Elsevier — Amsterdam — 1972.
- 15 — G. SANGLERAT — « Le pénétromètre statique-dynamique et ses diverses applications pratiques » — Conférence — 1977.
- 16 — G. SANGLERAT et Al — « Classification directe des sols à l'aide du pénétromètre statique avec manchon de mesure du frottement latéral » — Annales I.T.B.T.P. n° 340 — 1976.
- 17 — A. VESIC — « Design of pile foundations » — National cooperative Highway Research Programm Synthesis of highway practice n° 42. Transportation research Board, National Research Council Washington D.C. 1977.

## note technique

# travaux de confortation des falaises du pays basque études et réalisations

par

**A. Mayer**

Ingénieur Général des Mines e.r.

Un hebdomadaire d'information générale ayant présenté (Express - 28 Août 1979) un exposé sur le recul des côtes françaises comportant des indications sur la dégradation des falaises de la Côte des Basques, suivie par l'auteur sur certains points depuis plus de 10 ans, il est apparu qu'il pourrait intéresser les lecteurs de la "Revue Française de Géotechnique" d'avoir certaines précisions sur l'évolution de ces phénomènes au cours des dernières années.

On examinera successivement du Nord au Sud les dégradations de la zone de dunes situées entre l'embouchure de l'Adour et la pointe du phare de Biarritz et notamment celles de la Chambre d'Amour, les travaux de confortation de la pointe du Phare, côté Sud exécutés par la Ville de Biarritz, les désordres de la côte des Basques, entre la pointe séparant le Port Vieux de la plage des Basques, et la plage de la Milady, 2 km plus au Sud environ, et enfin certains travaux qui ont permis de stabiliser la falaise encore plus au Sud de Guéthary (fig. 1).

### a) Zone comprise entre l'Adour et la pointe du phare de Biarritz (pointe St-Martin) (fig. 2)

Cette zone constituée par des dunes comprises entre le rivage et la route de Biarritz à Bayonne par le bord de mer, comportait initialement sur toute sa longueur une digue soutenue par un mur le long duquel une route permettait en divers points l'accès à la plage. Dans la partie du rivage située au Sud se trouvait le complexe de la Chambre d'Amour, avec sa piscine, qui se développait progressivement vers le Nord. Rien ne faisait présager une attaque imminente du rivage par érosion marine jusqu'à l'exécution de la digue Nord de l'Adour, destinée, dans l'esprit de l'Administration, à lutter contre la formation de la barre qui obligeait chaque année à des dragages onéreux pour préserver l'activité du port de Bayonne. A peine cette digue était-elle terminée que l'on constata des dépôts de sable au Nord, devant le village de Tarnos et une érosion au Sud de l'Adour. Il semble bien que la digue se soit opposée à la migration du sable qui se déplace du Nord au Sud, le long du rivage de la côte des Landes et en ait provoqué le dépôt avec l'avancée de la côte vers la mer, au Nord de l'Adour, et l'érosion au Sud. Cette dernière action s'est traduite par un abaissement de plusieurs mètres du niveau du sable en bordure de mer, avec déchaussement en différents points du mur suppor-



Fig. 1 Plan de la côte au Nord et au Sud de Biarritz

tant la route, l'éboulement de celui-ci en plusieurs points et l'attaque du rivage avec rupture de la piscine, que l'on dut combler pour éviter un affaissement généralisé.

Une action juridique fût intentée à l'Administration par la Société immobilière propriétaire des terrains du bord de mer, à l'occasion de laquelle des études, notamment un modèle réduit, furent exécutés sous la responsabilité des experts chargés du rapport pour le compte du Tribunal. Sans que ce rapport ait fait l'objet de publication, le jugement qui l'a entériné a obligé le Service de l'Équipement à faire exécuter sur toute la longueur de la plage un dépôt d'enrochements destinés à protéger la dune. Il a été ainsi possible de maintenir la zone d'habitation qui s'était créée au voisinage de la Chambre d'Amour entre celle-ci et l'hôtel Marinella. Cette protection s'est toutefois avérée insuffisante et a dû être complétée par une série d'épis perpendiculaires au rivage. Malheureusement, pour des raisons d'économie, ces épis n'ont pu être poussés jusqu'à l'Adour si bien qu'une nouvelle érosion s'est produite au-delà de la zone des épis, qui a entamé la côte dans la région du golf et qui fait craindre une poursuite de l'attaque si des mesures urgentes ne sont pas prises.

### b) Attaque de la falaise de la pointe du Phare et de la plage de Biarritz

Des éboulements récents de la falaise au Nord de la plage du Miramar à Biarritz avaient attiré l'attention sur les cavités creusées par la mer au pied de la roche calcaire, tant à l'extrémité de la plage que sur la pointe du Phare. S'agissant pour ces derniers de terrains appartenant à la Ville, des travaux importants furent exécutés comportant des forages en bordure de la falaise débouchant dans les vides creusés par la mer au niveau de la zone de marnage, la fermeture des cavernes par un mur bouclier en maçonnerie et le remplissage des vides en béton injecté par les forages, assurant la consolidation de la roche calcaire de l'étage oligocène. Un travail analogue devrait être fait sur la plage où des cavités d'une profondeur atteignant une quinzaine de mètres ont été creusées par la mer au pied de la falaise marno-gréseuse constituant une ligne de points faibles, qui ont provoqué des éboulements en grande masse. Malheureusement ici les terrains appartiennent à des particuliers entre lesquels une entente n'a jusqu'ici pas pu être réalisée, si bien que de nouveaux éboulements importants sont à craindre dans les prochaines années. D'un point de vue technique, la solution la meilleure comporterait tout d'abord le comblement en béton des vides derrière un mur en maçonnerie susceptible d'empêcher l'écoulement du béton vers la mer lors de sa mise en place. Il n'est malheureusement pas certain que ce travail soit suffisant pour empêcher les désordres en raison de la fissuration de la masse qui est visible de la plage. Il faudrait pour avoir une stabilité définitive arriver à solidariser la partie avant de la falaise avec la partie compacte du calcaire au moyen de tirants ancrés en profondeur. L'exécution de ces tirants sur une face verticale d'une trentaine de mètres de hauteur présente toutefois une très grande difficulté. La solution pratique consisterait à découper la falaise en gradins en partant de sa partie supérieure et à poser des tirants sur la face verticale des gradins en opérant de haut en bas, à mesure que l'on aurait aménagés les gradins. Ce travail aurait malheureusement pour effet de faire reculer la partie supérieure de la falaise, c'est-à-dire de produire ce que l'on voulait précisément éviter. Il est à craindre que les propriétaires ne se résignent pas facilement à l'exécuter.

En tout état de cause il est indispensable de vérifier le drainage des eaux de surface et de les ramener vers l'arrière où passe un égout qui pourrait les conduire au niveau de la mer. Quoi qu'il en soit, il est à craindre que, même après avoir rétabli les points d'appui qui manquent actuellement du fait de l'action de la mer, on se trouve dans une zone dont la stabilité actuellement compromise sera difficile à rétablir du fait des désordres qui se sont produits jusqu'ici.

### c) Côte des Basques (fig. 3.4.5.6.7)

La côte des Basques, c'est-à-dire la partie du rivage comprise entre la pointe du Port-Vieux et la plage de la Milady, a,

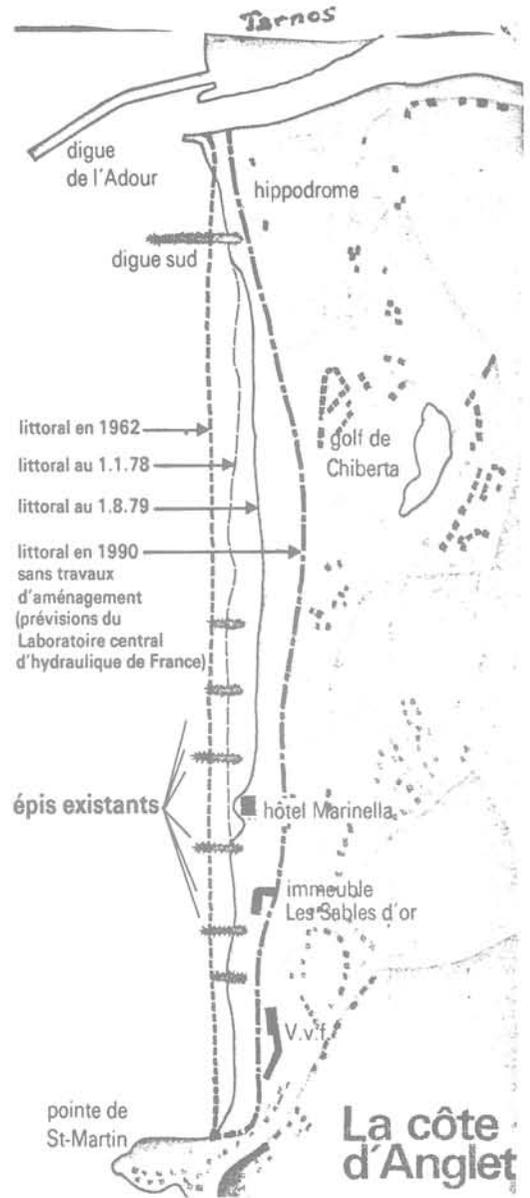


Fig. 2 Régression de la côte au Nord de Biarritz

depuis plus de 50 ans, été un souci majeur pour l'Administration de la Ville de Biarritz. Le développement de la Ville sur la falaise vers le Sud au cours du 19<sup>e</sup> siècle a modifié les conditions d'écoulement des eaux pluviales qui, initialement, ruisselaient en direction de la mer, et les a concentrées en un certain nombre de points correspondant aux constructions qui s'élevaient progressivement.

Alors qu'initialement l'aspect général de la côte, d'après les gravures de l'époque, était celui d'une falaise à pente uniforme couverte de végétation, les résurgences correspondant à l'évacuation des eaux usées et des eaux de pluies collectées par les immeubles ont produit des glissements de terrain qui compromettent la stabilité des constructions en bordure de mer. Un effort considérable a été fait pendant les années 1925-1930 avec la construction d'arcatures, destinées à maintenir la pente à l'aplomb des constructions importantes, sur plusieurs centaines de mètres de longueur. Malheureusement, d'un point de vue technique, ces arcatures consistaient simplement en un placage comportant des piliers en direction des lignes de plus grande pente, appuyés à la base sur la marne dure, reliés par des voûtes qui soutenaient la couche supérieure du terrain le long de la pente. Un remplissage en maçonnerie à l'intérieur des

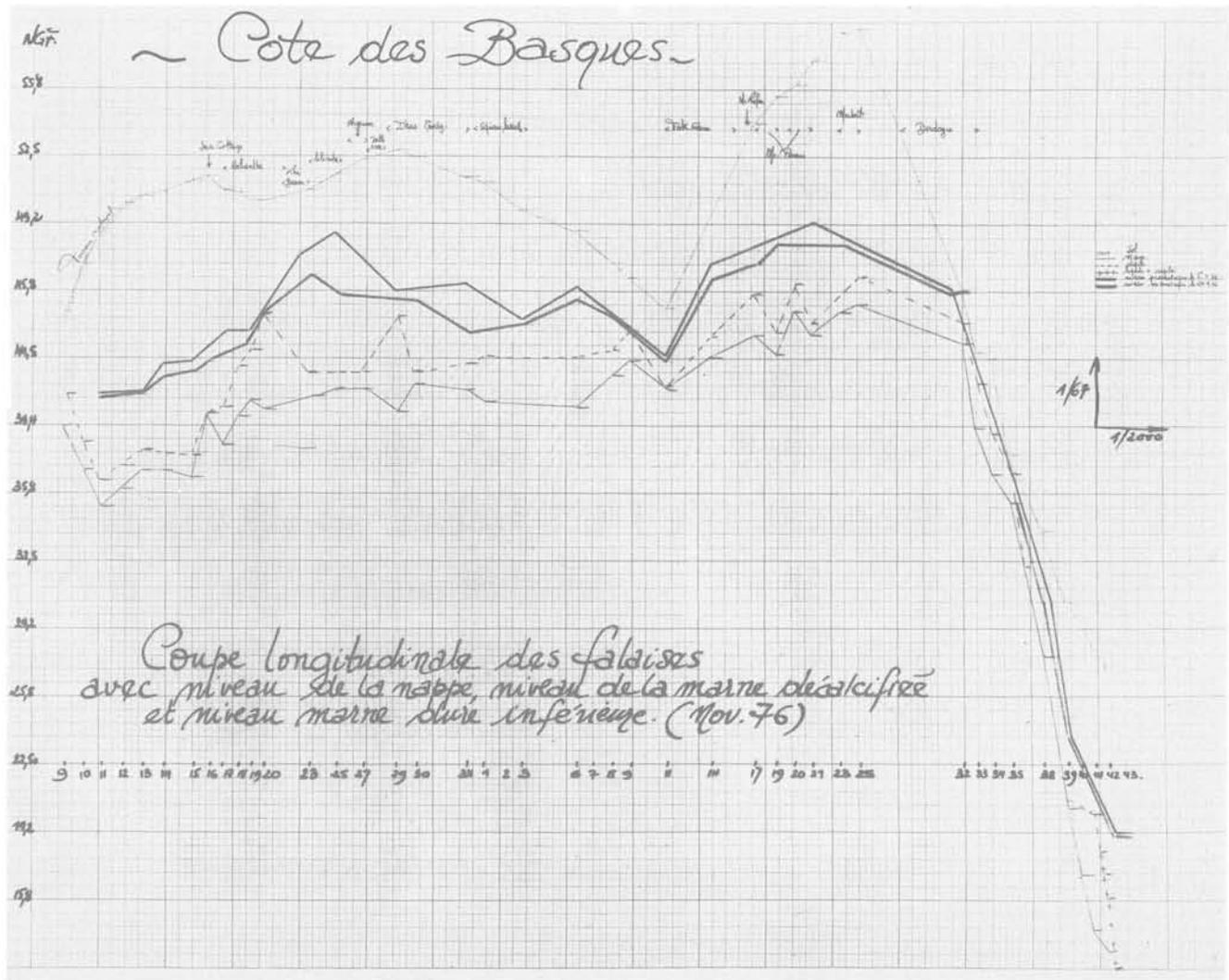


Fig. 3 Coupe longitudinale des falaises de la Côte des Basques

voûtes pesait sur le terrain en place et en augmentait un peu la stabilité. Enfin des drains permettaient de recueillir les eaux et de les évacuer vers la mer. Mais la technique des tirants qui aurait permis d'exercer une pression sur la pente et se serait opposée à la poussée des matériaux saturés n'était pas connue à l'époque, si bien que sous l'effet de cette poussée un certain nombre de ces arcatures se sont rompues et le glissement de terrain s'est produit. Des mouvements de terrain ayant eu lieu dans les jardins situés au Nord de la Côte des Basques et appartenant à la Ville, ainsi que d'autres qui ont atteint l'établissement de bains, la Municipalité décida de faire procéder à des études pour rétablir la stabilité de la falaise.

Il apparut immédiatement que les désordres pouvaient avoir deux causes agissant, soit isolément, soit ensemble, l'attaque du pied de la falaise par la mer les jours de marées hautes et l'érosion du fait des exutoires de la nappe phréatique qui s'écoulait vers la mer par des résurgences visibles de la plage et dont un certain nombre avaient été captées antérieurement.

La Direction Départementale de l'Équipement confia à deux bureaux : (SEEE et Mécasol), l'étude de la lutte contre les résurgences dues à l'effet des eaux de la nappe phréatique

venant des terres, en même temps qu'elle faisait étudier par le Laboratoire Central d'Hydraulique de France les mesures à prendre pour s'opposer à l'érosion du sable et à l'attaque du pied des falaises par les vagues à marée haute.

Une soixantaine de sondages furent exécutés le long de la crête et permirent d'établir une coupe du terrain sur toute la longueur de la Côte des Basques. On constata la présence à la base, reposant sur le calcaire en place, d'une couche épaisse de marne éocène recouverte d'une couche de 4 à 10 m d'épaisseur de sable quaternaire perméable. Entre le sable et la marne compacte on constata sur toute la longueur la présence d'une zone décalcifiée de 2 à 4 m d'épaisseur dont la teneur en calcaire avait sous l'effet des eaux de la nappe été ramenée à 50%, teneur en calcaire de la marne à 1%, valeur correspondant à la partie décalcifiée qui est en réalité une argile à angle de frottement pratiquement nul. Cette argile retenait la nappe phréatique, alimentée par les eaux de pluie, les eaux usées dans la mesure où elles n'allaient pas à l'égout et l'eau provenant de canalisations rompues. Toutes ces eaux s'écoulaient vers la mer par un certain nombre de résurgences dans les sables qui constituaient chacune une amorce de glissement. Ces résurgences étaient en partie anciennes puisque certaines



*Fig. 4 Emplacement du lavoir éboulé*



*Fig. 5 Maisons évacuées au-dessus de la falaise*



*Fig. 6 Effondrement de la falaise*



*Fig. 7 Maisons évacuées*

étaient repérées comme sources sur le plan et que l'une était utilisée pour l'alimentation d'un lavoir éboulé depuis de longues années.

Parmi les sondages, un certain nombre furent équipés en piézomètres pour permettre de suivre les variations du niveau de la nappe. Malheureusement, du fait de l'irrégularité des lectures, on ne tira pas de ces installations les enseignements qu'on avait espéré obtenir. De même un certain

nombre de résurgences y compris celles dans la zone des arcatures avaient fait l'objet de travaux de captage. Faute d'entretien les canalisations ont, dans de nombreux cas, été soit bouchées, soit rompues ainsi d'ailleurs que les rigoles des arcatures qui ont en grande partie été comblées par des feuilles mortes ou de la terre, si bien que la première recommandation des bureaux d'étude comme celle de l'auteur a été de demander le curage et la reprise de tous les travaux qui avaient permis de recueillir et de capter les eaux des

La commune de Guéthary est située à une dizaine de kilomètres au Sud de Biarritz. La falaise affecte dans cette région une face inclinée vers la mer correspondant à des glissements anciens et nombreux des terrains marneux de surface. En plusieurs points, des travaux de stabilisation ont été exécutés qui ont permis avec de faibles moyens, d'obtenir des résultats intéressants. Ce sont d'abord les travaux contactés exécutés par la commune dans la zone de la plage où la pente a été consolidée grâce à plusieurs lignes de gabions tenus en place par des fers H battus dans les interstices des gabions. Cette disposition a été très efficace. D'autres travaux ont été faits un peu plus loin, sur une pente appartenant à des particuliers, dont la stabilité a été obtenue par des drains recueillant l'eau des sources visibles et en la dirigeant jusqu'au pied de la falaise. Celui-ci a été également protégé par une ligne d'encrochements qui a arrêté l'érosion. Il faut dire que dans cette zone, en avant de la falaise, la roche calcaire affleure au niveau de la mer basse et réduit l'importance des vagues et leur puissance destructrice. Cela a permis d'obtenir un résultat avec des encrochements de quelques centaines de kilogrammes alors que l'exécution en mer de la digue de l'Adour avait nécessité des blocs de plusieurs dizaines de tonnes.

Il ne s'agit là bien entendu que de dispositifs économiques susceptibles d'améliorer la situation, mais ne donnant pas la certitude qu'une stabilité définitive pourra être obtenue. Il est bien évident en effet que des dispositions comme celles qui ont permis de stabiliser les pentes des collines qui entourent la baie de Rio de Janeiro et qui consistent en placages en béton ancrés dans la masse par des tirants, s'ils assurent une stabilité définitive, sont à la portée d'une ville de 6.000.000 habitants comme Rio, mais pas d'agglomérations de 30.000 habitants comme Biarritz ou de 8.000 habitants comme Guéthary. Celles-ci doivent se contenter de solutions approchées que l'on améliorera progressivement en fonction des crédits qui pourront être affectés à ces travaux.

**(d) Protection de la falaise à Guéthary**

l'intérêt économique ne serait pas évident.

Quant à l'étude du Laboratoire Central d'Hydraulique, elle avait permis grâce à l'exécution d'un modèle réduit, de mettre au point plusieurs projets comportant l'exécution d'épis en encrochements perpendiculaires à la plage ainsi qu'un digues situées à une distance de 100 à 500 m du rivage, destinées à réduire l'énergie des vagues et à empêcher l'érosion du rivage. Pourrait-on obtenir un dépôt de sable et un exhaussement du niveau de la plage qui mettrait hors d'eau le pied des falaises, ou faudrait-il, comme il a été fait dans la partie Nord de la plage, constituer un dépôt d'enrochements de protection ou procéder à un apport de plusieurs centaines de milliers de mètres cubes de sable que les épis et les digues maintiendraient en place. La question est de la compétence et de la responsabilité des Services de l'Equiperment qui doivent tout d'abord déterminer si la migration du sable du Nord au Sud, arrêtée par la digue de l'Adour, se poursuit au large, et si, par des épis et des digues parallèles à la côte, on peut produire sous l'effet de la houle des mouvements tourbillonnaires qui ramèneraient le sable vers le rivage, comme l'indique le modèle réduit. Malheureusement il est à craindre que, même si l'on acquiesce à la conviction que des résultats peuvent être obtenus par des épis ou des digues comme ils l'ont été à Hendaye ou à Fontarabie, les crédits manqueraient pour exécuter des travaux dont

Le rapport des bureaux d'étude proposa par ailleurs certaines dispositions pour créer une tranchée drainante empêchant les eaux de la nappe d'arriver jusqu'à la falaise de manière à éviter toute érosion. L'étude portait sur deux solutions : une tranchée descendue jusqu'au niveau des marées et remplie de matériaux drainants, ou une canalisation souterraine de grand diamètre reliée à la surface par des puits filtrants destinés à rabattre la nappe et en assurer l'écoulement vers la mer. Ces deux dispositions étaient l'une et l'autre très onéreuses et on ignorait l'importance du débit qui devait être recueilli une fois les travaux d'entretien effectués sur les captages des résurgences. C'est pourquoi il apparait qu'aucune décision ne pourra être prise aussi longtemps que les travaux d'entretien des captages supérieurs n'auront pas été faits et que l'on ne saura pas quelle en est l'efficacité grâce à des relevés systématiques du niveau de la nappe dans les piézomètres.



## 4ème Congrès de la Société Internationale de Mécanique des Roches

Organisé avec grand soin par la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches, il s'est tenu du 2 au 9 septembre 1979 à Montreux où plus de six cents participants représentant trente-neuf nations furent accueillis à la Maison des Congrès.

Quatre thèmes principaux ont été l'objet de séances plénières et se séances de discussions ; chaque séance plénière était introduite par l'exposé du Rapporteur général du thème et illustrée par trois lectures ou conférences spécialisées. Les présidents des séances de discussion eurent la tâche ingrate de sélectionner les nombreuses propositions d'interventions préparées et de guider les débats des discussions libres. La participation française fut forte de plus de cinquante représentants, treize communications individuelles et deux communications de groupe ; elle assura une présidence de séance et la prestation de deux lectures.

Le thème I «Comportement rhéologique des roches et des massifs rocheux», présidé par le Pr. Beniawski, fut rapporté par M. Langer (RFA) et illustré par les exposés de J. Handin (USA) sur le comportement des roches à haute température, de René Houpert (F) sur le comportement à la rupture et de K. Mogi (J) sur le comportement en compression triaxiale. Avec huit communications sur un total de quarante-six, ce thème rassemble la majorité des contributions françaises.

Le thème II porte sur «l'utilisation des essais et de l'auscultation dans la conception et l'exécution des ouvrages au rocher». Il rassemble le plus grand nombre de communications individuelles : une centaine, dont quatre françaises, et une importante communication de groupe du Comité Français de Mécanique des Roches qui fait le point des méthodes et des résultats d'auscultations et de détermination in situ du comportement des massifs rocheux au cours des travaux les plus récents en France. Le Rapporteur général fut John Franklin (Canada), sous la présidence de E. Fumagalli (I), et les lecteurs furent B. Kujundzic (Y), G. Lombardi (CH) et W. Wittke (RFA), respectivement à propos de l'utilisation, du

choix et de l'interprétation à l'aide de modèles numériques, des essais et mesures de mécanique des roches.

Le thème III aborde la liaison entre les projets d'ouvrages souterrains et les méthodes d'exécution, sous la présidence du Pr. Leopold Müller (Autriche). Le rapport général très approfondi de M. Prader (CH) fut complété par les réflexions de A.M. Muir Wood (UK) sur les aspects pratiques des modèles conceptuels et la recherche d'un équilibre entre l'empirisme du constructeur et la théorie, qui progresse fortement. L'interprétation du comportement différé des ouvrages souterrains pendant et après l'exécution fut exposé par Marc Panet (F), puis M. Brännfors (S) donnait le point de vue de l'Entrepreneur sur le thème, qui regroupe trente-deux communications individuelles ; la participation française consiste en une communication de groupe national portant sur les récents développements dans l'approche géotechnique de l'abattage mécanisé en France.

Pour le thème IV, sous la présidence de A. Silverio, M.A. Kanji (B) rédigea le rapport général sur les «mouvements en surface provoqués par les travaux d'excavation». L'illustration de ce thème était en partie prévue par le regretté Jere Jennings (RSA), malheureusement décédé le 26 août ! c'est O. Steffen qui lui rendit un sincère hommage par un exposé sur le thème qui lui était cher : l'instabilité des versants des mines à ciel ouvert. J.A.S. Salas (E) présentait l'étude de deux cas de subsidence et P. Sembenelli (I), celle des mouvements secondaires durant les travaux d'excavation.

Les contributions à ce thème sont de vingt-six communications individuelles, dont une seule française.

La séance de discussions préparées et libres sur les thèmes I «Comportement rhéologique» et II «Essais et auscultation» fut animée et dirigée par Pierre Londe (F).

Au troisième jour du congrès, une journée consacrée à des excursions et visites techniques ménagea une fructueuse détente dans le cadre ensoleillé des Alpes Suisses, du Jura et des cités helvétiques : route des Diablerets, route du col du Simplon, travaux et centre de recherches à Lausanne et Genève...

Plusieurs réunions du Conseil de la Société Internationale eurent lieu pendant cette manifestation, au cours des-

quelles furent élus les nouveaux présidents et vice-présidents de la Société pour la nouvelle session 1979-1983 : Succédant à notre compatriote, le Professeur Pierre Habib, auquel nous rendons hommage pour son œuvre incessante dans la Société Internationale et le Comité Français, c'est le Professeur Walter Wittke de l'Institut des Fondations et de Mécanique des Sols et des Roches de l'Ecole Supérieure de Technologie de Rhénanie Westphalie à Aix-la-Chapelle qui a été élu Président international. Les Vice-Présidents étant :

A. Chaoui (Maroc) pour l'Afrique ;  
Minoru Yoshida (Japon) pour l'Asie ;  
S. Uriel Romero (Espagne) pour l'Europe ;  
Thomas C. Atchison (USA) pour l'Amérique du Nord ;  
Oreste Moretto (Argentine) pour l'Amérique du Sud ;  
William E. Bamford (Australie) pour l'Australasie.

A. Silverio (Portugal) accepte de continuer sa tâche de Secrétaire général pour la nouvelle session.

Au cours de ses réunions, le Conseil de la SIMR ratifie également l'adhésion des nouveaux groupes nationaux de Tchecoslovaquie, République Populaire de Chine et d'Asie du Sud-Est, premier groupe multinational, ainsi que la proposition du groupe national australien de tenir le prochain congrès de la Société à Melbourne en 1983.

D. Fourmaintraux

#### *N.D.L.R.*

Les comptes rendus de ce quatrième congrès international de Mécanique des Roches ont été édités par A.A. Balkema, P.O. Box 1675, Rotterdam, Netherlands. Volumes I (846 pages) et II (729 pages), 21 x 29,7 cm  
Volume II à paraître en août 1980  
Prix : U.S. dollars : 210 — F.F. : 850

#### *Livres reçus :*

#### **Méthodes numériques dans les sciences de l'ingénieur**

Collection «Dunod Technique», Dunod, 1979  
Série Turquoise (mathématiques appliquées)  
640 pages, 15x5 x 24 cm, cartonné  
ISBN 2-04-010916-1

Les récents développements de l'analyse numérique ont profondément influencé l'évolution de la science et de la technique. La résolution des problèmes importants, dans des domaines aussi variés que le bâtiment, les travaux publics, l'aéronautique, l'hydraulique, etc., a exigé le développement de nouvelles techniques avancées d'analyse numérique.

Ces techniques de mathématiques appliquées recouvrent la modélisation par éléments finis, l'analyse aux limites, les méthodes d'optimisation, les inéquations variationnelles, la résolution d'équations intégrales.

L'ouvrage bilingue, réalisé sous la direction technique de E. Absi et R. Glowinski, regroupe les 52 communications (14 en anglais, 38 en français) présentées au premier congrès international organisé par le Groupe pour l'Avancement des Méthodes Numériques de l'Ingénieur (G.A.M.N.I.) par des spécialistes des thèmes suivants :

- Méthode des éléments finis (résultats récents) (7 communications)
- Optimisation et conception optimale (7 communications)
- Comportement non linéaire (4 communications)
- Comportement élastoplastique (9 communications)
- Mécanique des fluides (13 communications)
- Homogénéisation et matériaux composites (4 communications)
- Mécanique de la rupture (1 communication)
- Transport énergétique (3 communications)
- Logiciel numérique (4 communications)

Cette rencontre de spécialistes de haut niveau international, en permettant l'échange de leurs expériences multiples et variées et la définition des orientations de recherche pour l'avenir, a donné sa richesse au présent ouvrage.

Ingénieurs des domaines précités, universitaires et chercheurs pourront trouver dans «Méthodes numériques dans les sciences de l'ingénieur» les informations qu'ils souhaitent sur les modes avancés d'analyse numérique.

#### **Les ouvrages en terre armée — Recommandations et règles de l'art**

SETRA — Documentation  
46, av. Aristide-Briand — B.P. 100 — 92223 Bagneux  
Bagneux, SETRA, Paris, LCPC, 1979  
21 x 29,7 — 195 p. — graph. — photog. — fig.

Ce document offre à tous les utilisateurs un ensemble très complet : principes de conception, règles de justification, spécifications sur les matériaux, règles d'exécution et de contrôle, et principes de surveillance. Plusieurs éléments nouveaux relatifs à la conception, au calcul et à la surveillance des ouvrages d'art en général y ont été introduits :

- la notion de durée de service minimale,
- des méthodes de calcul en accord avec les nouvelles directives sur le calcul des structures (DCC de 1979),
- enfin les principes de surveillance générale d'un ouvrage d'art, qui ne peuvent être séparés de la notion de durée de service.

# REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE 1979

## Index des articles

- Analyse critique de la théorie de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi*  
Tavenas (F.), Brucy (M.), Magnan (J.P.), La Rochelle (P.), Roy (M.) numéro 7, page 29
- Capacité portante des semelles filantes*  
Matar (M.), Salençon (J.) numéro 9, page 51
- Choix de la profondeur de reconnaissance pour les fondations superficielles*  
Cordary (D.), Giroud (J.P.), Obin (J.P.) numéro 7, page 57
- Classification géotechnique des craies du nord utilisée pour l'étude de stabilité des carrières souterraines (une)*  
Bonvallet (J.) numéro 8, page 5
- Comportement des roches au cours de la rupture : applications à l'interprétation d'essais sur des tubes épais*  
Berest (P.), Bergues (J.), Nguyen Minh Duc numéro 9, page 5
- Concepts d'état limite et d'état critique et leurs applications pratiques à l'étude des argiles (les)*  
Tavenas (F.), Leroueil (S.) numéro 6, page 27
- Contrôle du compactage des tranchées PTT par le pénétromètre statique*  
Bonnifet (R.), Bérenguer (R.), Sanglerat (G.) numéro 9, page 13
- Détermination d'une loi de comportement pour le cisaillement des sols pulvérulents – application au calcul d'essais triaxiaux*  
Monnet (J.), Gielly (J.) numéro 7, page 45
- Etude expérimentale d'une paroi moulée ancrée par quatre nappes de tirants*  
Josseaume (H.), Stenne (R.) numéro 8, page 51
- Expérimentation en vraie grandeur d'un rideau de palplanches*  
Gigan (J.P.) numéro 8, page 27
- Géologie et génie civil des ouvrages souterrains sous la chaîne du Chat et de l'Epine (Savoie)*  
Darcy (J.) numéro 6, page 51
- Hétérogénéités dans les massifs rocheux et stabilité des tunnels*  
Dejean (M.), Duffaut (P.) numéro 6, page 19
- Incidence des conditions d'exécution et du délai de repos sur le comportement et la portance des fondations forcées*  
Bustamante (M.), Gouvenot (D.) numéro 6, page 5
- Interprétation géotechnique des courbes de réponse de l'excitation harmonique d'un pieu*  
Davis (A.), Guillermain (P.) numéro 8, page 15
- Mesure de la profondeur des fondations par micro sismique transparence*  
Hurtado (J.) numéro 6, page 65
- Méthode de calcul du comportement des pieux à l'arrachement*  
Boulon (M.), Desrues (J.), Foray (P.) numéro 7, page 11
- Méthode de prévision des pressions interstitielles*  
Boulon (M.), Darve (F.), Flavigny (E.), Forgue (M.) numéro 9, page 27
- Nouveau dispositif expérimental pour l'étude de la rhéologie des roches*  
Fine (J.), Tijani (S.M.), Vouille (G.) numéro 8, page 23
- Particularités du comportement mécanique des craies : rôle de l'eau – rupture sous contrainte hydrostatique*  
Hazebrouck (R.), Duthoit (B.) numéro 8, page 45
- Poinçonnement d'un sol élastique anisotrope*  
Dahan (M.) numéro 7, page 5
- Réflexion sur le battage des pieux*  
Gonin (H.) numéro 9, page 41
- Séismicité induite par les lacs réservoirs dans son contexte géologique (la)*  
Gévin (P.) numéro 7, page 23

## Index des auteurs

- Bérenghier (R.) voir Bonnifet (R.)
- Berest (P.), Bergues (J.), Ngyuen Minh Duc  
*Comportement des roches au cours de la rupture : applications à l'interprétation d'essais sur des tubes épais* numéro 9, page 5
- Bergues (J.) voir Berest (P.)
- Bonnifet (R.), Bérenghier (R.), Sanglerat (G.)  
*Contrôle du compactage des tranchées PTT par le pénétromètre statique* numéro 9, page 13
- Bonvallet (J.)  
*Une classification géotechnique des craies du nord utilisée pour l'étude de stabilité des carrières souterraines* numéro 8, page 5
- Boulon (M.), Darve (F.), Flavigny (E.), Forgue (M.)  
*Méthode de prévision des pressions interstitielles* numéro 9, page 27
- Boulon (M.), Desrues (J.), Foray (P.)  
*Méthode de calcul du comportement des pieux à l'arrachement* numéro 7, page 11
- Brucy (M.) voir Tavenas (F.)
- Bustamante (M.), Gouvenot (D.)  
*Incidence des conditions d'exécution et du délai de repos sur le comportement et la portance des fondations forées* numéro 6, page 5
- Cordary (D.), Giroud (J.P.), Obin (J.P.)  
*Choix de la profondeur de reconnaissance pour les fondations superficielles* numéro 7, page 57
- Dahan (M.)  
*Poinçonnement d'un sol élastique anisotrope* numéro 7, page 5
- Darcy (J.)  
*Géologie et génie civil des ouvrages souterrains sous la chaîne du Chat et de l'Épine (Savoie)* numéro 6, page 51
- Darve (F.) voir Boulon (M.)
- Davis (A.), Guillermain (P.)  
*Interprétation géotechnique des courbes de réponse de l'excitation harmonique d'un pieu* numéro 8, page 15
- Dejean (M.), Duffaut (P.)  
*Hétérogénéités dans les massifs rocheux et stabilité des tunnels* numéro 6, page 19
- Desrues (J.) voir Boulon (M.)
- Duffaut (P.) voir Dejean (M.)
- Duthoit (B.) voir Hazebrouck (R.)
- Fine (J.), Tijani (S.M.), Vouille (G.)  
*Nouveau dispositif expérimental pour l'étude de la rhéologie des roches* numéro 8, page 23
- Flavigny (E.) voir Boulon (M.)
- Foray (P.) voir Boulon (M.)
- Forgue (M.) voir Boulon (M.)
- Gévin (P.)  
*La sismicité induite par les lacs réservoirs dans son contexte géologique* numéro 7, page 23
- Gielly (J.) voir Monnet (J.)
- Gigan (J.P.)  
*Expérimentation en vraie grandeur d'un rideau de palplanches* numéro 8, page 27
- Giroud (J.P.) voir Cordary (D.)
- Gonin (H.)  
*Réflexion sur le battage des pieux* numéro 9, page 41
- Gouvenot (D.) voir Bustamante (M.)
- Guillermain (P.) voir Davis (A.)
- Hazebrouck (R.), Duthoit (B.)  
*Particularités du comportement mécanique des craies : rôle de l'eau — rupture sous contrainte hydrostatique* numéro 8, page 45
- Hurtado (J.)  
*Mesure de la profondeur des fondations par micro sismique transparence* numéro 6, page 65
- Josseaume (H.), Stenne (R.)  
*Étude expérimentale d'une paroi moulée ancrée par quatre nappes de tirants* numéro 8, page 51
- La Rochelle (P.) voir Tavenas (F.)
- Leroueil (S.) voir Tavenas (F.)
- Magnan (J.P.) voir Tavenas (F.)
- Matar (M.), Salençon (J.)  
*Capacité portante des semelles filantes* numéro 9, page 51
- Monnet (J.), Gielly (J.)  
*Détermination d'une loi de comportement pour le cisaillement des sols pulvérulents — application au calcul d'essais triaxiaux* numéro 7, page 45
- Ngyuen Minh Duc voir Berest (P.)
- Obin (J.P.) voir Cordary (D.)
- Roy (M.) voir Tavenas (F.)
- Salençon (J.) voir Matar (M.)
- Sanglerat (G.) voir Bonnifet (R.)
- Stenne (R.) voir Josseaume (H.)
- Tavenas (F.), Brucy (M.), Magnan (J.P.), La Rochelle (P.), Roy (M.)  
*Analyse critique de la théorie de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi* numéro 7, page 29
- Tavenas (F.), Leroueil (S.)  
*Les concepts d'état limite et d'état critique et leurs applications pratiques à l'étude des argiles* numéro 6, page 27
- Tijani (S.M.) voir Fine (J.)
- Vouille (G.) voir Fine (J.)

# 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.

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 de l'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'édition, 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<sup>e</sup> 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 (es-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  
 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 Pulvérisé* » — Thèse présentée à l'Université de Paris, soutenue le 15 Juin 1961, Procédings of the 5<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering — Paris.

5 Les tableaux seront dactylographiés séparément et fournis en triple exemplaire (format 210 x 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 suivante leur ordre d'apparition. Ne pas utiliser d'abréviations autres que les unités ou symboles dans les tableaux. Eventuellement, numérotter les diverses colonnes des tableaux afin d'en faciliter l'explication et l'illustration dans le texte.

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

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

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

Tout symbole manuscrit ou pouvant faire l'objet de confusion doit être identifié en marge (par exemple : prime et 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 naturels ou vulgaires (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

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

portera un soin particulier à l'emploi des accolades, crochets et parenthèses en respectant la hiérarchie suivante :

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

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

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-







