

# REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

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

N°38

124 F

1<sup>er</sup> TRIMESTRE 1987

**P**resses de l'école nationale des  
**Ponts et chaussées**



# REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

*Directeur de la Publication* : P. Habib

*Président du Comité de Direction* : B. Hirsch

*Comité de Direction* : J. Salençon — M. Panet — M. Rat — B. Mandagaran

*Directeur du Comité de Rédaction* : P. Londe

*Comité de Rédaction* :

E. Absi — F. Bonnechère — C. Bordet — P. Duffaut — J. Goguel — J. Kérisel —  
P. La Rochelle — G. L'Héritau — L. Parez — F. Schlosser

*Secrétaire* : B. Mandagaran

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 — 0529

Revue trimestrielle

Abonnement 1987 (numéros 38 à 41) franco : 435 F

Prix au numéro franco : 124 F  
(valable également pour les numéros anciens)

Sommaires des numéros anciens sur demande.

La revue est expédiée par avion dans les D.O.M.-T.O.M. et à l'étranger.

Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées  
28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris

Les articles publiés dans cette revue n'engagent que la responsabilité de leurs auteurs.  
Tous droits de reproduction, de traduction et d'adaptation réservés pour tous pays.

© 1987

**Presses** de l'école nationale des  
**Ponts et chaussées**



# REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

N° 38  
1<sup>er</sup> TRIMESTRE 1987

## sommaire

sur une approche intégrée de l'interaction sismique sol-structure  
**D. Aubry**

120010 5 —

comportement aux séismes des tunnels et des ouvrages souterrains dans les sols  
**M. Panet**

120011 25 —

étude des matériaux marneux utilisés pour la construction du barrage de Montbel (09)  
**E. Alonso - D. Loudière - P. Morlier**

120012 DIRR 33 —

mesure de l'affouillement maximum dû à une crue par diagraphie radio-activité naturelle  
après la crue  
**C. Mieussens**

120013 DIRR 51 —

derniers développements dans le clouage des sols  
**C. Louis**

120014 61 —

**informations**

69

notes de lecture

71

index par thèmes des articles publiés (n°s 1 à 37)

73

consignes de rédaction des articles

77



# sur une approche intégrée de l'interaction sismique sol-structure\*

## on a unified approach to linear seismic soil-structure interaction analysis

Denis AUBRY

École Centrale de Paris\*\*, Professeur

### Résumé

Grâce à l'utilisation du principe des travaux virtuels, il est possible de présenter une approche unifiée de l'interaction sismique sol-structure mettant en évidence les sollicitations exercées d'un système sur l'autre adaptées à la cinématique de chaque domaine. La considération du problème sismique au niveau de la fondation est avantageuse car celle-ci peut souvent être considérée comme rigide.

Le raisonnement en sous-structures développé ici ne repose que sur l'hypothèse de linéarité du comportement. Cette hypothèse restrictive étant retenue, le problème complet de l'interaction est envisagé en insistant sur une utilisation d'un champ sismique local le plus riche possible. Divers types de fondations sont envisagés. Le traitement numérique n'est développé que le plus tardivement possible de manière à laisser la voie ouverte aux techniques les plus adaptées et à la mise en œuvre de méthodes simplifiées.

Cette approche modulaire permet d'utiliser en tant que de besoin divers outils, en particulier tout code classique de calcul dynamique des structures.

### Abstract

*The principle of virtual work provides an integrated tool to the analysis of seismic soil-structure interaction with a rational definition of the interaction forces between the different components by taking into account the kinematic assumptions relative to each subsystem. Using the foundation displacements as the primary dependant variables is interesting for the foundation may often assumed to be rigid.*

*The substructure approach presented in this paper relies solely on the assumption of linearity of soil behaviour. With this restrictive hypothesis in mind the full interaction problem is tackled with special emphasis on the necessity to incorporate a qualified seismic free field accounting possible local site effects. Several foundation types are discussed. The numerical techniques are considered only when all the equations of the continuous media have been established in order to implement only those well adapted to each subsystem or to let the possibility of constructing simplified analysis.*

*The presented modular approach allows to use when needed already existing tools especially any standard structural dynamics software.*

\* « Communications aux Journées communes C.F.M.S./A.F.P.S. des 18 et 19 novembre 1986 sur le thème : fondations, propriétés des sols et impératifs sismiques. »

\*\* 92295 Châtenay Malabry Cedex.

## 1. INTRODUCTION

Lors de ces dix dernières années, de nombreux travaux ont considérablement amélioré l'état des connaissances dans le domaine de l'interaction sismique sol-structure (ISSS) à la fois du point de vue des méthodes de calculs, des études expérimentales et de l'évaluation des enregistrements des données sismiques. Dans la pratique, les méthodes ont cependant moins évolué : une représentation du sol par des ressorts et amortisseurs concentrés indépendants de la fréquence ajustés en considérant le sol comme un demi-espace élastique homogène est encore souvent utilisé ainsi que la méthode des éléments finis directe en bidimensionnel pour des sites hétérogènes.

Un certain nombre de résultats ont été mis en évidence sur l'influence d'un substratum très profond, de l'hétérogénéité du sol, des ondes de surface, de la forme et de la profondeur des fondations, ou de leur souplesse. Les deux approches précédentes ne permettent pas aisément de prendre en compte ces divers aspects.

Une autre difficulté importante réside dans la modélisation du comportement du sol. En effet, le sol est un matériau poreux très fortement anélastique, les pores étant très souvent occupés par de l'eau. Des lois de comportement récemment proposées dans la littérature (HUJEU [33]) reposant sur la théorie de l'élasto-plasticité et appliquées aux contraintes effectives permettent actuellement de reproduire les aspects essentiels de ce comportement. Des modèles de milieux poreux généralisant la théorie de Biot sont capables de prendre en compte la propagation des ondes en milieu biphasique (MODARESSI [57]). Cependant l'inconvénient actuel de cette approche est qu'elle reste encore très coûteuse de mise en œuvre. La détermination des paramètres in situ de modèles complexes pose également des difficultés considérables surtout si l'on veut explorer des domaines de déformations importantes. La mise en œuvre de tels calculs ne sera pas abordée dans ce travail. Cependant lorsque les non-linéarités sont concentrées à l'interface sol-fondation sous forme de lois de frottement, une approche complète est encore possible comme nous le verrons à la fin.

Lorsqu'une modélisation linéaire, incluant la viscoélasticité, le comportement hystérétique ou la technique non linéaire équivalente, est acceptable, il est possible de traiter le problème complet de l'interaction sol-structure. En utilisant des techniques de sous-structures le problème complet tridimensionnel de l'ISSS peut être abordé à l'heure actuelle à un coût raisonnable. Cette approche permet de développer des outils adaptés à chaque domaine : site géologique, site géotechnique, fondations, structure. Des phénomènes complexes, mentionnés plus haut, tels que : effets locaux de site, ondes de surface, interaction structure-sol-structure, fondations flexibles et/ou profondes peuvent être pris en compte. Les développements proposés dans ce travail, en ne faisant que cette seule hypothèse de linéarité tentent d'élaborer une approche intégrée des effets de propagation d'ondes et de vibrations dans un système aussi hétérogène.

## 2. MOUVEMENT SISMIQUE EM CHAMP LIBRE ET EFFET LOCAL DE SITE

En utilisant des techniques développées en sismologie (AKI [1]) il est maintenant possible de produire des accélérogrammes synthétiques significatifs de la source et prenant en compte l'hétérogénéité en profondeur. Des difficultés subsistent à haute fréquence mais certains aspects tels que : effets de source, propagation source-site, directivité, effets locaux de site et corrélation entre les composantes du mouvement sismique peuvent être modélisés d'une manière unifiée, rationnelle et consistante. La prise en compte quantitative complète de la sismicité est encore coûteuse car de nombreuses échelles de grandeur différentes interviennent depuis la source jusqu'au voisinage de la structure.

Avant d'élaborer les outils dont nous aurons besoin dans l'analyse de l'interaction sol-structure, il est important de rappeler les effets de propagation des ondes sismiques car elles représentent la véritable sollicitation sur la structure bien qu'il ne soit pas défini directement en terme conventionnel de forces extérieures. Pour des ondes SH *inclinées* incidentes sur une fondation superficielle le mouvement sismique induit horizontal est considérablement filtré avec la fréquence, alors qu'un mouvement de *torsion* en quart de phase se manifeste à ces fréquences. Le même phénomène se produit pour des ondes P, SV *inclinées* ou de Rayleigh avec cette fois-ci un *balancement* induit important [41] [42] [51] [87]. Ces résultats peuvent être accentués pour des fondations profondes [73]. Ces observations au niveau de la fondation ne sont pas sans conséquence au sein de la structure : des ondes SH *inclinées* réduisent les fonctions de transfert à plus haute fréquence, mais peuvent exciter des modes de torsion des structures [3] [29] [30] [34] [49].

Plusieurs échelles interviennent dans la mise en œuvre de l'interaction sol-structure. La première échelle est celle qui est prise en compte dans les calculs sismiques en champ proche de la source. A ce niveau seules interviennent les grandes irrégularités géologiques verticales et le processus de rupture de la faille. La surface du sol apparaît horizontale et bien sûr la structure n'est pas visible. Le signal sismique calculé à la surface horizontale est le *champ libre*. Si l'on regarde la surface libre d'un peu plus près, les irrégularités apparaissent au niveau de la géologie de surface telles que celles dues à une vallée sédimentaire, qui définira une deuxième échelle. A cette échelle les ondes du champ sismique libre sont diffractées sur cette structure géologique si bien qu'à la surface libre le mouvement sismique sera perturbé par l'effet local de site pour donner le *champ local*. Une troisième échelle celle de l'interaction sol-structure intervient enfin lorsqu'en s'approchant encore de la surface libre, la structure apparaît, donnant lieu à une deuxième diffraction dont le résultat sera le *champ sismique induit*.

### 2.1. Le champ sismique local

La mise en œuvre du problème complet de l'ISSS, en particulier dans le cas de fondations profondes impose

de connaître les accélérations non seulement en surface mais également en profondeur. En général, l'accélération en profondeur décroît quel que soit le type d'ondes incidentes. La contribution des ondes de Rayleigh est souvent faible et décroît avec la fréquence dans les couches sédimentaires, même si elle est plus importante dans les roches. Des études récentes en sismologie (BARD et al. [11] [12] [13] [14], OHTSUKI et al. [64] [65], TRIFUNAC [71], WONG [88]) permettent à l'heure actuelle de mieux comprendre l'influence de divers paramètres.

BARD définit l'effet de site d'origine structural comme l'ensemble des effets liés à la structure géométrique du sol et du sous-sol : topographie de surface, interfaces entre différentes formations géologiques. Les longueurs d'ondes caractéristiques vont de 10 m à 10 km. Le premier effet bien connu est lié à la stratification plane et aux résonances qui peuvent se développer. Le deuxième effet est lié aux variations latérales tels que des reliefs topographiques ou des remplissages sédimentaires : une augmentation notable des dégâts au sommet de reliefs avec une amplification considérable surtout des mouvements horizontaux est souvent observée. D'une manière générale, une frontière convexe amplifie les mouvements, le contraire se produisant dans le cas d'une frontière concave : dans une vallée l'amplification se produit surtout au bord. Il convient de noter que les effets peuvent créer des ondes de surface loin de la structure.

Les contrastes de propriétés mécaniques amplifient encore les effets de géométrie. L'angle d'incidence des ondes sur ces structures géologiques joue un rôle important et des mouvements différentiels de torsion, flexion, bascule peuvent être créés. Dans le cas de couverture sédimentaire l'amplification est maximale pour une incidence verticale. Les hétérogénéités latérales créent des modes typiquement bidimensionnels avec des ondes de surface piégées. Les effets de site ont également des répercussions sur la durée du signal sismique en surface.

Dans les développements qui vont suivre le champ sismique dont il sera question sera toujours le *champ sismique local* incorporant les effets de source et de site. Les échelles géologiques de source et de site sont supposées d'ordres de grandeur supérieurs à l'échelle géotechnique si bien que la source et les irrégularités de site sont supposées rejetées à l'infini par rapport aux dimensions de la structure et de la fondation. Cette hypothèse permet à l'évidence de bien séparer les problèmes mais elle introduit de manière essentielle le caractère non borné du domaine de sol à envisager dans le cadre de l'ISSS.

### 3. CAS D'UNE FONDATION RIGIDE

Il s'agit, en quelque sorte du problème canonique de l'interaction sol-structure. Cette hypothèse de rigidité de la fondation est souvent faite et justifiée dans la pratique comme nous le discuterons plus loin. La schématisation des trois domaines : sol, fondation, structure doit être abordée en tenant compte des cinématiques différentes de ces systèmes.

### 3.1. Modélisation des trois domaines

Dans ce paragraphe, les équations nécessaires à la modélisation de l'interaction entre un sol hétérogène viscoélastique, une fondation et une structure élastique linéaire sont rappelées. Aucune méthode numérique n'est envisagée à ce stade. En tenant compte des hypothèses cinématiques dans chaque domaine il est possible de décomposer le problème global en sous-problèmes de tailles plus petites dont ensuite la solution avec des méthodes adaptées pourra être envisagée [4] [5] [52]. La géométrie du problème est indiquée sur la figure ci-dessous ainsi que les notations qui seront employées par la suite.

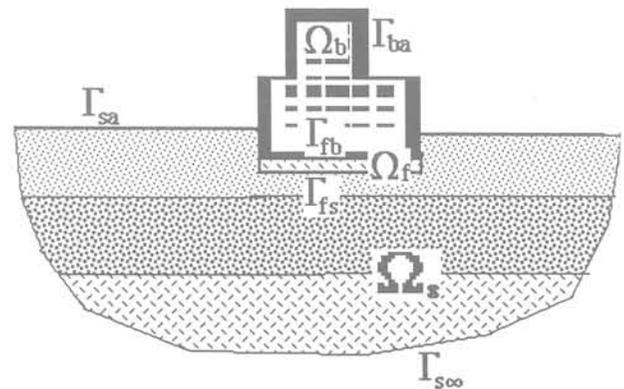


Fig. 1. — Schéma et définition des domaines.

La sollicitation sismique est modélisée par le champ sismique local  $u_1(x, \omega)$ , supposé donné et dépendant de la variable spatiale  $x$  et de la fréquence  $\omega$ . Nous utiliserons d'une manière générale les notations suivantes pour deux champs scalaires  $p$  et  $q$  et deux champs vectoriels  $u$  et  $v$  définis sur un domaine  $\Omega_\alpha$  :

$$(p, q)_\alpha = \int_{\Omega_\alpha} p(x) q(x) dV$$

$$(u, v)_\alpha = \int_{\Omega_\alpha} u(x) \cdot v(x) dV$$

et pour toute frontière surfacique  $\Gamma_\alpha$  :

$$\langle p, q \rangle_\alpha = \int_{\Gamma_\alpha} p(x) q(x) dS$$

$$\langle u, v \rangle_\alpha = \int_{\Gamma_\alpha} u(x) \cdot v(x) dS$$

Pour deux tenseurs  $s$  et  $t$  le produit contracté suivant est utilisé :

$$(s, t)_\alpha = \sum_{i,j} \int_{\Omega_\alpha} s_{ij}(x) \cdot t_{ij}(x) dV, \quad i, j = 1, 6$$

On emploiera le double indice  $\alpha\beta$  dans la notation ci-dessus à l'interface  $\Gamma_{\alpha\beta}$  entre deux domaines  $\Omega_\alpha$  et  $\Omega_\beta$ . Enfin  $\rho_\alpha$  désigne la masse volumique du matériau constitutif du domaine  $\Omega_\alpha$ .

### 3.2. Élastodynamique du sol

Le sol occupant le domaine  $\Omega_s$  est modélisé par les équations de Navier de l'élastodynamique.

L'ensemble du problème étant linéaire, il est alors classique de travailler dans le domaine des fréquences. Il suffit que la transformée de Fourier du champ sismique ait été calculée au préalable. Si des variables transitoires sont nécessaires au dimensionnement (efforts maximaux dans la structure par exemple) il conviendra d'effectuer une transformée inverse à la fin. Le champ de déplacement total  $u_s$  dans le sol doit également vérifier des conditions aux limites :

- de surface libre sur  $\Gamma_s$ ,
- internes de continuité de déplacements et de vecteurs contraintes à l'interface entre les couches,
- de continuité de déplacements à l'interface avec la fondation :

$$(1) \quad u_s = u_f \quad \text{sur } \Gamma_{sf}$$

- à l'infini de manière à se raccorder avec le champ sismique de site :

$$(2) \quad u_s = u_i \quad \text{sur } \Gamma_{s\infty}$$

### 3.3. Dynamique de la fondation rigide

La fondation étant supposée rigide, le champ de déplacements de celle-ci est paramétré par six degrés de liberté  $c_m$  associés à six fonctions de base  $L_m$  ( $m = 1,6$ ). Les trois premiers de degré de liberté sont par exemple les trois translations et les trois derniers correspondent à des rotations linéarisées autour du centre de gravité de telle sorte que le déplacement de la fondation s'écrit :

$$(3) \quad u_f = \sum_m c_m L_m \quad m = 1,6$$

Afin de décrire la mécanique de systèmes ayant des cinématiques distinctes le principe des travaux virtuels [74] s'avère être l'outil adéquat. En utilisant les notations qui ont été définies au début de ce paragraphe, celui-ci appliqué à la fondation rigide s'écrit :

$$(4) \quad -\omega^2 (\rho_f u_f, v_f)_f \\ = - \langle t_s(u_s), v_f \rangle_{sf} - \langle t_b(u_b), v_f \rangle_{bf}$$

pour tout déplacement  $v_f$  cinématiquement admissible de la fondation. Cette dernière équation est immédiatement équivalente au système suivant :

$$(5) \quad -\omega^2 \sum_m c_m (\rho_f L_m, L_n)_f \\ = - \langle t_s(u_s), L_n \rangle_{sf} - \langle t_b(u_b), L_n \rangle_{bf}, \\ n = 1,6$$

### 3.4. Élastodynamique de la structure

Soient  $u_b$ ,  $\sigma_b(u_b)$ ,  $t_{bf}(u_b)$  respectivement le champ de déplacements réels, le champ de contraintes dans la structure et le champ de vecteurs contraintes sur  $\Gamma_{bf}$ . Soit  $v$  un champ de déplacements virtuels cinématiquement

admissibles, c'est-à-dire respectant les conditions d'encastrement de celle-ci sur sa base. Le principe des travaux virtuels appliqué à la structure  $\Omega_b$  en élastodynamique dans le domaine des fréquences s'écrit :

$$(6) \quad -\omega^2 (\rho_b u_b, v)_b + (\sigma(u_b), \varepsilon(v))_b = 0$$

A cette étape la structure est considérée comme un solide tridimensionnel. Les conditions aux limites imposées aux déplacements de la structure sont les suivantes :

- conditions de surface libre au contact avec l'air, mais celle-ci est automatiquement prise en compte par le principe des travaux virtuels,
- à l'interface avec la fondation, celle-ci étant supposée rigide, les déplacements de la structure doivent être égaux aux déplacements du sol  $u_f$  :

$$(7) \quad u_b = u_f \quad \text{sur } \Gamma_{bf}$$

*Remarque :* Dans le cas de plate-forme off-shore, la structure vibre au sein d'un fluide ; il convient de remplacer la condition de surface libre par une condition de raccord avec le fluide. A l'interface entre la structure et le fluide, ce dernier impose la pression :

$$t_{bf}(u_b) = p n_{ff} \quad \text{sur } \Gamma_{bff}$$

où  $p$  et  $n_{ff}$  désignent respectivement la pression dynamique dans le fluide et la normale extérieure au domaine correspondant. Il faut ensuite ajouter une condition de continuité du déplacement normal. Les méthodes développées dans (AUBRY, CRÉPEL [10]) permettent de généraliser l'analyse présentée ici.

### 3.5. Décomposition du déplacement du sol

A ce stade, il est intéressant d'introduire deux décompositions successives du déplacement total du sol, l'une associée à la condition à l'infini, l'autre au mouvement de la fondation. De même dans la structure, il est intéressant de décomposer le déplacement en un déplacement associé au mouvement de la fondation, l'autre à la flexibilité de la structure. Pour se débarrasser de la condition aux limites non homogène sur  $\Gamma_{s\infty}$ , on introduit le champ diffracté total  $u_d$  tel que :

$$(8) \quad u_s = u_f + u_d \quad \text{dans } \Omega_s$$

La linéarité globale du problème entraîne que toutes les équations et conditions aux limites homogènes que  $u_s$  et  $u_f$  vérifient sont également vérifiées par  $u_d$ . Les seules différences se produisent sur  $\Gamma_{s\infty}$  et  $\Gamma_{sf}$ . Par différence, on en déduit immédiatement les conditions imposées à  $u_d$  à partir de (2) et (3) :

$$(9) \quad u_d = 0 \quad \text{sur } \Gamma_{s\infty}$$

$$u_d = -u_f + \sum_m c_m L_m \quad \text{sur } \Gamma_{sf}$$

La dernière équation suggère une deuxième décomposition du champ de déplacement total  $u_s$  dans le sol en associant à chaque type de conditions aux limites un champ de déplacement dans le sol. On définit ainsi les

champs  $u_{do}$  et  $u_{dm}$  ( $k = 1,6$ ) solutions de 7 problèmes d'élastodynamique. Chacun de ces champs doit vérifier les équations homogènes de Navier dans  $\Omega_s$ , de surface libre sur  $\Gamma_s$ , de radiation à l'infini sur  $\Gamma_{s\infty}$ . Ils diffèrent seulement sur  $\Gamma_{sf}$  au contact avec la fondation :

$$(10) \quad u_{do} = -u_i \text{ sur } \Gamma_{sf}$$

$$u_{dm} = L_m \text{ sur } \Gamma_{sf}$$

si bien que le mouvement total du sol s'écrit :

$$(11) \quad u_s = u_i + u_{do} + \sum_m c_m u_{dm} \quad \text{dans } \Omega_s$$

En reprenant la définition des champs ( $u_i, u_{do}, u_{dm}$ ) on vérifie aisément que  $u_s$  convient.

### 3.6. Décomposition du déplacement de la structure

A la décomposition du déplacement de la fondation, on associe naturellement la décomposition suivante du déplacement de la structure :

$$u_b = \sum_m c_m L_m + u_b^*$$

si bien que  $u_b^*$  représente le mouvement de celle-ci sur base fixe. Afin de réduire le nombre de degrés de liberté qui interviendront dans le problème couplé, il est agréable de représenter  $u_b^*$  sur la base des modes de vibration de la structure sur base rigide.

Appelons  $\phi^{bA}$  et  $\omega_A$  respectivement le mode et la fréquence propres associés. Ce couple vérifie les équations suivantes :

$$(\sigma_b(\phi^{bA}), \varepsilon(v))_b = \omega_A^2 (\rho_b \phi^{bA}, v)_b$$

$$\phi^{bA} = 0 \quad \text{sur } \Gamma_{bf}$$

$$t_b(\phi^{bA}) = 0 \quad \text{sur } \Gamma_{ba}$$

pour tout déplacement virtuel de la structure  $v$  cinématiquement admissible. En normalisant ces modes propres, on a alors la propriété classique :

$$(12) \quad (\sigma_b(\phi^{bA}), \varepsilon(\phi^{bB}))_b = \omega_A^2 \delta_{AB},$$

où  $\delta_{AB}$  désigne le symbole de Kronecker. En décomposant  $u_b^*$  sur les modes  $\phi^{bA}$ , on peut écrire :

$$(13) \quad u_b = \sum_m c_m L_m + \sum_A \alpha_A \phi^{bA}$$

On peut enfin reporter cela dans l'expression des travaux virtuels (6) en tenant compte de (12) :

$$(\omega_B^2 - \omega^2) \alpha_B = + \omega^2 \sum_m c_m (\rho_b L_m, \phi^{bB})_b$$

Ce qui montre, résultat intuitivement évident, que les amplitudes modales sont fonctions linéaires de chaque degré de liberté de la fondation. En reportant dans (13), on en déduit :

$$(14) \quad u_b = \sum_m c_m \{ L_m + \omega^2 \sum_A (\omega_A^2 - \omega^2)^{-1} (\rho_b L_m, \phi^{bA})_b \phi^{bA} \}$$

On définit alors la matrice de masse équivalente [52] de la structure  $M_b^*$  par :

$$(15) \quad M_b^*{}_{mm} = \sum_A \{ \omega_A^2 / (\omega_A^2 - \omega^2) \} (\rho_b L_m, \phi^{bA})_b (\rho_b L_n, \phi^{bA})_b$$

Celle-ci va intervenir dans le paragraphe suivant.

### 3.7. Équation fondamentale de l'ISSS

Si on reporte alors (12) dans (1), en tenant compte de (11) et de (3), on obtient l'équation suivante en détachant les termes liés au mouvement de la fondation et ceux qui en sont indépendants :

$$(16) \quad \sum_m c_m [ - \omega^2 (\rho_f L_m, L_n)_f + \omega^2 \{ \sum_A (\omega_A^2 - \omega^2)^{-1} (\rho_b L_m, \phi^{bA})_b \langle t_b(\phi^{bA}), L_n \rangle_{bf} \} + \langle t_s(u_{dm}), L_n \rangle_{sf} ] = - \langle t_s(u_i + u_{do}), L_n \rangle_{sf} \quad n = 1,6$$

Dans l'équation précédente, deux termes ayant une structure identique apparaissent relativement au sol et à la structure, ce sont respectivement :

$$(17) \quad K_{mn} = \langle t_s(u_{dm}), L_n \rangle_{sf}$$

$$(18) \quad B_{An} = \langle t_b(\phi^{bA}), L_n \rangle_{bf}$$

En utilisant la formule de Green dans (18), on obtient :

$$(19) \quad \langle t_b(\phi^{bA}), L_n \rangle_{bf} = (\sigma_b(\phi^{bA}), \varepsilon(L_n))_b + (\Delta^*(\phi^{bA}), L_n)_b = - \omega_A^2 (\rho_b \phi^{bA}, L_n)_b$$

en tenant compte du fait que  $L_n$  est un mouvement de corps rigide et que  $\phi^{bA}$  est un mode propre de vibration de la structure. Dans (16), on voit alors apparaître la matrice de masse équivalente de la structure  $M_b^*$ . En reportant enfin (17) d'une part et (19) et (15) d'autre part dans (16), on obtient le système fondamental de l'ISSS de six équations à six inconnues :

$$(20) \quad [ - \omega^2 \{ M_f + M_b^* \} + K ] c = F^*$$

où  $M_f$  représente la matrice de masse de la fondation rigide. L'ISSS est totalement contenue dans la matrice  $K$  et le second membre  $F^*$  qui représente le système de forces équivalent à la sollicitation sismique.

La matrice  $K$  s'appelle la matrice d'impédance du sol. Le calcul de cette matrice qui nécessite le calcul des champs rayonnés  $u_{dm}$  et des vecteurs contraintes à

l'interface avec la fondation résume *globalement* toute la connaissance apportée par la géotechnique : géométrie et propriétés mécaniques des couches souterraines, géométrie de la fondation [4]. La matrice de masse équivalente de la structure  $M_b^*$  doit être fournie par l'ingénieur des structures à partir des modes propres de la structure sur base fixe. Elle dépend de la distribution des masses et de la flexibilité de la structure. Le second membre  $F^*$  ne peut être calculé que si le sismologue fournit le champ sismique local  $u_i$  à l'interface entre le sol et la fondation donc éventuellement en profondeur si la fondation est enterrée [3].

Si les calculs qui ont mené au système de l'ISSS (20) ont pu sembler longs, il est remarquable que les coefficients de la matrice d'impédance ont une interprétation physique simple. Il suffit pour cela de revenir aux notations définies au début : si on prend pour  $L_n$  un terme de translation unitaire correspondant par exemple au vecteur de base  $e_j$ , on obtient :

$$K_{mn} = \int_{\Gamma_{sf}} t_s(u_{dm}) \cdot e_j dS = \int_{\Gamma_{sf}} \{t_s(u_{dm})\}_j dS$$

qui fait apparaître la composante numéro  $j$  de la résultante des forces développées par le champ de déplacements  $u_{dm}$ . D'une manière similaire si on prend pour  $L_n$  un terme de rotation autour de l'axe  $j$  :  $L_n = e_j \wedge x$ , on obtient :

$$K_{mn} = \int_{\Gamma_{sf}} (t_s(u_{dm}), e_j, x) dS$$

qui fait apparaître le moment des mêmes forces autour de cet axe.

La matrice d'impédance du sol est *complexe* pour deux raisons :

— lorsqu'on passe dans le domaine des fréquences, la viscoélasticité du sol que l'on peut traduire sous forme d'amortissement interne, introduit un terme complexe si bien que les champs  $u_{dk}$  sont en général complexes.

— le domaine de sol  $\Omega_s$  étant non borné, il y a, pour chacun des sept problèmes, transport d'énergie dû à la radiation des ondes à l'infini. Cette perte d'énergie est parfois appelée *l'amortissement géométrique*. La partie réelle de la matrice d'impédance peut physiquement être assimilée à un système de ressorts concentrés alors que la partie imaginaire à des amortisseurs [31]. Suivant le domaine de fréquences et si la stratification du sous-sol est complexe, la partie réelle peut devenir négative [37] [38] ; il est alors difficile de parler de ressort. Néanmoins on peut alors assimiler la partie réelle à une masse et on pourra parler comme en acoustique d'*accession à l'inertie*. La profondeur de la fondation augmente sensiblement les parties réelle et complexe de l'impédance. Le couplage entre tamis et balancement est également accentué [15] [27] [28] [29] [47].

Quelques propriétés de la matrice d'impédance peuvent être facilement établies en utilisant la formule de Green en élastodynamique stationnaire, pour un milieu non borné. En effet si  $u_1$  et  $u_2$  sont deux solutions des équations de Navier dans  $\Omega_s$ , vérifiant des conditions aux limites homogènes sur  $\Gamma_s$ , ainsi que des conditions de radiation à l'infini, on a :

$$(21) \quad \langle t_s(u_1), u_2 \rangle_{sf} - \langle t_s(u_2), u_1 \rangle_{sf} = 0$$

La matrice d'impédance est *symétrique* : il suffit d'appliquer la formule précédente à  $u_{dm}$  et  $u_{dn}$  et de tenir compte de (10). Les termes nuls de  $K$  résultent des symétries du problème appliquées à  $u_{dm}$ . En général, il y aura couplage entre l'excitation d'un degré de liberté «  $m$  » de la fondation et la force «  $n$  » sauf si les conditions de symétrie s'y opposent ; il faut alors étudier les symétries de  $u_{dm}$ .

L'analyse précédente a permis de montrer que le problème de l'ISSS, du point de vue du sol nécessitait la résolution de sept problèmes correspondant respectivement à  $u_{do}$  et ( $u_{dm}$ ,  $m = 1, 6$ ). Il est possible d'exprimer l'action sismique  $F^*$  directement en fonction de  $u_{dm}$  seulement. En effet, on a toujours en utilisant (21) :

$$\begin{aligned} \langle t_s(u_{do}), L_n \rangle_{sf} &= \langle t_s(u_{do}), u_{dn} \rangle_{sf} \\ &= \langle t_s(u_{dn}), u_{do} \rangle_{sf} \\ &= - \langle t_s(u_{dn}), u_i \rangle_{sf} \end{aligned}$$

On en déduit que :

$$(22) \quad F^*_n = - \langle t_s(u_i), u_{dn} \rangle_{sf} + \langle t_s(u_{dn}), u_i \rangle_{sf}$$

Si bien qu'en connaissant uniquement le champ sismique local ainsi que les vecteurs contraintes qu'il développe le long de la fondation, la sollicitation sismique est entièrement déterminée. On notera qu'ici dans (22) la formule de Green n'est pas applicable car le champ sismique  $u_i$  ne vérifie pas les conditions de radiation.

### 3.8. Interaction cinématique et inertielle

Bien que les développements précédents n'utilisent pas ces termes, il est intéressant de les définir ici car ils sont souvent utilisés dans la littérature. On définit à cet effet le *mouvement sismique induit de la fondation* caractérisé par le vecteur  $c_i$  solution du système linéaire suivant :

$$(23) \quad Kc_i = F^*$$

Si la fondation et la structure étaient sans masse,  $c_i$  serait alors la solution de (20). Dans le cas d'un champ sismique local  $u_i$  complexe, on ne peut comparer celui-ci qui est un champ, avec  $c_i$  qui est un vecteur de dimension six. Cependant dans la pratique et encore plus dans la réglementation  $u_i$  n'est spécifié qu'en un point dit le *point de contrôle*. L'interaction cinématique se manifeste alors à ce niveau par la différence éventuelle entre  $u_i$  en ce point et les trois premières composantes de  $c_i$ . L'intérêt essentiel de  $c_i$  à ce niveau est seulement qu'il est indépendant de la masse et de la rigidité de la structure.

Une fois le mouvement sismique induit de la fondation déterminé, on peut revenir au mouvement complet de celle-ci en utilisant le système (20). On obtient alors :

$$(24) \quad [-\omega^2 S \{M_f + M_b^*\} + I]c = c_i$$

où  $S$  est la matrice de *complaisance* inverse de la matrice  $K$ .

#### 4. INTERACTION STRUCTURE-SOL-STRUCTURE

Lorsque les fondations sont distantes approximativement de moins de leur largeur, des effets de couplage apparaissent. Le mouvement de l'une suivant une direction peut déclencher des mouvements de l'autre suivant d'autres directions. Il est tout à fait possible de généraliser la démarche précédente au cas où deux structures sont suffisamment proches pour que les champs diffractés soient modifiés.

L'analyse est différente suivant que les deux structures sont connectées ou non.

Le cas de deux structures indépendantes est tout d'abord envisagé. On indice chaque fondation et chaque structure. Le déplacement de la fondation numéro M, toujours supposée rigide, s'écrit alors :

$$(25) \quad u_{iM} = \sum_{Mm} c_{Mm} L_{Mm} \quad m = 1,6$$

Il est alors naturel de généraliser la décomposition du champ total dans le sol sous la forme :

$$(26) \quad u_s = u_i + u_{do} + \sum_{Mm} c_{Mm} u_{dMm} \quad \text{dans } \Omega_s$$

où  $u_{do}$  et les  $u_{dMm}$  sont caractérisés par les conditions aux limites sur  $\Gamma_{fMs}$  :

$$(27) \quad \begin{aligned} u_{do} &= -u_i && \text{sur } \Gamma_{sfM} \\ u_{dMm} &= L_{Mm} && \text{sur } \Gamma_{sfM} \\ &= 0 && \text{sur } \Gamma_{sfN} \end{aligned}$$

Le principe des travaux virtuels appliqué à la fondation N s'écrit alors :

$$(28) \quad \begin{aligned} &\sum_{Mm} c_{Mm} \\ &\left[ -\omega^2 (\rho_f L_{Nm}, L_{Nn})_{fN} \delta_{MN} \right. \\ &\quad + \langle t_b(u_{bNm}), L_{Nn} \rangle_{bfN} \delta_{MN} \\ &\quad \left. + \langle t_s(u_{dMm}), L_{Nn} \rangle_{sfN} \right] \\ &= - \langle t_s(u_i + u_{do}), L_{Nn} \rangle_{sfN} \\ &\quad (N = 1, N_f, n = 1,6) \end{aligned}$$

On voit que dans ce cas les matrices de masse de chaque fondation ainsi que les matrices de masse équivalente des structures ne sont pas couplées. Cependant le couplage structure-sol-structure se manifeste par le fait que la matrice d'impédance généralisée :

$$K_{MmNn} = \langle t_s(u_{dMm}), L_{Nn} \rangle_{sfN}$$

n'est pas bloc-diagonale. Physiquement les colonnes de cette matrice représentent les actions exercées sur la fondation N par le champ rayonné par la fondation M.

Dans le cas précédent le mouvement de la structure N ne dépendait que du mouvement de la fondation N. Si les structures sont couplées « par le haut », il faut introduire une nouvelle décomposition du déplacement  $u_b$

car un relèvement de corps rigide correspondant au déplacement de la fondation M n'est pas, dans le cas général cinématiquement admissible avec le mouvement de corps rigide de la fondation N :

$$(29) \quad u_b = \sum c_{Mm} u_{bMm}$$

où  $u_{bMm}$  vérifie les conditions aux limites suivantes sur  $\Gamma_{bfM}$  :

$$(30) \quad \begin{aligned} u_{bMm} &= L_{Mm} && \text{sur } \Gamma_{bfM} \\ &= 0 && \text{sur } \Gamma_{bfN} \end{aligned}$$

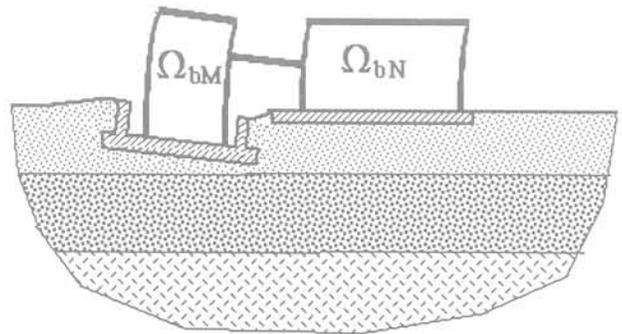


Fig. 2. — Définition du champ  $u_{dMm}$

Il n'est plus possible maintenant de définir une matrice de masse équivalente simplement car il n'y a pas de raison d'utiliser comme référentiel de la structure plutôt une fondation que l'autre. Pour chaque degré de liberté m de chaque fondation M, le code de calculs de structures doit fournir le déplacement  $u_{bMm}$  et calculer l'impédance équivalente de la structure au niveau des fondations :

$$(31) \quad K_b^*_{MmNn} = \langle t_b(u_{bMm}), L_{Nn} \rangle_{bfN}$$

On peut alors généraliser le système de l'ISSS. Il est intéressant de remarquer que le sol et la structure jouent maintenant, vis-à-vis de la fondation un rôle relativement symétrique, les deux matrices d'impédance ayant la même structure.

#### 5. FLEXIBILITÉ DE LA FONDATION SUPERFICIELLE

Bien qu'en général la fondation ne puisse être considérée comme parfaitement rigide, la présence d'une superstructure relativement rigide a souvent pour effet de renforcer celle-ci si bien que le déplacement de la fondation sera très proche de celui d'un corps rigide. Si la superstructure est plus souple, la flexibilité de la fondation elle-même doit être prise en compte. A basse fréquence, l'impédance d'une fondation superficielle peut être nettement plus faible que celle d'une fondation rigide. A haute fréquence, au contraire, l'impédance est plus élevée. L'amortissement est par contre toujours plus faible [35] [36] [67]. Si la fondation est relativement massive et doit être modélisée en tant que solide tridimensionnel, elle sera alors avantageusement incorporée dans le maillage de la structure. Il reste alors à étudier le couplage entre une structure étudiée par

une technique d'éléments finis et un sol dont le champ de déplacements est calculé autrement. Nous aborderons ce problème dans le paragraphe suivant.

Un premier modèle de fondation flexible consiste à la schématiser par un système de plusieurs corps rigides. On est alors ramené au cas de plusieurs fondations avec superstructure connectée envisagée précédemment. Ce modèle est particulièrement intéressant pour des ponts. Si la fondation est mince, on peut alors avancer dans le couplage en tenant compte des hypothèses cinématiques adoptées. On distinguera deux cas suivant qu'il s'agit :

— soit d'un radier souple servant de fondation superficielle ou de paroi moulée servant de fondation profonde ;

— soit de pieux. Ce cas sera examiné dans la section suivante.

Afin de bien mettre en évidence la transition avec le cas précédent nous allons supposer que la fondation  $\Omega_f$  est constituée de deux parties, une partie rigide  $\Omega_{fr}$  et une partie élastique  $\Omega_{fe}$  encastrée dans la partie rigide. Nous supposons toutefois que la structure n'est connectée qu'à la partie rigide. La figure ci-dessous précise les hypothèses.

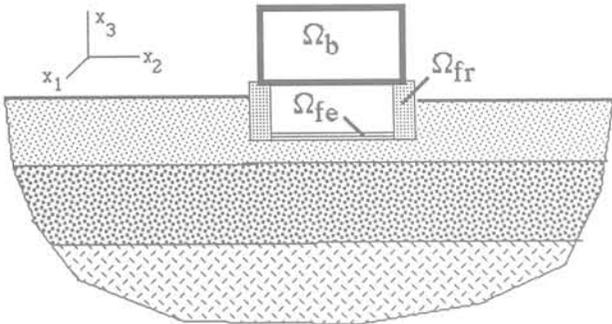


Fig. 3. — Fondation mixte rigide/élastique.

Le déplacement de la partie rigide  $\Omega_{fr}$  s'écrit encore comme précédemment :

$$(32) \quad u_{fr} = \sum_m c_m L_m \quad m = 1,6$$

Alors que, dans le cadre d'une hypothèse cinématique de plaque mince et en négligeant des déformations de membrane de la plaque, le déplacement de la partie flexible  $\Omega_{fe}$  s'écrit :

$$(33) \quad u_{fe} = \sum_m c_m L_m - \sum_\alpha \{x_3 \partial_\alpha u_{fe3}\} e_\alpha + u_{fe3} e_3 \quad m = 1,6; \alpha = 1,2$$

où  $u_{fe3}(x_\alpha)$  désigne la flèche de la plaque,  $e_\alpha$  un vecteur unitaire horizontal,  $e_3$  le vecteur unitaire vertical. L'hypothèse précédente correspond à une cinématique de Kirchhoff-Love, classique en mécanique des structures (WASHIZU [74]).  $u_{fe3}$  doit vérifier des conditions aux limites d'encastrement sur la frontière  $\Gamma_{fefr}$  entre la partie rigide et la partie élastique.

Le principe des travaux virtuels appliqué à la fondation rigide s'écrit :

$$(34) \quad - \omega^2 \sum_m c_m (\rho_f L_m, L_n)_{fr} \\ = - \langle t_s(u_s), L_n \rangle_{sfr} \\ - \langle t_b(u_b), L_n \rangle_{bfr} \\ - \langle t_{fe}(u_{fe}), L_n \rangle_{fefr} \quad n = 1,6$$

Le principe des travaux virtuels appliqué à la fondation flexible s'écrit :

$$(35) \quad - \omega^2 (\rho_f u_{fe}, v_{fe})_{fe} + (\sigma_{fe}(u_{fe}), \varepsilon(v_{fe}))_{fe} \\ = - \langle t_s(u_s), v_{fe} \rangle_{sfe}$$

en se restreignant à des déplacements  $v_{fe}$  cinématiquement admissibles, c'est-à-dire respectant l'encastrement avec  $\Omega_{fr}$  ainsi que la cinématique de Kirchhoff-Love :

$$(36) \quad v_{fe} = - \sum_\alpha \{x_3 \partial_\alpha v_{fe3}\} e_\alpha + v_{fe3} e_3 \quad \alpha = 1,2$$

Si on tient compte de (33) et (36) dans (35), cette dernière équation peut s'écrire :

$$(37) \quad - \omega^2 \sum_m c_m (\rho_f L_m, L_n)_{fe} \\ - \omega^2 \{ \rho_f x_3^2 \partial_\alpha u_{fe3}, \partial_\alpha v_{fe3} \}_{fe} \\ + (\rho_f u_{fe3}, v_{fe3})_{fe} \\ + (\sigma_{fe}(u_{fe}), \varepsilon(v_{fe}))_{fe} \\ = + \langle t_{sa}(u_s), x_3 \partial_\alpha v_{fe3} \rangle_{sfe} \\ - \langle t_{s3}(u_s), v_{fe3} \rangle_{sfe}$$

Grâce à l'hypothèse cinématique, il est toujours possible d'intégrer par rapport à l'épaisseur de la plaque. L'équation précédente devient alors en supposant la plaque symétrique par rapport à sa surface moyenne :

$$(38) \quad - \omega^2 \sum_m c_m (\rho_f L_m, L_n)_{fe} \\ - \omega^2 \{ \langle I_f \partial_\alpha u_{fe3}, \partial_\alpha v_{fe3} \rangle_{sfe} \\ + \langle m_f u_{fe3}, v_{fe3} \rangle_{sfe} \} \\ + \langle m_{fe}(u_{fe3}), k(v_{fe3}) \rangle_{sfe} \\ = \langle h t_{sa}(u_s), \partial_\alpha v_{fe3} \rangle_{sfe} \\ - \langle t_{s3}(u_s), v_{fe3} \rangle_{sfe}$$

où  $I_f$ ,  $m_f$ ,  $m_{fe}$ ,  $k$ ,  $h$  désignent respectivement le moment d'inertie de la plaque, la masse surfacique, le tenseur des moments de flexion et de courbure et la demi-épaisseur de la plaque.

Les termes du membre de gauche de (38) sont classiques du point de vue mécanique des structures. Les termes de droite matérialisent l'interaction sol-structure et mettent en évidence les sollicitations venant du sol adaptées à la cinématique de la plaque. On voit ainsi que le moment des composantes horizontales du vecteur contraint travaille avec la rotation, alors que la contrainte normale travaille avec la flèche.

L'analyse de la structure du problème d'interaction peut encore être affinée en introduisant les modes propres de la plaque dans le vide et encastrée sur la fonda-

tion. Afin de dégager les termes essentiels sans trop compliquer les équations, nous exprimerons les propriétés de ces modes sur la forme tridimensionnelle du principe des travaux virtuels. L'expression détaillée des divers termes s'obtient évidemment en tenant compte de cette hypothèse. Les modes de vibration de la plaque vérifient une équation identique à ceux de la structure. Nous les rappelons ici : appelons  $\phi^{ieA}$  et  $\omega_{ieA}$  respectivement le mode et la fréquence propres associés. Ce couple vérifie les équations suivantes :

$$(39) \quad (\sigma_{ie}(\phi^{ieA}), \varepsilon(v_{ie}))_{ie} = \omega_{ieA}^2 (\rho_f \phi^{ieA}, v_{ie})_{ie}$$

$$\phi^{ieA} = 0 \quad \text{sur } \Gamma_{iefr}$$

pour tout déplacement virtuel de la plaque  $v_{ie}$  cinématiquement admissible. En normalisant ces modes propres, on a alors la propriété classique :

$$(40) \quad (\sigma_{ie}(\phi^{ieA}), \varepsilon(\phi^{ieB}))_{ie} = \omega_{ieA}^2 \delta_{AB}$$

où  $\delta_{AB}$  désigne le symbole de Kronecker. On peut alors écrire en utilisant (33) :

$$(41) \quad u_{ie} = \sum_m c_m L_m + \sum_A \alpha_{ieA} \phi^{ieA}$$

On peut enfin reporter cela dans l'expression des travaux virtuels en tenant compte de (14) :

$$(42) \quad -\omega^2 \sum_m c_m (\rho_{ie} L_m, \phi^{ieB})_{ie} + (\omega_{ieB}^2 - \omega^2) \alpha_{ieB} = -\langle t_s(u_s), \phi^{ieB} \rangle_{sfe}$$

Il est maintenant opportun d'introduire dans le sol divers champs rayonnés qui vont généraliser la décomposition introduite plus haut. On écrit alors :

$$(43) \quad u_s = u_i + u_{do} + \sum_m c_m u_{dm} + \sum_A \alpha_{ieA} u_{dA}$$

dans  $\Omega_s$

Ces champs sont tous des champs de l'élastodynamique stationnaire vérifiant les équations de Navier dans le sol, les conditions de surface libre sur  $\Gamma_{sa}$  et de radiation sur  $\Gamma_{s\infty}$ . Ils diffèrent seulement sur  $\Gamma_{sfe} \cup \Gamma_{sfr}$  :

$$(44) \quad \begin{aligned} u_{do} &= -u_i && \text{sur } \Gamma_{sfe} \cup \Gamma_{sfr} \\ u_{dm} &= L_m && \text{sur } \Gamma_{sfe} \cup \Gamma_{sfr} \\ u_{dA} &= \phi^{ieA} && \text{sur } \Gamma_{sfe} \\ u_{dA} &= 0 && \text{sur } \Gamma_{sfr} \end{aligned}$$

Physiquement chacun de ces champs correspond soit au mouvement d'ensemble rigide des deux parties, soit à la flexibilité de la fondation élastique alors que la partie rigide est fixe. On peut alors reporter l'expression (43) dans (34) et dans (42).

### 5.1. Mouvement de la fondation rigide

$$(45) \quad \begin{aligned} &\sum_m c_m \{ -\omega^2 (\rho_f L_m, L_n)_{fr} \\ &+ \langle t_s(u_{dm}), L_n \rangle_{sfr} \} \\ &+ \sum_A \alpha_{bA} \langle t_b(\phi^{bA}), L_n \rangle_{bfr} \\ &+ \sum_A \alpha_{ieA} \{ \langle t_s(u_{dA}), L_n \rangle_{sfr} \\ &+ \langle t_{ie}(\phi^{ieA}), L_n \rangle_{iefr} \} \\ &= -\langle t_s(u_i + u_{do}), L_n \rangle_{sfr} \quad n = 1,6 \end{aligned}$$

### 5.2. Mouvement de la fondation élastique

$$(46) \quad \begin{aligned} &\sum_m c_m \{ -\omega^2 (\rho_{ie} L_m, \phi^{ieB})_{ie} \\ &+ \langle t_s(u_{dm}), \phi^{ieB} \rangle_{sfe} \} \\ &+ (\omega_{ieB}^2 - \omega^2) \alpha_{ieB} + \sum_A \alpha_{ieA} \langle t_s(u_{dA}), \phi^{ieB} \rangle_{sfe} \\ &= -\langle t_s(u_i + u_{do}), \phi^{ieB} \rangle_{sfe} \quad B = 1, N_{ie} \end{aligned}$$

Il est possible d'obtenir une expression équivalente à (45) en appliquant le principe des travaux virtuels avec un mouvement rigidifiant non seulement à  $\Omega_{fr}$  mais à l'ensemble  $\Omega_{ie} \cup \Omega_{fr}$ . Cela donne en remplacement de (45) une expression plus symétrique et qui fait disparaître l'interaction entre ces deux parties :

$$(47) \quad \begin{aligned} &\sum_m c_m \{ -\omega^2 (\rho_f L_m, L_n)_{fr} \\ &+ \langle t_s(u_{dm}), L_n \rangle_{sfr} \} \\ &+ \sum_A \alpha_{bA} \langle t_b(\phi^{bA}), L_n \rangle_{bfr} \\ &+ \sum_A \alpha_{ieA} \langle t_s(u_{dA}), L_n \rangle_{sfr} \\ &= -\langle t_s(u_i + u_{do}), L_n \rangle_{sfr} \quad n = 1,6 \end{aligned}$$

Si on pose successivement :

$$(48) \quad \begin{aligned} K^{re}_{An} &= \langle t_s(u_{dA}), L_n \rangle_{sfr} \\ K^{ee}_{AB} &= \langle t_s(u_{dA}), \phi^{ieB} \rangle_{sfe} \\ K^{er}_{mB} &= \langle t_s(u_{dm}), \phi^{ieB} \rangle_{sfe} \end{aligned}$$

les équations (46) et (47) sont équivalentes au système suivant, qui généralise (20) :

$$(49) \quad \begin{aligned} &[-\omega^2 \{M_f + M_b^*\} + K]c + K^{re}\alpha = F^* \\ &[-\omega^2 M^{er} + K^{er}]c + [-\omega^2 I + \Delta + K^{ee}]\alpha = F^{e*} \end{aligned}$$

Les autres matrices ont la même signification que dans le cas de la fondation rigide,  $\Delta$  est une matrice diagonale de pivot  $\omega_{ieB}^2$  qui représente la rigidité dynamique de la plaque. Il est important de remarquer que dans (49),  $M_f$  et  $K$  se réfèrent à l'ensemble des deux fonda-

tions. Par conséquent, dans le cas d'une fondation entièrement rigide, on aurait obtenu (49)<sub>1</sub>, sans le terme  $\alpha$ , qui apparaît donc comme un terme correcteur lorsque cette hypothèse n'est plus satisfaite.

Là encore la formule de Green permet de montrer que les matrices  $K^{re}$  et  $K^{er}$  sont transposées l'une de l'autre. En effet, on a :

$$\begin{aligned} K^{re}_{An} &= \langle t_s(u_{dA}), L_n \rangle_{sf} \\ &= \langle t_s(u_{dA}), u_{dn} \rangle_{sf} \\ &= \langle t_s(u_{dn}), u_{dA} \rangle_{sf} \\ &= \langle t_s(u_{dn}), \phi^{ieA} \rangle_{sfe} \\ &= K^{er}_{nA} \end{aligned}$$

**5.3. Remarques sur l'influence de la flexibilité sur l'impédance [23][35][36][67][75]**

La flexibilité a peu d'effet sur la fréquence fondamentale de mouvement de corps rigide de l'ensemble structure-fondation-sol en balancement et en pompage. Elle a un rôle plus important sur les modes de déformation structuraux en diminuant la fréquence de ces modes. L'influence dans un cas correspondant à une centrale nucléaire semble assez peu significative dans l'ensemble.

**6. FONDATION PROFONDE FLEXIBLE**

Le même type d'analyse que précédemment peut être envisagé. Le cas des groupes de pieux est intéressant car il fait intervenir le *couplage* entre plusieurs fondations flexibles. Afin de simplifier la présentation, les pieux sont supposés encastrés dans un radier rigide. Le déplacement du radier rigide  $\Omega_f$  s'écrit encore comme précédemment :

$$(50) \quad u_f = \sum_m c_m L_m \quad m = 1,6$$

Il est possible d'obtenir une expression équivalente à (45) en appliquant le principe des travaux virtuels avec un mouvement *rigidifiant* non seulement à  $\Omega_f$  mais à l'ensemble  $\{\cup_J \Omega_J\} \cup \Omega_f$ . Cela donne une expression plus symétrique et qui fait disparaître l'interaction entre ces deux parties. Il est commode pour cela de poser  $\Omega_{fG} = \Omega_f \cup \{\cup_J \Omega_J\}$ . Le principe des travaux virtuels appliqué alors à  $\Omega_{fG}$  s'écrit :

$$(51) \quad - \omega^2 \sum_m c_m (\rho_f L_m, L_n)_{fG} = - \langle t_s(u_s), L_n \rangle_{sfG} - \langle t_b(u_b), L_n \rangle_{bf}$$

Le principe des travaux virtuels appliqué au pieu J s'écrit en choisissant un déplacement virtuel  $v_j$  de ce pieu respectant la condition d'encastrement en tête :

$$(52) \quad - \omega^2 (\rho_f u_j, v_j) + (\sigma_j(u_j), \varepsilon(v_j))_j = - \langle t_s(u_s), v_j \rangle_{sj}$$

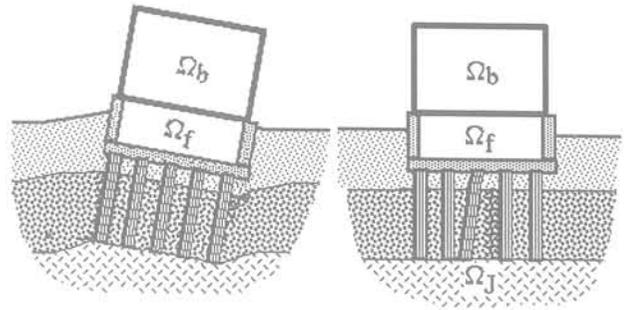


Fig. 4. — Champs diffractés par le groupe de pieux.

L'introduction des modes propres des pieux dans le vide et encastrés sur la fondation est encore fructueuse. Afin de dégager les termes essentiels sans trop compliquer les équations, nous exprimerons les propriétés de ces modes sur la forme tridimensionnelle du principe des travaux virtuels. L'expression détaillée des divers termes s'obtient évidemment en tenant compte de cette hypothèse. Les modes de vibration d'un pieu vérifient une équation semblable à ceux de la structure. Appelons  $\phi^{j1}$  et  $\omega_{j1}$  respectivement le mode j et la fréquence propres associés du pieu J. Ce couple vérifie les équations suivantes :

$$(53) \quad (\sigma_j(\phi^{j1}), \varepsilon(v_j))_j = \omega_{j1}^2 (\rho_j \phi^{j1}, v_j)_j$$

$$\phi^{j1} = 0 \quad \text{sur } \Gamma_{jf}$$

pour tout déplacement virtuel du pieu  $v_j$  cinématiquement admissible. En normalisant ces modes propres, on a encore :

$$(54) \quad (\sigma_j(\phi^{j1}), \varepsilon(\phi^{j1}))_j = \omega_{j1}^2 \delta_{jj}$$

où  $\delta_{jj}$  désigne le symbole de Kronecker. On peut alors écrire en utilisant (33) :

$$(55) \quad u_j = \sum_m c_m L_m + \sum_{j1} \alpha_{j1} \phi^{j1}$$

On peut enfin reporter cela dans l'expression des travaux virtuels en tenant compte de (14) :

$$(56) \quad - \omega^2 \sum_m c_m (\rho_j L_m, \phi^{j1})_j + (\omega_{j1}^2 - \omega^2) \alpha_{j1} = - \langle t_s(u_s), \phi^{j1} \rangle_{sj}$$

Divers champs rayonnés qui vont généraliser la décomposition doivent encore être introduits. On écrit alors :

$$(57) \quad u_s = u_i + u_{do} + \sum_m c_m u_{dm} + \sum_{j1} \alpha_{j1} u_{dj1} \quad \text{dans } \Omega_s$$

Ces champs sont tous des champs de l'élastodynamique stationnaire vérifiant les équations de Navier dans le sol, les conditions de surface libre sur  $\Gamma_{sa}$  et de radiation sur  $\Gamma_{s\infty}$ . Ils diffèrent seulement sur  $\{\cup_J \Gamma_{sj1}\} \cup \Gamma_{sf}$  :

$$(58) \quad \begin{aligned} u_{do} &= -u_i && \text{sur } \{ \cup_J \Gamma_{sd} \} \cup \Gamma_{sf} \\ u_{dm} &= L_m && \text{sur } \{ \cup_J \Gamma_{sd} \} \cup \Gamma_{sf} \\ u_{dj} &= \phi^{dj} && \text{sur } \Gamma_{sj} \\ u_{dj} &= 0 && \text{sur } \{ \cup_K \Gamma_{sk} \} \cup \Gamma_{sf} \quad K \neq J \end{aligned}$$

Physiquement chacun de ces champs correspond soit au mouvement d'ensemble rigidifiant du radier et des pieux, soit à la flexibilité du pieu J alors que le radier et les autres pieux sont fixes.

### 6.1. Mouvement de la fondation rigide et du groupe

$$(59) \quad \begin{aligned} &\sum_m c_m \{ -\omega^2 (\rho_f L_m, L_n)_{fG} \\ &+ \langle t_s(u_{dm}), L_n \rangle_{sfG} \} \\ &+ \sum_A \alpha_{bA} \langle t_b(\phi^{bA}), L_n \rangle_{bf} \\ &+ \sum_J \alpha_{jJ} \langle t_s(u_{dj}), L_n \rangle_{sfG} \\ &= - \langle t_s(u_i + u_{do}), L_n \rangle_{sfG} \quad n = 1,6 \end{aligned}$$

### 6.2. Mouvement du pieu J

$$(60) \quad \begin{aligned} &\sum_m c_m \{ -\omega^2 (\rho_J L_m, \phi^{jJ})_J \\ &+ \langle t_s(u_{dm}), \phi^{jJ} \rangle_{sj} \} \\ &+ (\omega_{jJ}^2 - \omega^2) \alpha_{jJ} + \sum_{li} \alpha_{li} \langle t_s(u_{dli}), \phi^{jJ} \rangle_{sj} \\ &= - \langle t_s(u_i + u_{do}), \phi^{jJ} \rangle_{sj} \quad j = 1, N_J \quad J = 1, N_p \end{aligned}$$

Si on pose successivement :

$$(61) \quad \begin{aligned} F^*_n &= - \langle t_s(u_i + u_{do}), L_n \rangle_{sfG} \\ F^{G*}_n &= - \langle t_s(u_i + u_{do}), \phi^{jJ} \rangle_{sj} \end{aligned}$$

$$(62) \quad \begin{aligned} K^{fG}_{jJn} &= \langle t_s(u_{dj}), L_n \rangle_{sfG} \\ K^{Gf}_{mJj} &= \langle t_s(u_{dm}), \phi^{jJ} \rangle_{sj} \\ K^{GG}_{liJj} &= \langle t_s(u_{dli}), \phi^{jJ} \rangle_{sj} \end{aligned}$$

les équations (59) et (60) sont équivalentes au système suivant, qui généralise (20) :

$$(63) \quad \begin{aligned} [-\omega^2 \{ M_f + M_b^* \} + K]c + K^{fG}\alpha &= F^* \\ [-\omega^2 M^{Gf} + K^{Gf}]c + [-\omega^2 I + \Delta + K^{GG}]\alpha &= F^{G*} \end{aligned}$$

En éliminant  $\alpha$  dans le système précédent, on trouve l'impédance généralisée de la fondation rigide sur l'ensemble sol-pieu sous la forme d'une matrice  $6 \times 6$ .

$$(64) \quad \begin{aligned} &[-\omega^2 \{ M_f + M_b^* \} \\ &+ K - K^{fG} - \omega^2 I + \Delta + K^{GG}]^{-1} \\ &[-\omega^2 M^{Gf} + K^{Gf}]c \\ &= F^* - K^{fG} [-\omega^2 I + \Delta + K^{GG}]^{-1} F^{G*} \end{aligned}$$

Remarque : Là encore la formule de Green permet de montrer que les matrices  $K^{fG}$  et  $K^{Gf}$  sont transposées l'une de l'autre.

Remarque sur l'interaction cinématique : On peut encore définir l'interaction cinématique en considérant le cas d'un radier et d'un bâtiment sans masse. On définit alors  $c_i$  solutions du système (64) lorsque  $M_f$  et  $M_b^*$  sont nulles, comme étant le mouvement sismique induit du radier rigide sur pieux.

### 6.3. Prise en compte de l'élançement des pieux

Comme dans le cas des plaques, il est intéressant de supposer que les pieux sont suffisamment élancés pour que des hypothèses cinématiques de poutres puissent être utilisées de manière à passer au niveau des pieux d'un problème tridimensionnel à un problème à une dimension. Si on fait une hypothèse de Bernouilli-Euler, négligeant les déformations de cisaillement devant ceux de flexions, le déplacement du pieu J s'écrira :

$$u_J(x', x_3) = \sum_m c_m L_m + u_{j1}(x_3) - \{x' \cdot \partial_3 u_{j1}(x_3)\} e_3$$

où  $x'$  désigne les variables horizontales et  $x_3$  l'abscisse verticale le long du pieu J. En injectant l'hypothèse cinématique précédente dans l'expression du travail virtuel du pieu J, et en se restreignant à des déplacements  $v_J$  cinématiquement admissibles, c'est-à-dire respectant l'encastrement avec  $\Omega_f$  ainsi que la cinématique de Bernoulli, on obtient :

$$\begin{aligned} &-\omega^2 \sum_m c_m (\rho_p L_m, v_J)_J \\ &-\omega^2 \{ (\rho_p u_{j1}, v_{j1})_J \\ &+ (\rho_p x' \cdot \partial_3 u_{j1}, x' \cdot \partial_3 v_{j1})_J \} \\ &+ (\sigma_J(u_J), \varepsilon(v_J))_J \\ &= - \langle t_s(u_s), v_{j1} \rangle_{sj} \\ &+ \langle t_s(u_s), x'_s \cdot \partial_3 v_{j1} \rangle_{sj} \end{aligned}$$

Grâce à l'hypothèse cinématique, il est toujours possible d'intégrer par rapport à la section du pieu. L'équation précédente devient alors, en supposant les symétries convenables du pieu par rapport à la fibre moyenne :

$$(65) \quad \begin{aligned} &-\omega^2 \sum_m c_m (\rho_p L_m, v_J)_J \\ &-\omega^2 \{ \ll m u_{j1}, v_{j1} \gg_J \\ &+ \ll I \partial_3 u_{j1}, \partial_3 v_{j1} \gg_J \} \\ &+ \ll n_J(u_{j1}), \varepsilon(v_{j1}) \gg_J \\ &+ \ll m_J(u_{j1}), k(v_{j1}) \gg_J \\ &= - \langle t_s(u_s), v_{j1} \rangle_{sj} \\ &+ \langle t_{s3}(u_s), x'_s \cdot \partial_3 v_{j1} \rangle_{sj} \end{aligned}$$

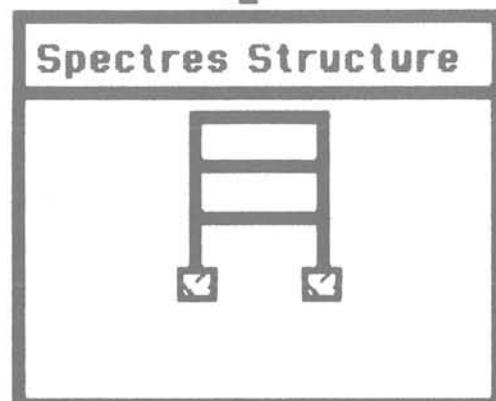
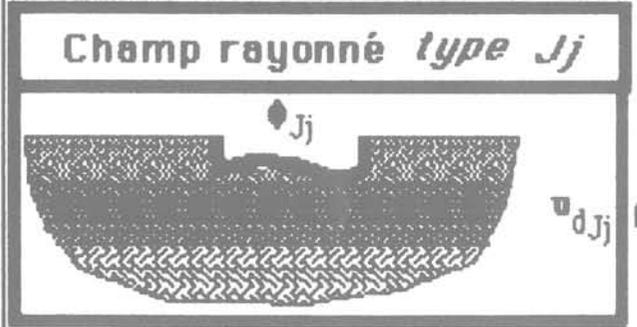
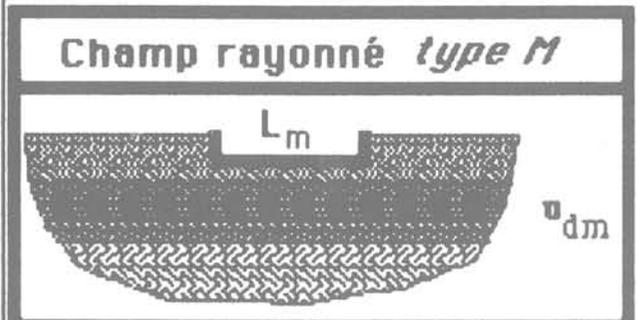
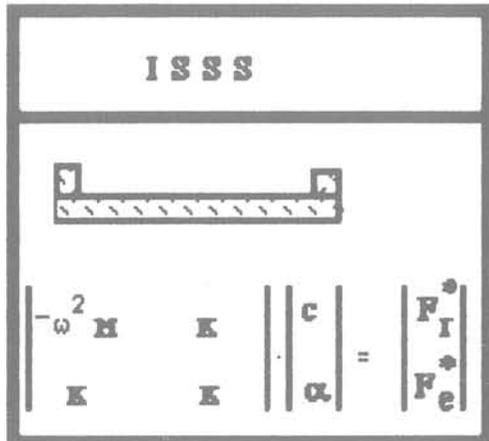
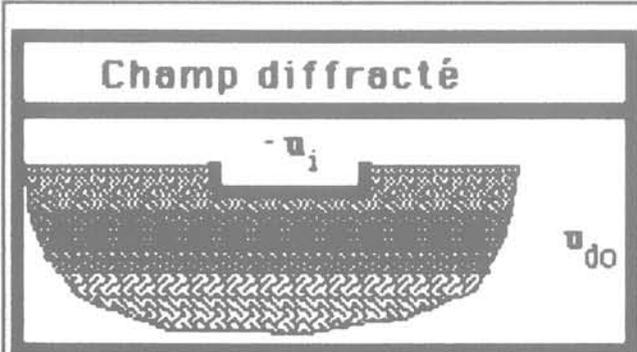
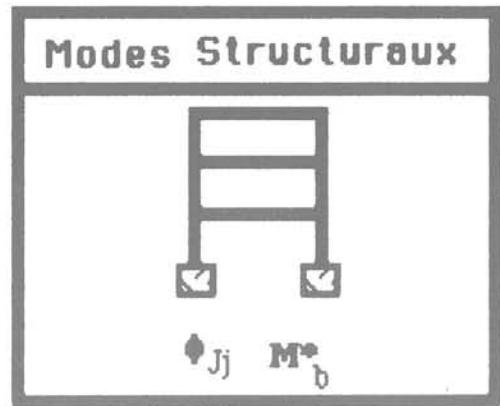
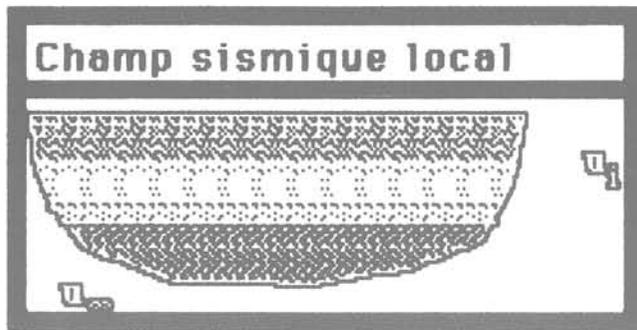


Planche 1. — Modules généraux de calculs d'interaction sol-structure.

où  $I$ ,  $m$ ,  $n_j$ ,  $\varepsilon$ ,  $m$ ,  $k$  désignent respectivement le moment d'inertie du pieu, la masse linéique, les moments de flexion et les courbures du pieu  $J$ . Enfin la notation  $\ll \gg_j$  désigne une intégration curviligne le long du pieu  $J$ .

Les termes du membre de gauche de (65) sont classiques du point de vue mécanique des structures. Les modes propres des pieux utilisés dans le système de l'ISSS respecteront la cinématique précédente, qui conduira par conséquent à développer les intégrations par rapport à la section des pieux. Il est intéressant d'explicitier le terme de droite. On trouve alors :

$$\begin{aligned} & \langle t_s(u_s), v_{j1} \rangle_{sj} \\ & = \ll T_s(u_s), v_{j1} \gg \\ & \langle t_{s3}(u_s), x' \cdot \partial_3 v_{j1}' \rangle_{sj} \\ & = \ll M_s'(u_s), \partial_3 v_{j1}' \gg \end{aligned}$$

où  $T_s$  et  $M_s'$  désignent respectivement l'effort tranchant et le moment de flexion exercés par le sol sur le pieu  $J$ . Ces termes de droite matérialisent l'interaction sol-structure et mettent en évidence les sollicitations venant du sol adaptées à la cinématique du pieu. Il est important de remarquer que la sollicitation sismique appliquée au pieu est donnée par :

$$\begin{aligned} F^{G*}_{j1} & = - \langle t_s(u_i + u_{do}), \phi^{j1} \rangle_{sj} \\ & = \ll T_s(u_i + u_{do}), \phi^{j1} \gg \\ & + \ll M_s'(u_i + u_{do}), \partial_3 \phi^{j1}' \gg \end{aligned}$$

C'est donc la somme du champ libre et du champ diffracté qui doit être appliquée au pieu. Si on applique seulement l'action développée par le champ libre, on néglige l'interaction sol-structure.

#### 6.4. Quelques remarques sur le comportement dynamique des groupes de pieux

[5] [8] [17] [18] [19] [22] [58] [59] [60] [61] [63] [66] [68] [70] [73] [78] [79]

La réponse dynamique d'un groupe de pieux dépend beaucoup de la fréquence à cause des interférences qui se développent. En ce qui concerne le pompage et le tamis, si l'espacement entre les pieux est très faible, l'impédance normalisée par l'impédance statique varie en fonction de la fréquence comme celle d'une fondation rigide en deçà d'une certaine fréquence. Les rigidités décroissent avec la fréquence et deviennent même négatives, indiquant un comportement où l'accession à l'inertie est importante.

L'amortissement dans ce cas varie peu. Lorsque la fréquence dépasse cette limite, l'interaction entre les pieux devient dominante. La valeur de cette fréquence diminue lorsque l'espacement augmente. L'amortissement augmente en général avec l'espacement. Lorsque le nombre de pieux augmente, l'effet de groupe est encore plus prononcé et la variation de l'impédance est plus importante. L'interaction est alors très forte, plus marquée pour le pompage que pour le tamis et met en

jeu des vibrations des pieux non en phase. Lorsque la rigidité du sol augmente, l'interaction est moins importante.

En ce qui concerne le balancement et la torsion, des résultats semblables sont obtenus avec une interaction plus forte. Du point de vue de l'hétérogénéité du sol, dans le cas d'une couche très molle superficielle lorsque le nombre de pieux augmente, l'impédance est très proche de celle du demi-espace ; par conséquent, des groupes de pieux sont moins influencés par des conditions locales qu'un seul pieu. Du point de vue de la réponse sismique, des ondes SH verticales produisent à la fois tamis et balancement du groupe ; la fonction de transfert du mouvement horizontal est proche de l'unité à basse fréquence, donc le mouvement sismique induit horizontal est très proche de celui du sol. Par contre le balancement diminue rapidement avec l'espacement. Pour un sol plus rigide la fonction de transfert est plus longtemps proche de l'unité. Les fréquences plus élevées sont en général filtrées par le groupe de pieux. Dans le cas d'ondes inclinées, la torsion augmente.

La répartition des charges dans les pieux est un paramètre de dimensionnement très important : à basse fréquence, ce sont les pieux placés aux extrémités qui sont les plus chargés ; lorsque la fréquence augmente ce phénomène peut être inversé ; les effets dynamiques sont plus marqués en pompage qu'en tamis. Les solutions simplifiées et en particulier les hypothèses « quasi tridimensionnelles » de Novak sont des solutions pour lesquelles on se ramène à une cinématique unidirectionnelle du sol ; cela donne de bons résultats en général ; la méthode de superposition de Poulos où seulement deux pieux sont considérés à la fois donne également des résultats convenables.

## 7. LES MODULES DE CALCULS

Les développements précédents ont permis d'aboutir dans chaque cas au système de l'ISSS que ce soit dans le cas d'une fondation rigide, d'un radier flexible ou de fondation profonde élançée telle que des pieux. Dans chaque cas en utilisant des champs globaux diffractés et rayonnés au niveau du sol, ainsi que les modes de la structure et de la partie flexible de la fondation, nous avons pu construire ce système. La méthodologie a consisté dans tous les cas à ramener tout au niveau de la fondation qui constitue une interface privilégiée entre la structure et le sol. Cette approche permet de ne pas préjuger des techniques numériques permettant de calculer les divers champs de déplacements invoqués plus haut. En particulier cela permet d'utiliser la méthode la plus adaptée à chaque système et donc du point de vue de la mise en œuvre informatique de construire des codes modulaires avec des données et des sorties bien définies. Essentiellement les ressources suivantes doivent être développées :

— un code de calcul du champ sismique local  $u_i$  en champ libre ;

— un code de calcul des champs  $u_{do}$ ,  $u_{dm}$ ,  $u_{jj}$  résolvant les équations de Navier dans un sol hétérogène non borné. Les données de ce code seront  $u_i$ ,  $L_m$ ,  $\phi_{jj}$  le long de l'interface sol-fondation. Les résultats fournis

par ce code seront les impédances généralisées  $K$  et les forces sismiques  $F^*$  qui consistent à calculer diverses intégrales sur  $\Gamma_{sf}$  ;

— un code de calcul des structures permettant de calculer les modes propres de la structure sur base fixe  $\Phi^b_A$  et la matrice de masse équivalente  $M^b_*$  de la structure ;

— un code d'ISSS mettant en place et résolvant le système ISSS. Ce code fournit les déplacements  $c$  de la partie rigide de la fondation, à laquelle la structure est connectée. Le code de calcul des structures à partir des déplacements de la base peut aisément ensuite calculer les déplacements de celle-ci et les efforts correspondants.

Les efforts calculés dans la structure sont donnés dans le domaine des fréquences. Une transformation de Fourier permet par passage dans le temps de calculer les efforts maximums en un certain nombre de points de contrôle. La figure ci-dessous résume les étapes du calcul et les interfaces entre les différents modules.

Dans l'analyse qui vient d'être présentée, les termes qui sont relatifs à la structure peuvent être obtenus de manière standard par une méthode d'éléments finis. Le calcul des champs diffractés dans le sol est cependant moins standard et également très coûteux si l'on veut garder le caractère souvent tridimensionnel du problème. Nous examinons dans la section suivante quelles sont les méthodes qui semblent les plus efficaces pour traiter ces problèmes.

## 8. CALCUL DES CHAMPS DIFFRACTÉS DANS LE SOL

De nombreuses méthodes ont été proposées dans la littérature allant des développements presque entièrement analytiques jusqu'à des méthodes d'éléments finis avec des possibilités de méthodes hybrides. Si l'on peut faire une hypothèse de sol hétérogène avec couches horizontales, il semble qu'à l'heure actuelle, une méthode d'équations intégrales utilisant la fonction de Green du sol multicouche soit la plus compétitive. Lorsque cette hypothèse ne peut être tenue au voisinage de la fondation, alors qu'elle convient encore à quelques distances, il faut envisager un couplage entre cette technique et une méthode d'éléments finis. Nous discutons ci-dessous ces deux cas succinctement.

### 8.1. Sol à stratigraphie horizontale

Le problème de l'ISSS a été ramené aux calculs successifs de champs de déplacements dans le sol vérifiant les équations de Navier de l'élastodynamique, des conditions de surface libre, des conditions de continuité à l'interface entre les couches et des conditions de radiation à l'infini. Ces dernières conditions sont certainement les plus difficiles à respecter en particulier si on veut utiliser une technique d'éléments finis. Une méthode d'équations intégrales permet de prendre en compte automatiquement ces conditions. La mise en œuvre procède en deux étapes

- calcul de la fonction de Green,
- mise en œuvre de la méthode intégrale.

### Calcul de la fonction de Green.

La fonction de Green est un champ de déplacements  $u^{Gk}(x, \xi)$  dans le demi-espace stratifié, *naturel*, solution des équations de Navier avec les conditions aux limites, internes, et de radiation, mentionnées précédemment. Cette fonction  $u^{Gk}(x, \xi)$  donne le déplacement pour un observateur placé au point  $x$  pour une force concentrée placée au point  $\xi$  dans la direction  $e_k$ .

Dans le cas où le sol est viscoélastique isotrope, il est possible de calculer  $u^{Gk}$  d'une manière très efficace, en utilisant une *transformée de Hankel*. Toutes les équations de l'élastodynamique sont résolues dans le domaine transformé — le domaine spectral. La transformation de Hankel ramène les équations de Navier à des équations différentielles par rapport à la variable « verticale »  $x_3$ . La force ponctuelle introduit des discontinuités du vecteur contrainte spectral. Sur le plan théorique la méthode ne pose pas de difficultés. Cependant sur le plan numérique, il convient de traiter avec soin :

— le système différentiel. Seule une technique utilisant des opérateurs de *réflexion-transmission* permet d'éviter des instabilités bien connues dans le cas de couches épaisses [53]. L'algorithme correspondant suggéré par KENNETT [39] a été développé par TSAKALIDIS dans sa thèse [21] [23] [73] ;

— la transformée inverse effectuée numériquement si l'on veut éviter des coûts prohibitifs. Une technique permettant de se ramener à une transformée de Fourier rapide et une intégration numérique est également présentée dans la thèse de TSAKALIDIS. L'avantage de cette méthode est qu'elle peut être vectorisée sur des machines vectorielles comme le Cray-1. L'arrivée de machines parallèles comme le Cray-2 permettra des temps de calculs encore plus compétitifs.

### Équation intégrale de surface.

La fonction de Green du sol *naturel* multicouche étant connue numériquement, elle peut être utilisée pour établir une équation intégrale de surface (CHAPEL [17], KUPRADZE [43], WOLF et al. [81] [82]). Grâce à la formule de Green en prenant soin de bien traiter la singularité, on obtient classiquement :

$$(66) \quad k u'_k(\xi) = \langle t(u'), u^{Gk} \rangle_{\Gamma} - \langle u', t(u^{Gk}) \rangle_{\Gamma} \quad \xi \in \Gamma$$

où  $k$  est une constante dépendant des caractéristiques de la frontière et pour alléger les notations nous avons posé  $\Gamma = \Gamma_{fs}$ .  $u'$  est un des champs diffractés  $u_{do}$ ,  $u_{dm}$  ... L'avantage d'avoir calculé au préalable la fonction de Green est que les conditions aux limites de surface libre et internes entre les couches sont prises en compte dans la formulation.

Dans tous les sous-problèmes envisagés ci-dessus le champ  $u'$  est donné sur  $\Gamma_{fs}$ . Donc (66) est une équation intégrale où  $t(u')$  est la seule inconnue. On peut réécrire (66) sous la forme suivante :

$$(67) \quad \langle t(u'), u^{Gk} \rangle_{\Gamma} = k u'_k(\xi) + \langle u', t(u^{Gk}) \rangle_{\Gamma} \quad \xi \in \Gamma$$

La frontière  $\Gamma$  est alors triangulée en  $N_e$  éléments triangulaires ou quadrilatéraux  $E$ . Dans le cas le plus simple, on approche le champ  $t(u')$  par des fonctions constantes par élément  $w_{Ei}$ , où  $E$  fait référence au numéro d'élément et  $i$  à la direction d'espace. Si bien qu'on peut écrire :

$$t(u') = \sum_{E,i} t_{Ei} w_{Ei}(x)$$

Cette expression approchée est ensuite injectée dans (67) :

$$(68) \quad \sum_{E,i} t_{Ei} \langle w_{Ei}, u^{Gk} \rangle_{\Gamma} = ku'_k(\xi) + \langle u', t(u^{Gk}) \rangle_{\Gamma} \quad \xi \in \Gamma$$

Les fonctions  $w_{Ei}$  sont normalisées à 1 sur l'élément  $E$  dans la direction  $i$ , et sont nulles sur les autres éléments et dans les autres directions. D'autre part (68) est une équation fonctionnelle en  $\xi$ . Pour se ramener à un système algébrique, on impose à (68) d'être vérifiée successivement au centre de gravité  $\xi_F$  de chaque élément  $F$ . Ce qui donne finalement en tenant compte des propriétés des fonctions de base  $w_{Ei}$  un système linéaire de  $3N_e$  équations à  $3N_e$  inconnues :

$$\begin{aligned} \sum_{E,i} t_{Ei} \langle u^{Gk}_i(x, \xi_F) \rangle_E &= ku'_k(\xi_F) + \langle u', t(u^{Gk}(x, \xi_F)) \rangle_{\Gamma} \\ k &= 1,3; F = 1, N_e \end{aligned}$$

Lorsque  $F = E$ , le coefficient de  $t_{Fi}$  est singulier ; il doit être calculé au sens de la valeur principale de Cauchy. La matrice du système est la même pour tous les sous-problèmes envisagés, seul le second membre est modifié. Une fois résolu le système linéaire précédent, il faut ensuite calculer les diverses intégrales qui interviennent dans le calcul des impédances. Par exemple :

$$\begin{aligned} K_{mn} &= \langle t_s(u_{dm}), L_n \rangle_{\Gamma} \\ &= \sum_{E,i} t^m_{Ei} \langle L_{ni} \rangle_E \end{aligned}$$

où  $t^m_{Ei}$  désigne les vecteurs contraintes approchés obtenus dans la résolution lorsqu'au second membre,  $u'$  est égale à  $L_n$  le long de la fondation. On peut remarquer ici que dans le calcul de l'impédance, ce n'est pas la distribution précise du vecteur contrainte qui compte, mais sa moyenne. Cela est important car dans le cas du sol hétérogène, la fonction de Green n'est pas connue analytiquement mais seulement numériquement. Un calcul précis des champs exige de nombreuses évaluations de cette fonction. De nombreuses variations à l'approche qui est présentée ici existent (WOLF [81]).

### 8.2. Sol à stratigraphie quelconque (flexible volume element)

Lorsque la stratigraphie n'est plus homogène horizontalement, il est souvent encore possible de se limiter à des hétérogénéités au voisinage de la fondation. Un couplage entre une méthode intégrale et une méthode d'éléments finis est intéressante. On partitionne alors

$\Omega_s$  en deux parties : le domaine intérieur  $\Omega$  irrégulier et le domaine extérieur  $\Omega'$  homogène latéralement. Soit  $\Sigma$  la frontière entre ces deux domaines.

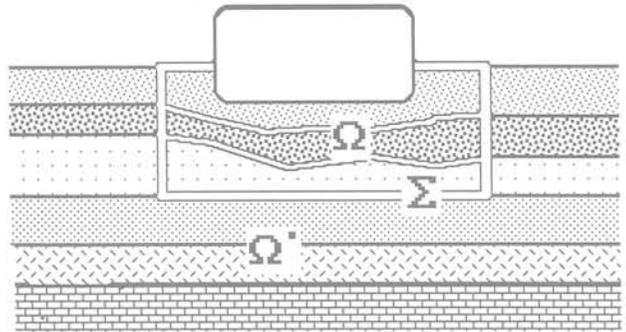


Fig. 5. — Couplage éléments finis - équations intégrales.

La formulation variationnelle dans le domaine intérieur et les conditions de continuité le long de  $\Sigma$  s'écrivent, en appelant  $u$  le déplacement dans le domaine intérieur et  $u'$  dans le domaine extérieur :

$$(69) \quad \begin{aligned} & - \omega^2(\rho u, v)_{\Omega} \\ & + (\sigma(u), \varepsilon(v))_{\Omega} - \langle t(u), v \rangle_{\Sigma} = 0 \\ t(u) + t'(u') &= 0 \quad \text{sur } \Sigma \\ u &= u' \quad \text{sur } \Sigma \end{aligned}$$

En tenant compte de (69)<sub>2</sub> dans (69)<sub>1</sub> et en imposant la continuité des déplacements seulement au sens des travaux virtuels, pour tout  $v$  et  $v'$  cinématiquement admissibles, on peut écrire :

$$(70) \quad \begin{aligned} & - \omega^2(\rho u, v)_{\Omega} \\ & + (\sigma(u), \varepsilon(v))_{\Omega} + \langle t'(u'), v \rangle_{\Sigma} = 0 \\ \langle u, t'(v') \rangle_{\Sigma} - \langle u', t'(v') \rangle_{\Sigma} &= 0 \end{aligned}$$

Dans le domaine intérieur, on cherche une solution approchée  $u_h$ , à l'aide d'une méthode d'éléments finis, en appelant  $w_{ii}$  la fonction de base attachée au nœud  $I$ , dans la direction  $i$  :

$$u_h = \sum_{ii} u_{ii} w_{ii}$$

En injectant cette expression dans (69)<sub>1</sub>, on construit l'impédance éléments finis du domaine intérieur.

Remarque : En utilisant des fonctions de base  $\phi_m$  vérifiant exactement les équations de l'élastodynamique, on peut obtenir une expression intéressante de l'impédance discrète et symétrique d'un hyperélément  $E$  de frontière  $\partial E$  :

$$(71) \quad \begin{aligned} & - \omega^2(\rho \phi_m, \phi_n)_E + (\sigma(\phi_m), \varepsilon(\phi_n))_E \\ & = - \omega^2(\rho \phi_m, \phi_n)_E \\ & - (\text{Div } \sigma(\phi_m), \phi_n)_E + \langle t(\phi_m), \phi_n \rangle_{\partial E} \\ & = \langle t(\phi_m), \phi_n \rangle_{\partial E} \end{aligned}$$

En utilisant cette idée, on peut aisément envisager le couplage entre une méthode d'équations intégrales pour le domaine extérieur et une méthode d'éléments finis pour le domaine intérieur. Pour cela, dans un premier temps, à chaque fonction de base  $w_{1i}$  d'un nœud de l'interface, on associe le champ rayonné  $w'_{1i}$  tel que  $w'_{1i}$  vérifie les équations de Navier dans le domaine extérieur ainsi que les conditions de radiation et qui enfin vérifie l'équation de raccord suivante sur  $\Sigma$  :

$$(72) \quad w'_{1i} = w_{1i} \quad \text{sur } \Sigma$$

Si enfin, on utilise l'équation (71), pour définir l'impédance « éléments finis » symétrique du domaine  $\Omega'$ , on obtient la rigidité dynamique du domaine extérieur :

$$(73) \quad K_{1i,1j} = \langle t'(w'_{1i}), w'_{1j} \rangle_{\Sigma}$$

$w'_{1i}$  est déterminé par une méthode d'équation intégrale mise en œuvre comme ci-dessus.  $u'_h$  est développé également sur cette base. (59)<sub>2</sub> est identiquement vérifié. En reportant (73) dans (70), on obtient dans un deuxième temps, le système linéaire éléments finis à résoudre :

$$(74) \quad -\omega^2 \sum_{1i} u_{1i} \{ \rho w_{1i}, w_{1j} \}_{\Omega} + \langle \sigma(w_{1i}), \varepsilon(w_{1i}) \rangle_{\Omega} + \langle t'(w'_{1i}), w'_{1j} \rangle_{\Sigma} = 0$$

La matrice symétrique  $K$  qui constitue la matrice de rigidité dynamique du super-élément extérieur peut être aisément incorporée dans tout code éléments finis standard. Le calcul du champ sismique libre  $u_i$  est également complexe mais peut être déterminé par la même procédure.

## 9. DÉCOLLEMENT ET GLISSEMENT DE LA FONDATION

Lorsque les non-linéarités sont limitées à l'interface avec la fondation, il n'est plus possible de rester dans le domaine des fréquences mais une méthode d'équations intégrales est encore très intéressante car les équations sont limitées à cette interface. Il faut alors développer la fonction de Green transitoire du sol naturel stratigraphié  $u^{Gk}(x, t; \xi, \tau)$  qui vérifie les équations suivantes de l'élastodynamique, où  $\Delta^*$  est l'opérateur de l'élastostatique :

$$\Delta^* u^{Gk} + \delta_{(\xi, \tau)} e_k = \rho \partial_{tt}^2 u^{Gk}$$

Cela peut se faire en faisant une transformée de Fourier inverse de la fonction de Green obtenue en fréquence. Pour une distribution de force quelconque sur l'interface  $\Gamma_{fs}$ , le déplacement  $u$  s'écrit :

$$u_k(\xi, \tau) = \int_R dt \langle g(x, t), u^{Gk}(x, t; \xi, \tau) \rangle_{fs}$$

En général, on détermine  $u^{Gok}(x, t; \xi) = u^{Gk}(x, t; \xi, 0)$ . La formule précédente s'écrit alors :

$$u_k(\xi, \tau) = \int_0^\tau dt \langle g(x, t), u^{Gok}(x, t - \tau; \xi) \rangle_{fs}$$

Si  $\xi \in \Gamma_{fs}$ , comme dans le cas stationnaire, on obtient une équation intégrale :

$$k u_k(\xi, \tau) = \int_0^\tau dt \left\{ \langle t(u), u^{Gok} \rangle_{fs} - \langle u, t(u^{Gok}) \rangle_{fs} \right\} \quad \xi \in \Gamma_{fs}$$

La loi de frottement de Coulomb à l'interface permet d'envisager la plupart des cas pratiques. Soit  $n$  la normale extérieure au domaine de sol, on introduit :

$$t_N = t \cdot n, \quad t_T = t - t_N n$$

et des notations identiques pour le déplacement  $u$ . Alors la loi de Coulomb s'écrit avec  $F$  le coefficient de frottement à l'interface sol-fondation :

$$u_{iN} - u_{sN} \geq 0,$$

Si  $u_{iN} - u_{sN} > 0$ , alors :  $t(u_s) = 0$

Si  $u_{iN} - u_{sN} = 0$ , alors :  $t_N(u_s) \leq 0$

et si :  $\|t_T(u_s)\| < F |t_N(u_s)|$ ,

alors :  $\partial_i u_{iT} - \partial_i u_{sT} = 0$

ou si :  $\|t_T(u_s)\| = F |t_N(u_s)|$ ,

alors :  $\exists \lambda \geq 0, \partial_i u_{iT} - \partial_i u_{sT} = \lambda t_T$

Si on tient compte du mouvement de corps rigide de la fondation, les inégalités précédentes peuvent être remplacées par le développement de celui-ci sur la base des déplacements  $L_m$ . L'équation du mouvement transitoire de la fondation rigide et du déplacement du sol s'écrivent :

$$\sum_m d_{ii}^2 c_m (\rho_f L_m, L_n)_f = - \langle t_s(u_s), L_n \rangle_{sf} - \langle t_b(u_b), L_n \rangle_{bf} \quad n = 1, 6$$

$$k u_k(\xi, \tau) = \int_0^\tau dt \left\{ \langle t(u), u^{Gok} \rangle_{\Gamma} - \langle u, t(u^{Gok}) \rangle_{\Gamma} \right\} \quad \xi \in \Gamma$$

On ne peut plus développer  $u_s$  comme un déplacement rigide, car au moment du décollement, seulement une partie de  $u_s$  sera un déplacement rigide. On développe alors le mouvement du sol à l'interface selon les fonctions de base utilisées plus haut :

$$u_s = \sum_{Ei} u_{Ei}(t) w_{Ei}, \quad t(u_s) = \sum_{Ei} t_{Ei}(t) w_{Ei}$$

Ces expressions injectées dans l'équation intégrale de surface donnent, en prenant des fonctions de base constantes par élément :

$$k u_{FK}(\tau) = \int_0^\tau dt \left\{ \sum_{Ei} t_{Ei}(t) \langle u^{Gok}_i(x, t - \tau; \xi_F) \rangle_E - \sum_{Ei} u_{Ei}(t) \langle t_i(u^{Gok}(x, t - \tau; \xi_F)) \rangle_E \right\} \quad F = 1, N_e$$

Cette équation ainsi que celle du mouvement de la fondation doivent être reportées dans les inéquations traduisant la loi de Coulomb. Elles sont intégrées pas à pas, éventuellement de manière explicite. Les intégrales portant sur l'interface ne doivent porter que sur la partie au contact.

#### Remarques sur l'influence du décollement

[2] [6] [16] [76] [77] [84] [85]

En examinant un certain nombre de modèles de plus en plus complexes, BISCH [16] parvient à un certain nombre de conclusions : la théorie linéaire surestime en général les efforts et la longueur de décollement ; le décollement abaisse la rigidité moyenne ; la gravitation qui intervient dès qu'une partie décolle, augmente la pseudo-période et augmente la stabilité. Les rotations sont plus fortes mais si le soulèvement reste faible, l'analyse linéaire donne des résultats peu différents du non-linéaire. Le séisme vertical joue un rôle accru. PSYCHARIS montre que seulement le premier mode du bâtiment est réellement affecté par le décollement. L'effet le plus important est surtout sur la période fondamentale qui est considérablement abaissée. Les modes d'ordre plus élevés semblent peu affectés par ce phénomène.

## 10. CONCLUSION

La seule hypothèse de linéarité de l'ensemble du système sol-fondation-structure a permis dans chaque cas de mettre en évidence la structure du système de l'interaction sol-structure quel que soit le type de fondation superficielle ou profonde, rigide ou flexible, isolée ou multiple. Cette approche permet d'aborder de manière unifiée dans un code de calculs tous les différents aspects. Le rôle du champ sismique incident a été mis en évidence dans le mouvement sismique induit ou dans le second membre des systèmes linéaires. Le champ libre, ainsi que les contraintes qu'il produit doivent être connus le long de l'interface sol-fondation. Le rôle de la structure a été identifié grâce à la notion de masse équivalente qui constitue l'interface avec le calcul des structures. L'approche proposée permet de bien découpler les problèmes et d'utiliser les techniques les plus adaptées pour chaque sous-problème.

En particulier il n'a été fait référence à une technique numérique qu'après avoir établi les équations du système mécanique continu. Lorsqu'une hypothèse de couches horizontales est acceptable, la technique des équations intégrales de surface est particulièrement intéressante surtout si le substratum est très profond et si le problème est complètement tridimensionnel. Le calcul de la fonction de Green du sol stratifié doit alors être très performant. L'arrivée de nouveaux calculateurs parallèles doit diminuer considérablement les temps de calculs. Par ailleurs de nombreuses approximations sont possibles permettant de construire des méthodes simplifiées. Elles n'ont pas été abordées dans ce texte, mais la présentation unifiée doit permettre d'appréhender les conséquences de telles approximations dans toute la chaîne des calculs.

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] AKI K., RICHARDS P.G. (1980), *Quantitative seismology Theory and Methods*, Freeman, San Francisco.
- [2] AKIYOSHI T. (1982), *Soil-pile interaction in vertical vibration induced through a frictional interface*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. X, pp. 135-148.
- [3] APSEL R.J., LUCO J.E. (1976), *Torsional response of a rigid embedded foundation*, J. Engineering Mechanics Division ASCE, vol. CII, pp. 957-970.
- [4] AUBRY D., CHAPEL F., CREPEL J.M. (1985), *Interaction sol-structure linéaire sur un sol hétérogène*, Génie Parasismique (V. Davidovici éd.), Presses ENPC, vol. VI, pp. 485-506.
- [5] AUBRY D., CHAPEL F., CREPEL J.M. (1985), *Calcul sismique de fondations sur pieux*, Génie Parasismique (V. Davidovici éd.), Presses ENPC, vol. VI, pp. 533-547.
- [6] AUBRY D., CHOUVET D. (1985), *Calcul sismique de murs de soutènement*, Génie Parasismique (V. Davidovici éd.), Presses ENPC, vol. VIII, pp. 759-771.
- [7] AUBRY D., CHOUVET D., MODARESSI H., MOUROUX P. (1985), *Local amplification of a seismic incident field through an elastoplastic sedimentary valley*, Numerical Methods in Geomechanics (Ed. Kawamoto, Ichikawa), Balkema, pp. 421-428.
- [8] AUBRY D., POSTEL M. (1985), *Dynamic response of a large number of piles by homogenization*, 2nd International Conference Earthquake Engineering.
- [9] AUBRY D., CHOUVET D. (1985), *Analyse sismique de murs de soutènement*, International Conference Soil Mechanics, 11th International Conference Soil Mechanics Foundation Engineering, San Francisco, Balkema.
- [10] AUBRY D., CRÉPEL J.M. (1986), *Interaction sismique fluide-structure - Application aux barrages voute*, Actes 1<sup>er</sup> Colloque Français de Génie Parasismique, Association Française Génie Parasismique.
- [11] BARD P.Y., BOUCHON M. (1980), *The seismic response of sediment-filled valley, Part 1, The case of incident SH waves*, Bull. Seism. Soc. Am., vol. LXX-4, pp. 1236-1286.
- [12] BARD P.Y., BOUCHON M. (1980), *The seismic response of sediment-filled valley, Part 2, The case of incident P and SV waves*, Bull. Seism. Soc. Am., vol. LXX-5, pp. 1921-1941.
- [13] BARD P.Y. (1982), *Diffracted waves and displacement field over two-dimensional elevated topographies*, Geophys. J. R. astr. Soc., vol. LXXI, pp. 731-760.
- [14] BARD P.Y. (1985), *Les effets de site d'origine structurale : principaux résultats expérimentaux et théoriques*, Génie Parasismique (V. Davidovici éd.), Presses ENPC, vol. III, pp. 223-238.

- [15] BEREDUGO Y.O., NOVAK M. (1972), *Coupled horizontal and rocking vibration of embedded footings*, Canadian Geotechnical J., vol. IX-4.
- [16] BISCH P. (1985), *Effets non linéaires des décollements de radier sur le comportement des dynamiques des structures*, Génie Parasismique (V. Davidovici éd.), Presses ENPC, vol. VI, pp. 549-560.
- [17] CHAPEL F. (1981), *Application de la méthode des équations intégrales à la dynamique des sols*, Thèse de Docteur Ingénieur, École Centrale de Paris.
- [18] CHAPEL F., AUBRY D. (1981), *Three dimensional dynamic analysis of a group of piles and comparison with experiments*, 6th SMIRT Conference, Paris, K5/7.
- [19] CHAPEL F., AUBRY D. (1982), *Three dimensional analysis of a group of piles submitted to an obliquely incident wave*, 4th International Conference Numerical Methods Geomechanics, Edmonton, Balkema.
- [20] CHAPEL F., GHAFFAR ZADEH M. (1983), *Frequency independant impedances of soil-structures systems in horizontal and rocking modes*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. XI, pp. 523-540.
- [21] CHAPEL F., TSAKALADIS C. (1985), *Computation of the Green's functions of elastodynamics for a layered half space through a Hankel transform, Applications to foundation vibration and seismology*, Numerical Methods in Geomechanics (Ed. Kawamoto, Ichikawa), Balkema, pp. 1311-1318.
- [22] CHAPEL F., CRÉPEL J.M. (1985), *3-D Analysis of a group of piles in a multilayered soil submitted to a seismic field, Comparisons with experiment*, Numerical Methods in Geomechanics (Ed. Kawamoto, Ichikawa), Balkema, pp. 867-874.
- [23] CHAPEL F. (1986), *Application de la méthode des équations intégrales à l'interaction sol-structure linéaire sur un sol hétérogène*, Actes 1<sup>er</sup> Colloque Français de Génie Parasismique, Association Française Génie Parasismique, vol. IV, pp. 37-48.
- [24] CHOUVET D. (1983), *Calcul élastoplastique d'interaction dynamique sol-structure*, Thèse de Docteur Ingénieur, École Centrale de Paris.
- [25] CHU L.L., ASKAR A., CAKMAK A.S. (1981), *An approximate method for soil-structure interaction for SH-waves, The Born approximation*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. IX, pp. 205-219.
- [26] CRÉPEL J.M. (1983), *Modélisation tridimensionnelle de l'interaction dynamique sol-structure par des éléments finis et infinis*, Thèse de Docteur Ingénieur, École Centrale de Paris.
- [27] DE SILVA N.S. (1984), *Calculs d'interaction sol-structures par la méthode des équations intégrales, Applications aux fondations superficielles et enterrées et comparaison à des essais in situ*, Thèse de Docteur Ingénieur, École Centrale de Paris, le 20 septembre 1984.
- [29] DAY S.M., FRAZIER G.A. (1979), *Seismic response of hemispherical foundations*, J. Engineering Mechanics Division ASCE, pp. 29-41.
- [29] DRAVINSKI M., THAU S.A. (1976), *Multiple diffractions of elastic shear waves by a rigid rectangular foundation embedded in an elastic half-space*, J. Applied Mechanics ASME, vol. XLIII, pp. 295-299.
- [30] DRAVINSKI M., THAU S.A. (1976), *Multiple diffractions of elastic waves by a rigid rectangular foundation : plane strain model*, J. Applied Mechanics ASME, vol. XLIII, pp. 291-294.
- [31] GAZETAS G.C. (1983), *Analysis of machine foundations : state of the art*, Soil dynamics and Earthquake Engineering, vol. II-1, pp. 1-30.
- [32] GUTIERREZ J.A., CHOPRA A.K. (1978), *A substructure method for earthquake analysis of structures including structure-soil interaction*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. VI, pp. 51-69.
- [33] HUJEU J.C. (1985), *Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols*, Génie Parasismique (éd. Davidovici), Presses ENPC, pp. 287-302.
- [34] JENNINGS P.C., BIELAK J. (1973), *Dynamics of building-soil interaction*, Bull. Seism. Soc. Am., vol. LXIII, pp. 9-48.
- [35] IGUCHI M., LUCO J.E. (1981), *Dynamic response of flexible rectangular foundations on an elastic halfspace*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. IX, pp. 239-249.
- [36] IGUCHI M., LUCO J.E. (1982), *Vibration of a flexible plate on a viscoelastic medium*, J. Engineering Mechanics Division ASCE, vol. XXX, pp. XXX.
- [37] KAUSEL E., ROESSET J.M., WAAS G. (1975), *Dynamic analysis of footings on layered media*, J. Engineering Mechanics Division ASCE, vol. CI, pp. 679-693.
- [38] KAUSEL E., ROESSET J.M. (1975), *Dynamic stiffness of circular foundations*, J. Engineering Mechanics Division ASCE, vol. CI, pp. 771-785.
- [39] KENNETT B.L.N. (1983), *Seismic wave propagation in stratified media*, Cambridge University Press.
- [40] KOBAYASHI S., NISHIMURA N. (1982), *Transient stress analysis of tunnels and caverns of arbitrary shape due to travelling waves*, in Developments in Boundary Elements, vol. II (Eds P.K. Banerjee and R.P. Shaw), Applied Science Publishers London.
- [41] KOBORI T., MINAI R., SHINOZAKI Y. (1976), *Vibration of a rigid circular disk on an elastic half-space subjected to plane waves*, Theoretical and Applied Mechanics, University Tokyo Press, vol. XXI, pp. 109-119.
- [42] KOBORI T., MINAI R., SHINOZAKI Y. (1976), *Vibration of a rigid circular disk on an elastic half-space subjected to plane waves (Part 2)*, Theoretical and Applied Mechanics, University Tokyo Press, vol. XXIV, pp. 153-167.

- [43] KUPRADZE V.D. (1963), *Dynamical Problems in Elasticity*, Progress in Solid Mechanics, North Holland.
- [44] LUCO J.E., WETSMANN R.A. (1971), *Dynamic response of circular footing*, J. Applied Mechanics ASME, vol. XCVII, pp. 1381-1395.
- [45] LUCO J.E., WETSMANN R.A. (1972), *Dynamic response of a rigid footing bonded to an elastic half-space*, J. Engineering Mechanics Division ASCE, vol. XXXIX, pp. 527-534.
- [46] LUCO J.E. (1974), *Impedance functions for a rigid foundation on a layered medium*, Nuclear Engineering and Design, vol. XXXI, pp. 204-217.
- [47] LUCO J.E., WONG H.L., TRIFUNAC M.D. (1975), *A note on the dynamic response of rigid embedded foundations*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. IV, pp. 119-128.
- [48] LUCO J.E. (1976), *Vibrations of a rigid disk on a layered viscoelastic medium*, Nuclear Engineering and Design, vol. XXXVI, pp. 325-340.
- [49] LUCO J.E. (1976), *Torsional response of structures for obliquely incident seismic waves*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. IV, pp. 207-219.
- [50] LUCO J.E. (1976), *Torsional response of structures for SH waves : the case of hemispherical foundations*, Bull. Seism. Soc. Am., vol. LXVI-1, pp. 109-124.
- [51] LUCO J.E., WONG H.L. (1977), *Dynamic response of rectangular foundations for Rayleigh wave excitation*, Proc. 6th World Conference Earthquake Engineering, New Delhi, India.
- [52] LUCO J.E. (1980), *Linear soil-structure interaction*, Report UCRL-15272, Lawrence Livermore National Laboratory.
- [53] LUCO J.E., APSEL R.J. (1982), *On the Green's functions for layered media : part 1 and 2*, Bull. Seism. Soc. Am., vol. LXXIII-4, pp. 909-931.
- [54] MILLER R.K. (1977), *An approximate method of analysis of the transmission of elastic waves through a frictional boundary*, J. Appl. Mechanics, ASME, vol. XXXVII, pp. 720-727.
- [55] MILLER R.K. (1979), *The effect of boundary friction on the propagation of elastic waves*, Bull. Seism. Soc. Am., vol. LXVIII, pp. 987-998.
- [56] MILLER R.K. (1979), *Reflection, refraction, and absorption of elastic waves at a frictional interface : SH motion*, J. Appl. Mechanics, ASME, vol. XLVI, pp. 625-630.
- [57] MODARESSI H. (1986), *Modélisation par éléments finis de la propagation des ondes en milieu poreux saturés, Application au génie parasismique*, Thèse de Doctorat, École Centrale de Paris.
- [58] NOGAMI T., NOVAK M. (1977), *Resistance of soil to horizontally vibrating pile*, J. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. V, pp. 249-261.
- [59] NOGAMI T. (1985), *Flexural responses of grouped piles under dynamic loading*, J. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. XIII, pp. 321-336.
- [60] NOVAK M., BEREDUGO Y.O. (1972), *Vertical vibration of embedded footings*, Soil Mechanics Foundation Division ASCE, vol. XCVIII, pp. 1291-1310.
- [61] NOVAK M., NOGAMI T. (1977), *Soil-pile interaction in horizontal vibration*, J. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. V, pp. 263-282.
- [62] NOVAK M., MOGAMI T., ABOUL ELLA F. (1978), *Dynamic soil reaction for plane strain case*, J. Engineering Mechanics Division ASCE, vol. CIV, pp. 953-959.
- [63] NOVAK M., ABOUL ELLA F. (1978), *Impedance function of piles in layered media*, J. Engineering Mechanics Division ASCE, vol. CIV, pp. 643-661.
- [64] OHTSUKI A., HARUMI K. (1983), *Effect of topographies and subsurface inhomogeneities on seismic SV waves*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. XI, pp. 441-462.
- [65] OHTSUKI A., YAMAHARA H., HARUMI K. (1984), *Effect of topographies and subsurface inhomogeneities on seismic Rayleigh waves*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. XII, pp. 37-58.
- [66] POSTEL M. (1985), *Homogénéisation et réponse sismique de fondations sur pieux*, Thèse de Docteur Ingénieur, École Centrale de Paris, le 5 juillet.
- [67] RIGGS H.R., WAAS G. (1985), *Influence of foundation flexibility on soil-structure interaction*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. XIII, pp. 597-616.
- [68] SATAYOPAS B. (1983), *Méthode analytique approchée de calcul de structures sur groupes de pieux dans un sol multicouche*, Thèse de Docteur Ingénieur, École Centrale de Paris.
- [69] SCANLAN R.H. (1976), *Seismic wave effects on soil-structure interaction*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. IV, pp. 379-388.
- [70] SEN R., DAVIES T.G., BANERJEE P.K. (1985), *Dynamic analysis of piles and pile groups embedded in homogeneous soils*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. XIII, pp. 53-66.
- [71] TRIFUNAC M.D. (1973), *Scattering of plane SH-waves by a semi-cylindrical canyon*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. I, pp. 267-281.
- [72] TSAI N.C., NIEHOFF D., SWATTA M., HADJIAN (1974), *The use of frequency-independent soil-structure interaction parameters*, Nuclear Engineering and Design, vol. XXXI, pp. 168-183.
- [73] TSAKALADIS C. (1985), *Diffraction d'ondes sismiques sur les structures sur pieux et fonctions de Green du sol multicouche*, Thèse de Docteur Ingénieur, École Centrale de Paris, le 5 juillet 1985.
- [74] WASHIZU K. (1975), *Variational methods in elasticity and plasticity*, Pergamon Press, 2nd Edition.

- [75] WHITTAKER W.L., CHRISTIANO P. (1982), *Response of a plate and elastic half-space to harmonic waves*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. X, pp. 255-266.
- [76] WOLF J.P. (1976), *Soil-structure interaction with separation of base from soil*, Nuclear Engineering and Design, vol. XXXVIII, pp. 463-473.
- [77] WOLF J.P. (1977), *Seismic response due to travelling shear wave including soil-structure interaction with base-mat uplift*, J. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. V, pp. 337-364.
- [78] WOLF J.P. (1979), *Dynamic stiffness and seismic input motion of a group of battered piles*, Nuclear Engineering and Design, vol. LIV-3.
- [79] WOLF J.P., ARX G.A. (1982), *Horizontally travelling waves in a group of piles taking pile-soil-pile interaction into account*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. X, pp. 225-237.
- [80] WOLF J.P., DARBRE G.R. (1983), *Dynamic stiffness matrix of embedded and pile foundations by indirect boundary element methods*, 7th SMIRT Conference, Chicago.
- [81] WOLF J.P., DARBRE G.R. (1984), *Dynamic stiffness matrix of soil by the boundary-element method : conceptual aspects*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. XII, pp. 385-400.
- [82] WOLF J.P., DARBRE G.R. (1984), *Dynamic stiffness matrix of soil by the boundary-element method : embedded foundations*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. XII, pp. 401-416.
- [83] WOLF J.P. (1985), *Dynamic soil-structure interaction*, Prentice Hall.
- [84] WOLF J.P., OBERNHUBER P. (1985), *Non-linear soil-structure-interaction using dynamic stiffness or flexibility of soil in the time domain*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. XIII, pp. 195-212.
- [85] WOLF J.P., OBERNHUBER P. (1985), *Non-linear soil-structure-interaction using Green's function of soil in the time domain*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. XIII, pp. 195-212.
- [86] WONG H.L., LUCO J.E. (1976), *Dynamic response of rigid foundations of arbitrary shape*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. IV, pp. 579-587.
- [87] WONG H.L., LUCO J.E. (1976), *Dynamic response of rectangular foundations to obliquely incident seismic waves*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. VI, pp. 3-16.
- [88] WONG H.L. (1982), *Effect of surface topography on the diffraction of P, SV, and Rayleigh waves*, Bull. Seism. Soc. Am., vol. LXXII, pp. 1167-1183.

# comportement aux séismes des tunnels et des ouvrages souterrains dans les sols\*

## behaviour of tunnels and underground structures to earthquakes

Marc PANET

Président de SIMECSOL\*\*

### Résumé

Les tunnels et les ouvrages souterrains résistent en général mieux aux séismes que les structures de surface. L'amplitude des mouvements et des accélérations sont plus faibles en profondeur qu'en surface. Dans la plupart des cas on peut analyser les sollicitations des ouvrages souterrains en négligeant l'interaction sol-structure et les effets d'inertie. On suppose alors que le champ de déplacement imposé à la structure est la même qu'en champ libre. Dans le cas de structures rigides dans les sols mous, il est nécessaire de faire appel à des modèles numériques prenant en compte l'interaction sol-structure et les effets d'inertie.

### Abstract

*Tunnels and underground structures exhibit a better resistance to earthquakes than surface structures. The main difficulties occur at soil discontinuities. The amplitude of motions and accelerations are smaller at depth than at the surface. In most cases, the seismic actions on underground works may be analysed by neglecting the soil-structure interaction and inertia forces. Then it is assumed that the displacement field assigned to the structure is the same as in the free field. For rigid structures excavated in soft soils, one must use numerical models taking into account the soil-structure interaction and inertia forces.*

\* « Communications aux journées communes C.F.M.S./A.F.P.S. des 18 et 19 novembre 1986 sur le thème : fondations, propriétés des sols et impératifs sismiques. »

\*\* 115, rue Saint-Dominique - 75007 Paris.

Les ouvrages souterrains (tunnels, métros, galeries d'adduction d'eau et d'assainissement, canalisations, ...) se comportent généralement bien sous les sollicitations de type sismique ; pour un séisme d'intensité donnée, les désordres des ouvrages souterrains sont beaucoup plus faibles que les dommages des ouvrages construits à la surface du sol.

L'étude statistique la plus complète sur les dommages causés aux tunnels par les séismes a été réalisée par DOWDING et ROZEN (2). Elle porte essentiellement sur des ouvrages excavés dans les massifs rocheux et a trait à des tunnels ferroviaires ou des galeries hydrauliques dont l'ouverture varie entre 3 m et 6 m, qui ont subi des tremblements de terre dont la magnitude varie de 5,8 à 8,3 et dont le foyer est situé entre 15 et 20 km de profondeur. L'importance des désordres est mise en relation avec l'accélération maximale en surface  $a_0$ , ou avec la vitesse de vibration maximale en surface  $v_0$ . Il apparaît les règles empiriques suivantes (fig. 1) :

— si  $a_0 < 0,19$  g ou  $v_0 < 20$  cm/s, aucun désordre n'est observé,

— si  $a_0 > 0,5$  g ou  $v_0 > 90$  cm/s, des désordres sérieux sont à craindre ; on peut remarquer que ces seuils correspondent à des séismes très destructeurs pour les ouvrages superficiels.

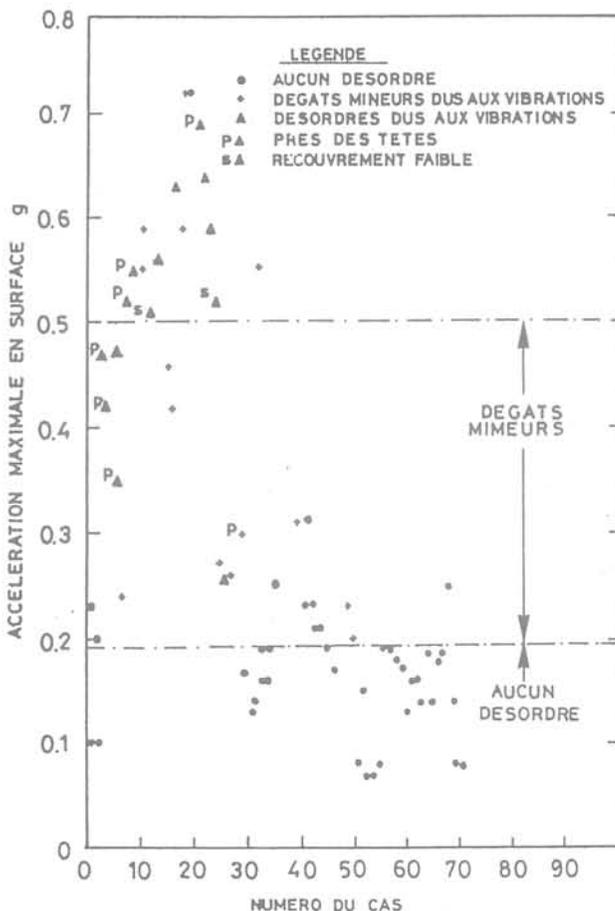


Fig. 1. — Effets des tremblements de terre sur les tunnels creusés dans les massifs rocheux (d'après DOWDING et ROZEN (2))

Les raisons essentielles de ce bon comportement aux séismes des ouvrages souterrains sont essentiellement les suivantes :

- les déplacements et les accélérations sont plus faibles en profondeur qu'à la surface du sol,
- il n'y a pas d'amplification des déplacements dans la structure souterraine par rapport aux déplacements du sol ; on peut le plus souvent négliger les forces d'inertie de la structure.

En fait les principaux désordres subis par les ouvrages souterrains résultent de discontinuités dans le comportement des terrains encaissants telles que :

- a) les zones de transition entre un sol mou et un sol raide ou du rocher ;
- b) les failles actives qui peuvent rejouer en cours de séisme et constituent une discontinuité cinématique. On cite souvent le cas du tunnel de Wright qui, lors du tremblement de terre de San Francisco en 1906 (avec une magnitude de 8,3), a été cisailé au passage d'une faille avec un rejet de 13,70 m ;
- c) les glissements de terrain dans les zones de tête ;
- d) les phénomènes de liquéfaction qui se produisent dans les zones de sols lâches et saturés.

Ce sont ces circonstances particulières qui sont à l'origine des désordres les plus graves subis par les ouvrages souterrains en cas de séismes. Ils ont été traités par ailleurs et nous ne les examinerons pas ici. Nous limiterons cette étude au comportement d'une galerie linéaire située dans un sol homogène dans lequel la continuité des déplacements est maintenue au cours du séisme. On considère des ondes sinusoïdales de la forme :

$$u = \max(u) \sin 2\pi \frac{x}{VT}$$

$V$ , vitesse de propagation.  
 $T$ , période.

## 1. LES MOUVEMENTS SISMQUES DANS LE SOUS-SOL

L'amplitude des mouvements sismiques est plus faible en profondeur qu'en surface. La présence d'une couche de sol meuble au-dessus d'un substratum plus rigide a pour effet d'amplifier fortement en surface les vibrations pour des fréquences caractéristiques qui dépendent des caractéristiques de déformabilité du sol et de son épaisseur.

A titre d'exemple, la figure 2 montre pour un site alluvial les spectres de réponse en accélération à la surface du sol et à deux profondeurs différentes, 12 m et 40 m, du séisme de Salinas du 10 mars 1972.

Rappelons que pour un sol homogène d'épaisseur  $H_c$  au-dessus d'un substratum plus rigide, la fréquence propre fondamentale des ondes SH,  $N_1$ , est donnée

pour un comportement élastique par :

$$N_1 = \frac{V_s}{4 H_c}$$

où  $V_s$  est la vitesse de propagation des ondes SH dans le sol.

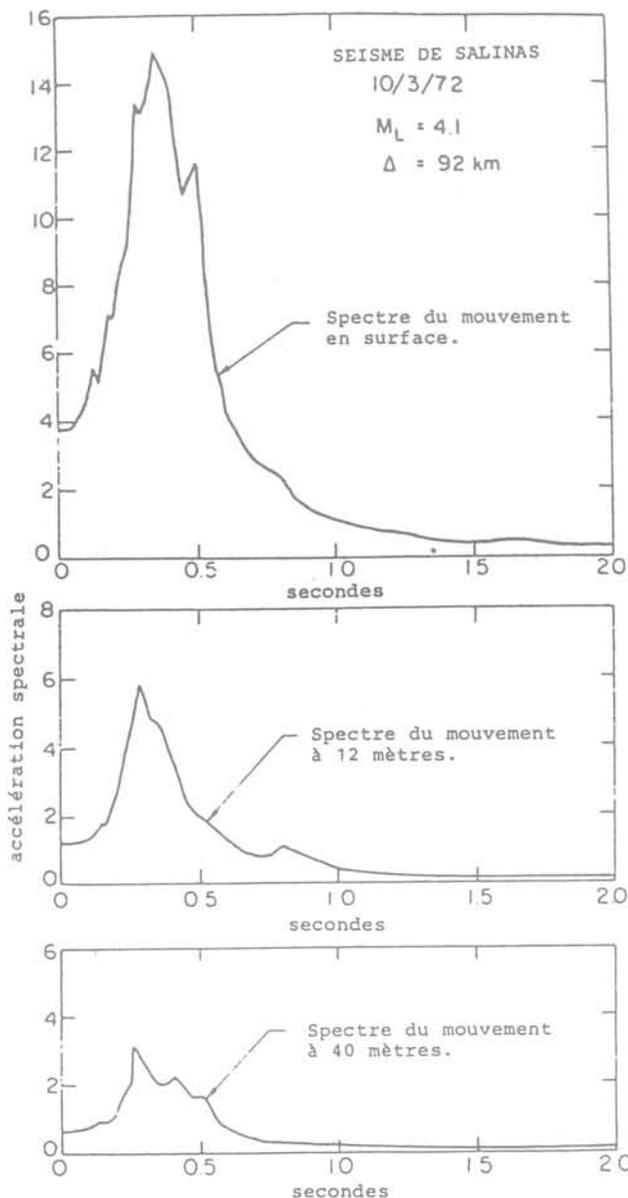


Fig. 2. — Exemple d'amplification du spectre de réponse en accélération due aux couches superficielles. Le site comprend 11 m de vase en surface, puis des alluvions (d'après SEED et LYSMER).

Pour une onde sinusoïdale de fréquence  $N_1$  se propageant verticalement, le profil des déplacements horizontaux est (fig. 3) :

$$u(z) = u_0 \cos \frac{\pi}{2} \frac{z}{H_c}$$

$u_0$  étant le déplacement en surface.

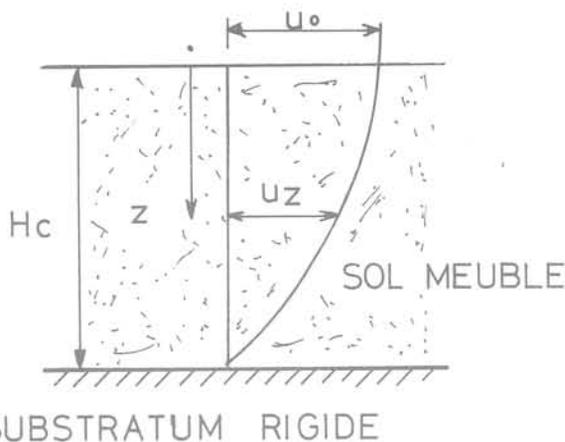


Fig. 3. — Profil en fonction de la profondeur des déplacements horizontaux.

Ainsi pour  $H_c = 50$  m et  $V_s = 100$  m/s, on trouve  $N_1 = 0,5$  et pour  $z = 25$  m

$$u(25) = 0,707 u_0$$

Les autres fréquences caractéristiques sont données par

$$N_n = \frac{2n - 1}{4} \frac{V_s}{H_c} \quad (n > 1)$$

En fait l'existence d'un amortissement propre du sol, d'origine visqueuse ou liée à l'hystérésis des lois de comportement, limite le nombre des modes de vibration ; seuls les deux premiers modes ont un intérêt pratique.

Lorsque le sol est hétérogène, les modèles les plus simples pour étudier le profil des amplitudes connaissant le spectre d'accélération en surface ou au niveau de l'interface substratum rigide-sol, sont des modèles unidimensionnels linéaires équivalents dans lesquels les couches du sol sont représentées par des systèmes viscoélastiques en série excitées par une onde de cisaillement se propageant verticalement. Dans certains cas, il ne faut pas négliger les effets liés à la topographie, ou à la géométrie du substratum.

## 2. LES SOLLICITATIONS SISMQUES DES OUVRAGES SOUTERRAINS

Pour l'étude des sollicitations d'un tunnel à axe horizontal situé à une profondeur  $H$  dans une couche de sol d'épaisseur  $H_c$ , on peut distinguer (fig. 4) :

- les déplacements dans le plan horizontal oxy qui créent des déformations axiales et des sollicitations de flexion ;
- les déplacements dans le plan vertical oyz qui imposent une distorsion à la section transversale du tunnel.

Dans la très grande majorité des cas, on admet que les déplacements subis par l'ouvrage souterrain sont ceux du terrain encaissant en champ libre. L'interaction sol-

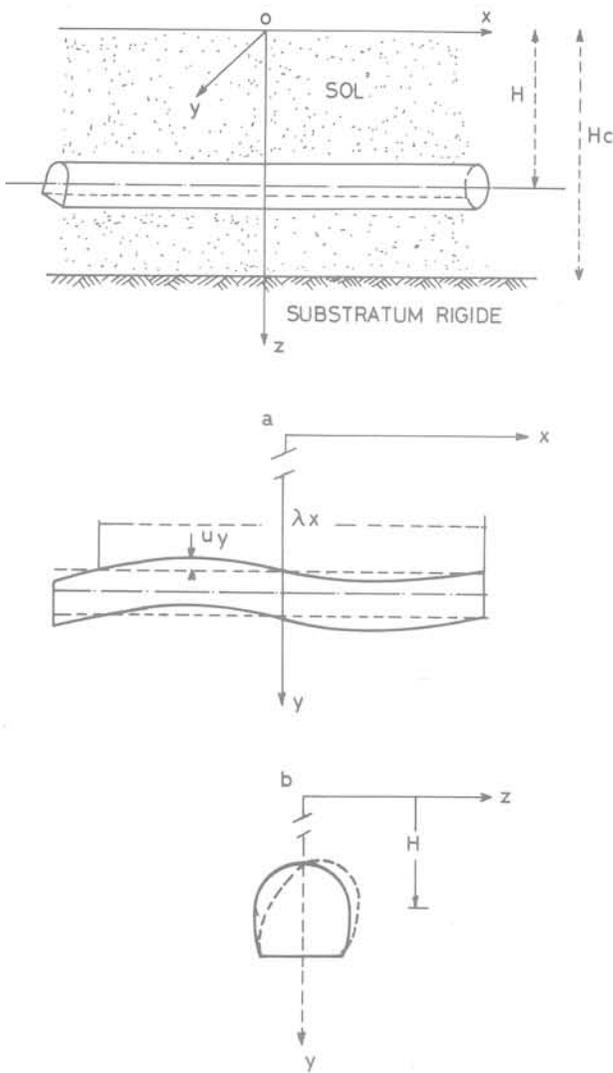


Fig. 4. — Déformations d'un tunnel à axe horizontal.  
a) Flexion dans le plan horizontal oxy.  
b) Distorsion dans le plan vertical oyz.

structure n'est pas prise en compte. Cette hypothèse demeure acceptable tant que les structures ont une rigidité faible vis-à-vis des terrains encaissants ; elle devient discutable dans le cas des sols mous, dans lesquels les périodes de vibration sont peu élevées. Toutefois cette hypothèse va toujours dans le sens de la sécurité, puisque la rigidité de la structure a pour effet de s'opposer aux déplacements du sol et que par conséquent les déformations de la structure sont plus faibles.

La deuxième hypothèse, déjà mentionnée, consiste à négliger les effets d'inertie ; elle n'est pas toujours justifiée comme le montrent les études sur modèles numériques. Il n'y a pas toujours continuité des déplacements à l'interface revêtement-sol, et des décollements peuvent se produire (5). Les conditions d'interface jouent un rôle important dans les modèles numériques. Si l'on ne suppose pas la continuité des déplacements à l'interface terrain-revêtement, et lorsqu'il y a localement dans la structure des masses concentrées, les effets d'inertie doivent être pris en compte.

Les analyses faites ci-dessous ne considèrent ni l'interaction sol-structure, ni les effets d'inertie, et sont par conséquent des analyses quasi statiques d'une structure à laquelle on impose un champ de déformation.

### 3. ANALYSE DES SOLLICITATIONS LONGITUDINALES

Dans le plan horizontal oxy on distingue :

- les déformations axiales parallèles à l'axe ox ;
- les déformations de flexion dues aux composantes du déplacement perpendiculaires à ox.

3.1. Les déformations axiales soumettent le revêtement d'un tunnel à des contraintes de compression et de traction qui se propagent le long du tunnel à la vitesse  $V_p$ , vitesse de propagation des ondes longitudinales. On peut évaluer la déformation axiale maximum,  $\max \varepsilon_x$ , par la formule de Newmark correspondant à la déformation en champ libre

$$\max \varepsilon_x = \frac{\max v_x}{V_p}$$

où  $v_x$  est la vitesse de vibration parallèlement à l'axe ox.

Le Comité technique japonais des joints parasismiques des pipe-lines souterrains propose une formule analogue

$$\max \varepsilon_x = \frac{T_1 \max a_x}{2 \pi V_p}$$

où  $a_x$  est l'accélération maximale suivant ox, et  $T_1$ , la période fondamentale de vibration.

3.2. Une onde de cisaillement sinusoïdale de fréquence  $N$ , se propageant à une vitesse  $V_s$  parallèlement à l'axe ox, impose au tunnel d'épouser la forme d'une sinusoïde de longueur d'onde

$$\lambda_x = \frac{V_s}{N}$$

Les déformations de flexion créent alors des moments fléchissants  $M$  et des efforts tranchants  $T$  donnés respectivement par :

$$M = E_r I_r \frac{d^2 u_y(H)}{dx^2}$$

$$T = E_r I_r \frac{d^3 u_y(H)}{dx^3}$$

où

$E_r$  est le module d'Young du revêtement ;  
 $I_r$  est le moment d'inertie du revêtement par rapport à ox ;  
 $u_y(H)$  est le déplacement parallèlement à oy à la profondeur  $H$ .

Il en résulte que :

$$M = - \frac{4 \pi^2 E_r I_r}{\lambda_x^2} \max [u_y (H)] \sin 2 \pi \frac{x}{\lambda_x}$$

$$T = - \frac{8 \pi^3 E_r I_r}{\lambda_x^3} \max [u_y (H)] \cos 2 \pi \frac{x}{\lambda_x}$$

Le moment fléchissant et l'effort tranchant sont maximaux pour :

$$x = \left( \frac{1}{4} + \frac{k}{2} \right) \lambda_x$$

On a alors :

$$| \max M | = \frac{4 \pi^2 E_r I_r}{2 \lambda_x} \max [u_y (H)]$$

et

$$| \max T | = \frac{8 \pi^3 E_r I_r}{\lambda_x^3} \max [u_y (H)]$$

Soit encore :

$$| \max M | = \frac{E_r I_r}{V_s^2} [\max a_y (H)]$$

et

$$| \max T | = \frac{2 \pi N E_r I_r}{V_s^3} [\max a_y (H)]$$

où

$a_y (H)$  est l'accélération parallèle à  $oy$  à la profondeur  $H$ .

Il apparaît clairement que les sollicitations sont d'autant plus fortes que la vitesse de propagation des ondes de

cisaillement est plus faible c'est-à-dire que le sol est plus mou.

A titre d'exemple, considérons un tunnel de section circulaire de 8 m de diamètre avec un revêtement en béton de 0,40 m d'épaisseur (module d'Young du béton  $E_r = 25\,000$  MPa) dont l'axe est situé à 25 m de profondeur dans une couche de sol de 50 cm d'épaisseur au-dessus d'un substratum rigide. La vitesse de propagation des ondes de cisaillement  $V_s$  est égale à 100 m/s et  $N = 0,5$ . Les formules précédentes pour  $\max a_y (H) = 0,2$  g donnent :

$$\max M = 914 \text{ MN xm/n}$$

$$\max T = 58 \text{ MN/m}$$

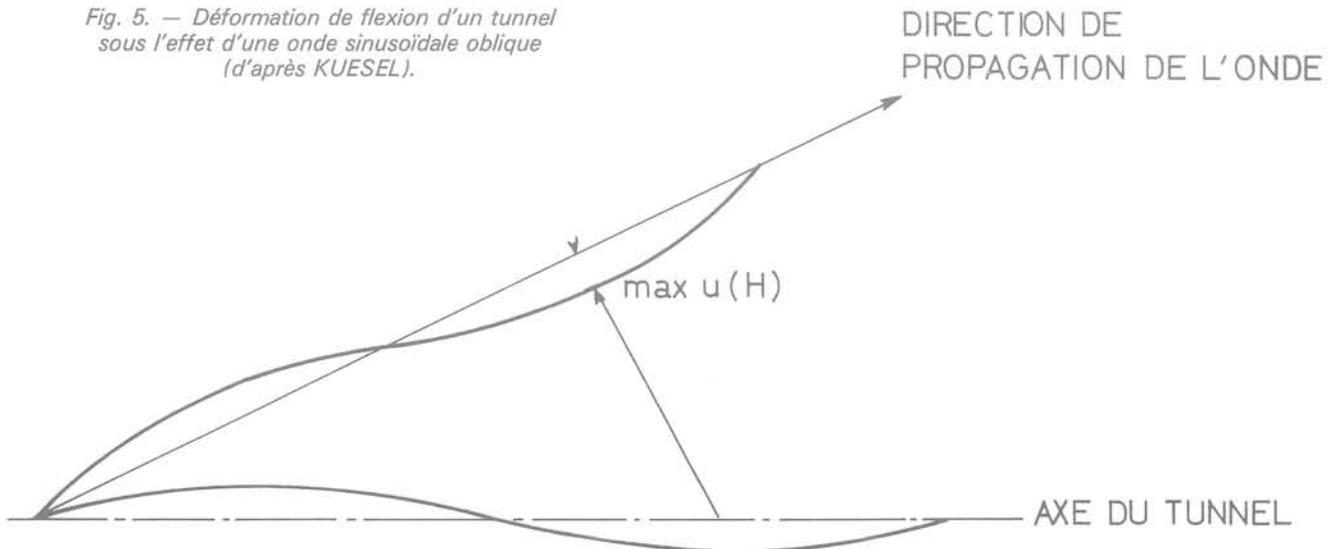
Comme le montre cet exemple, il est souvent nécessaire de limiter les moments fléchissants ; on réalise alors des joints souples tous les quarts de longueur d'onde soit dans l'exemple précédent tous les 50 m. La résistance du joint souple est alors calculée en admettant qu'il reprend un effort tranchant égal à l'effort de cisaillement engendré dans la section du sol correspondant à la section transversale du tunnel par le mouvement en champ libre.

**3.3.** Dans le cadre des études parasismiques pour le métro BART dans la baie de San Francisco qui a été en partie excavée dans des sols mous, KUESEL (4) a étudié les déformations du tunnel sous l'effet d'une onde de cisaillement se propageant suivant une direction faisant un angle  $\psi$  avec l'axe du tunnel (fig. 5).

En supposant que la longueur d'onde  $\lambda$  la plus défavorable est égale à six fois l'ouverture de l'excavation, la déformation maximale imposée à la structure souterraine est donnée par l'expression :

$$\max \varepsilon = \frac{\pi (\max u (H))}{\lambda} \left[ 2 \sin \psi \cos \psi + \frac{\pi}{3} \cos^3 \psi \right]$$

Fig. 5. — Déformation de flexion d'un tunnel sous l'effet d'une onde sinusoïdale oblique (d'après KUESEL).



Elle est maximum pour  $\psi = 32^\circ$  et est alors égale à :

$$\max \varepsilon = 5,2 \frac{[\max u(H)]}{\lambda}$$

KUESEL propose alors les règles suivantes :

- si  $\max \varepsilon < 10^{-4}$ , la structure demeure dans le domaine élastique ;
- si  $\max \varepsilon > 10^{-4}$ , il convient de prévoir des joints pour absorber cette déformation.

#### 4. ANALYSE DES SOLLICITATIONS TRANSVERSALES

4.1. Nous examinerons dans ce paragraphe le cas d'un ouvrage souterrain à axe horizontal situé à une profondeur  $H$  dans une couche de sol meuble d'épaisseur  $H_c$  ; les sollicitations dans le plan  $oyz$  sont dues à la propagation verticale d'une onde de cisaillement à partir d'un substratum rigide. Pour le mode fondamental  $N_1$ , le profil du déplacement horizontal  $u_y(z)$  est un quart de sinusoïde (fig. 3).

Ce déplacement impose à la section transversale du tunnel une distorsion (fig. 6).

La différence entre le déplacement horizontal de la clef de voûte et le point le plus bas pour une section transversale circulaire de rayon  $r$  est :

$$2 \Delta u_y = \left( \frac{du_y}{dz} \right) \times 2r = H$$

Soit la valeur maximale :

$$\max (\Delta u_y) = \frac{2}{\pi} \frac{H_c}{V_s^2} a_0 r \sin \left( \frac{\pi}{2} \frac{H}{H_c} \right)$$

Les sollicitations du revêtement du tunnel dépendent de sa rigidité. Si le revêtement du tunnel est un anneau circulaire mince d'épaisseur  $e$ , la rigidité du revêtement peut être caractérisée par deux modules :

- un module de rigidité en compression

$$K_{sc} = \frac{E_r}{(1 - \nu_r^2)} \frac{e}{r}$$

- un module de rigidité en flexion

$$K_{sf} = 9 \frac{E_r}{(1 - \nu_r^2)} \frac{I_r}{r^3}$$

La contrainte radiale  $\sigma_r$  et la contrainte de cisaillement  $\tau_{r\theta}$  s'exerçant sur l'extrados du revêtement peuvent être déterminées à partir des équations différentielles (fig. 7) :

$$K_{sc} \left( \frac{d^2 v_r}{d\theta^2} + \frac{du_r}{d\theta} \right) = - r \tau_{r\theta}$$

$$K_{sc} \left( \frac{dv_r}{d\theta} + u_r \right) + \frac{1}{9}$$

$$K_{sf} \left( \frac{d^4 u_r}{d\theta^4} + 2 \frac{d^2 u_r}{d\theta^2} + u_r \right) = r \sigma_r$$

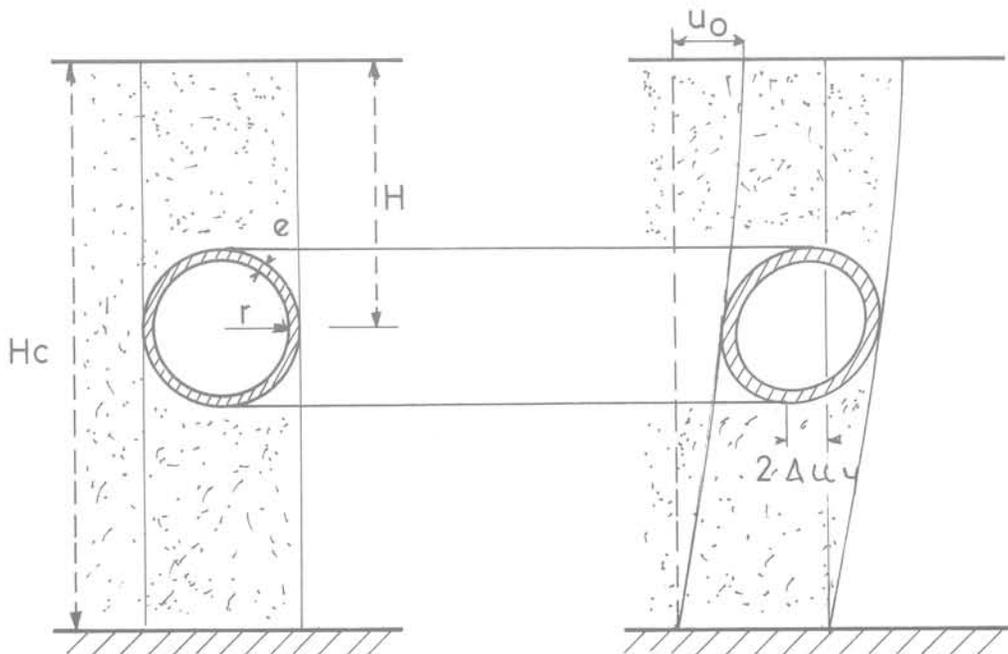


Fig. 6. — Distorsion imposée à la section transversale circulaire d'un tunnel.

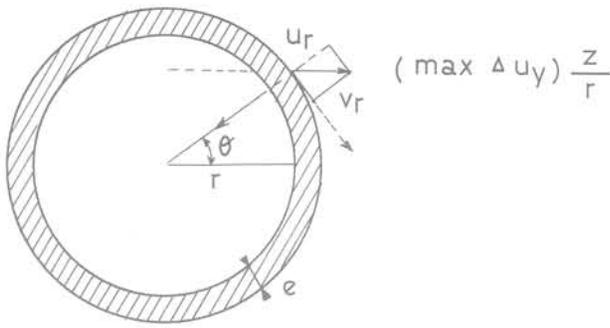


Fig. 7.

où les composantes radiale et tangentielle à l'extrados du revêtement sont données par :

$$u_r = -\frac{1}{2} \max(\Delta u_y) \sin 2\theta$$

$$v_r = \max(\Delta u_y) \sin^2\theta$$

Il convient de noter que les contraintes de compression sont comptées positivement, et que le déplacement radial  $u_r$  est positif lorsqu'il est centripète. On suppose également que sur la hauteur du tunnel la variation du déplacement horizontal  $u_y$  est linéaire.

L'intégration des équations différentielles donne les expressions suivantes :

$$\sigma_r = \frac{1}{2} \frac{\max(\Delta u_y)}{r} (K_{sc} - K_{sf}) \sin 2\theta$$

$$\tau_{r\theta} = -\frac{\max(\Delta u_y)}{r} K_{sc} \cos 2\theta$$

Elles permettent de déterminer l'effort normal A et le moment fléchissant M :

$$A = \alpha r \sin 2\theta$$

$$M = \beta r^2 \sin 2\theta$$

avec :

$$\alpha = \frac{1}{2} \left( K_{sc} + \frac{1}{3} K_{sf} \right) \frac{\max(\Delta u_y)}{r}$$

et :

$$\beta = \frac{1}{6} K_{sf} \frac{\max(\Delta u_y)}{r}$$

L'effort normal A et le moment fléchissant M sont maxima pour :

$$\theta = \frac{\pi}{4} + k\pi$$

Si on reprend à titre d'exemple, le tunnel dans les conditions explicitées en 3.2. ( $r = 4 \text{ m}$  ;  $e = 0,4 \text{ m}$  ;

$E_r = 25\,000 \text{ MPa}$  ;  $\nu_r = 0,15$ ), les modules de rigidité sont :

$$K_{sc} = 2\,046 \text{ MPa}$$

$$K_{sf} = 16 \text{ MPa}$$

d'où :

$$\text{Max } M = 2,67 \frac{\max(\Delta u_y)}{r} \text{ exprimé en MN x m/m}$$

$$\text{Max } A = 1\,025,5 \frac{\max(\Delta u_y)}{r} \text{ exprimé en MN/m}$$

Les conditions  $H_c = 50 \text{ m}$ ,  $H = 25 \text{ m}$ ,  $V_s = 100 \text{ m/s}$  pour une accélération maximale en surface  $a_0 = 0,5 \text{ g}$  conduisent à :

$$\max(\Delta u_y) = 1,1 \text{ cm}$$

d'où :

$$\text{Max } M = 7,5 \text{ kN x m/m}$$

$$\text{Max } A = 2\,820 \text{ kN/m}$$

Ces conditions sévères conduisent à des sollicitations maximales qui ne sont pas négligeables.

4.2. Pour l'étude du métro de la baie de San Francisco, KUESEL (4) a fait une étude sur modèle numérique pour étudier en champ libre la distorsion dans le plan vertical. Dans ce modèle, le module de déformation du sol croît proportionnellement avec la profondeur ; le sol est soumis à sa base à un spectre d'accélération déduit des enregistrements du séisme d'El Centro en 1940, ajusté pour une accélération horizontale maximum de 0,33 g dans le substratum rocheux et de 0,5 g à la surface du sol. En se fondant sur les courbes de réponse, KUESEL propose une approximation linéaire donnant le déplacement horizontal maximum  $\max[u_y]$  en fonction de la profondeur z (fig. 8)

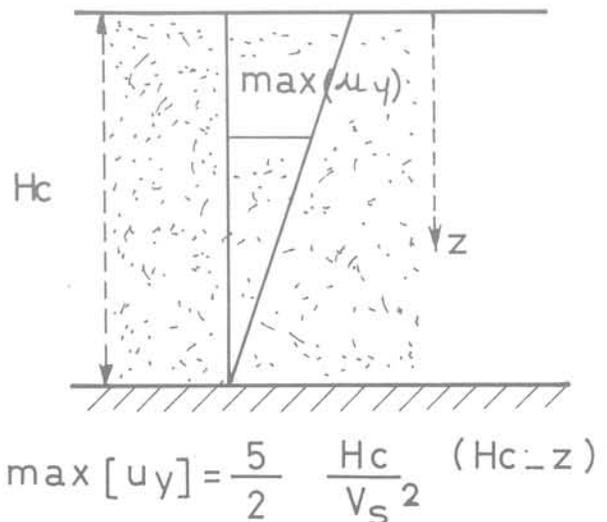


Fig. 8.

$$\max \Delta u_y = \frac{5}{2} \frac{H_c}{V_s^2} (H_c - z)$$

où  $u_y$ ,  $H_c$ ,  $z$  sont exprimés en pied, et  $V_s$  en pied/seconde,  $V_s$  étant la vitesse de propagation moyenne des ondes de cisaillement se propageant verticalement dans les sols.

On peut en déduire que, pour un tunnel horizontal de section circulaire à une profondeur  $H$ , en utilisant les notations de 4.1. :

$$\max (\Delta u_y) = \frac{5}{2} \frac{H_c}{V_s^2} r$$

Pour l'exemple numérique traité en 4.1., on trouve :

$$\max (\Delta u_y) = 1,5 \text{ cm}$$

valeur quelque peu supérieure à celle donnée en 4.1.

## CONCLUSIONS

L'expérience montre que les ouvrages souterrains résistent en général bien aux séismes. Si on excepte les cas où les sols peuvent présenter de fortes discontinuités cinématiques, seuls les ouvrages situés dans des sols mous peuvent être soumis à des déformations trop élevées. Par des modèles analytiques simples, il est possible d'estimer les ordres de grandeur des sollicitations maximales dues aux séismes et de vérifier que l'ouvrage peut résister à ces sollicitations en plus des charges statiques permanentes. Il importe de ne pas perdre de vue que ces modèles simples ne tiennent pas

compte de l'interaction sol-structure, ni des effets d'inertie. Lorsque les ouvrages ont une grande rigidité vis-à-vis des terrains encaissants, ces hypothèses ne sont souvent plus acceptables et il est préférable d'avoir alors recours à des modèles numériques.

Sur un plan pratique, il est le plus souvent préférable de réduire la rigidité des structures que de tenter d'accroître leur résistance, ce qui augmente généralement leur rigidité.

## BIBLIOGRAPHIE

1. COUDERT J.F., PANET M., ROBERT J. (1986), *Comportement aux séismes des tunnels et des ouvrages souterrains*, Génie Parasismique, vol. VIII-8, pp. 817-831, Presses des Ponts et Chaussées, Paris.
2. DOWDING C.F., ROZEN A. (1978), *Damage to rock tunnels from earthquake shaking*, J. Geot. Eng., vol. CIV, GT2.
3. HALL W.J., NEWMARK N.M. (1977), *Seismic design criteria for pipelines and facilities*, Proc. Life-line Earthquake Engineering Specialty Conference ASCE 1977, pp. 18-34.
4. KUESEL T.R. (1969), *Earthquake design criteria for subways*, J. Structural Division ASCE 95, ST6, pp. 1213-1231.
5. PITILAKIS K. (1986), *Analyse parasismique des tunnels et des pipe-lines, Méthodes de dimensionnement et expériences*, 1<sup>er</sup> Colloque National de Génie Parasismique, Saint-Rémy-lès-Chevreuse, pp. 7/71-7/84.

# étude des matériaux marneux utilisés pour la construction du barrage de Montbel (09)

study of the marly materials used in the construction  
of the Montbel dam (09)

**E. ALONSO**

Ingénieur, C.E.M.A.G.R.E.F. Bordeaux\*

**D. LOUDIÈRE**

I.C.G.R.E.F., C.E.M.A.G.R.E.F. Antony\*\*

**P. MORLIER**

Professeur, Université Bordeaux I\*\*\*

## Résumé

La nature des marnes rend leur utilisation très difficile pour la construction de remblais et de barrages. Dans cette étude les marnes évolutives du site de Montbel sont étudiées en fonction de leur degré d'altération. Les essais effectués montrent que ces marnes doivent être compactées jusqu'à une densité sèche comprise entre le maximum du Proctor Normal et la densité sèche en place. En outre il est constaté un comportement mécanique différent suivant que le compactage du matériau ait lieu sur le chantier à l'aide d'un rouleau à pieds dameurs ou en laboratoire.

## Abstract

*The nature of marls makes them very difficult to use in the construction of fills and dams. In this study the evolutive marls on the Montbel site are studied with respect to the degree of weathering they undergo. The tests carried out demonstrate that these marls must be compacted until they have a dry density comprised between the maximum Proctor and dry in situ densities. In addition, a different behaviour was noted depending upon whether the material was compacted on site with a tamping roller, or in the laboratory.*

\* 33610 Cestas.

\*\* Parc de Tourvoie, 92160 Antony.

\*\*\* I.U.T.A., 33405 Talence.

## 1. INTRODUCTION

Le projet de construction, dans le département de l'Ariège, du barrage de Montbel, dans un site où l'utilisation de la marne s'est imposée pour la réalisation du barrage principal et des autres ouvrages, nous a conduits à entreprendre de nombreuses études et de nombreux essais.

En outre, on a pu constater que ce matériau particulier avait posé des problèmes importants lors des études et des travaux concernant d'autres ouvrages (barrages et remblais) : les incidents survenus montrent bien qu'il s'agit d'un matériau difficile.

En effet, non seulement la marne est un matériau intermédiaire entre les argiles et les calcaires, entre les sols et les roches, mais surtout des marnes peuvent évoluer, en présence d'eau, plus ou moins rapidement, d'un aspect rocheux à celui d'une boue.

Comme la marne, relativement fréquente en France, surtout dans le Bassin Parisien, le Sud-Ouest et le Sud-Est, est de plus en plus utilisée pour la construction d'ouvrages, il nous a paru intéressant, notamment pour les projeteurs confrontés à ce type de matériau, de présenter les différents résultats obtenus ; après un chapitre consacré aux marnes en général, les différentes études des matériaux marneux du site de Montbel sont traitées.

## 2. LES MARNES

En ce qui concerne la définition des marnes, FILLIAT et DEPRESZ (1) considèrent qu'elles sont le terme moyen d'une série continue qui va du calcaire à l'argile, selon le tableau I (d'après CORRENS) :

On peut ajouter la définition de HERAUD, RESTITUITO et LE ROUX (2) : « la dénomination de marne désigne une roche intermédiaire entre l'argile et le calcaire ; le pourcentage de  $\text{CaCO}_3$  n'est pas le seul critère de détermination, il s'y ajoute une notion de comportement ou de sensibilité à l'eau qui fait d'une marne un matériau évolutif. Cette notion restrictive donne des marnes une mauvaise image de marque, mais c'est celle qu'elles ont dans la pratique ».

Comme ce texte est consacré aux marnes en tant que matériaux susceptibles d'être utilisés pour la construction d'un barrage, il faut, à notre avis, prendre en considération les trois aspects suivants :

— lorsqu'il s'agit de trouver des matériaux pour la construction d'un ouvrage, on s'intéresse notamment aux couches superficielles, et donc les phénomènes d'altération naturelle interviennent ; ainsi, comme avec la plupart des roches, on peut avoir en surface une couche altérée meuble (aspect d'un sol) et à quelques mètres de profondeur, une marne dure (aspect d'une roche) ;

— en second lieu, on appelle marne des matériaux qui vont d'une roche dure, dont la résistance à la compression simple peut dépasser une dizaine de MPa, à une argile peu carbonatée et peu consolidée d'une résistance à la compression simple de quelques dixièmes de MPa, matériau finalement proche d'un sol dans ce dernier cas ;

— troisièmement, les marnes plus ou moins dures qui à l'extraction sont sous forme de blocs et de cailloux, peuvent par la suite se déliter ; par exemple un échantillon de marne dure de la dimension d'un caillou mis dans un récipient contenant de l'eau peut se transformer en boue en quelques heures, voire en quelques minutes ; bien entendu, cette désagrégation brutale dépend de la composition et de la texture du matériau.

En ce qui concerne la composition minéralogique des marnes on rencontre peu souvent un mélange d'argiles et de calcaire uniquement. En général les marnes sont composées des trois phases suivantes : argiles, carbonate de calcium ( $\text{CaCO}_3$ ), quartz (silt, sable) ; d'autres éléments peuvent également être présents : feldspaths, micas, micro-organismes, dolomite, gypse, pyrite, etc.

Si le pourcentage d'argile et la nature des minéraux argileux ont une influence sur le comportement de la marne, la texture joue également un rôle important.

La texture concerne l'arrangement spatial, la forme et la dimension des minéraux d'une roche ou d'un sol ; elle peut être étudiée à l'aide du microscope électronique à balayage. Des grossissements de 1 000 à 10 000 sont en général effectués pour l'étude de la texture des

Tableau I.

% $\text{CaCO}_3$	% argiles	Nom de la roche	Comportement
0	100	Argile	Plastique
10	90		
35	65	Marne argileuse	Plus ou moins raide
65	35	Marne	
90	10	Calcaire marneux	Rigide
100	0	Calcaire	

marnes. On peut ainsi apprécier notamment la disposition des différents minéraux les uns par rapport aux autres (par exemple particules d'argile enrobant les carbonates), leurs liaisons (par exemple grains de  $\text{CaCO}_3$  soudés entre eux), la forme et la taille des différents constituants, la porosité du matériau, sa fissuration. On peut observer des textures homogènes (compactes ou non), des textures orientées (direction privilégiée en particulier des minéraux argileux), des textures en microagrégats ; il s'agit dans ce dernier cas, de matériaux composés d'agrégats d'une taille de quelques microns à quelques centaines de microns, ces agrégats étant constitués de plusieurs petites particules (argile, calcite, quartz...); on a donc une porosité interagrégats et une porosité intra-agrégats.

En ce qui concerne les liaisons calcaires, leur rôle peut être très important ; lors de la diagenèse des marnes, des liaisons entre grains de  $\text{CaCO}_3$  peuvent se former ; elles sont alors de nature ionique, comme celles qui existent à l'intérieur des grains. Si elles sont suffisamment nombreuses et fortes, elles s'opposent en présence d'eau à l'action de l'argile et ainsi, le matériau marneux a un comportement de roche ; dans le cas contraire, le gonflement de l'argile fait passer la marne de l'état de roche à celui de sol.

Pour mieux apprécier le caractère évolutif des marnes, LEROUX (3) propose l'utilisation d'un simulateur d'altération constitué d'un émetteur infra-rouge et ultraviolet, d'une soufflerie d'air chaud et d'un bac d'immer-

sion contenant de l'eau ; il s'agit de répéter des cycles humidification-dessication avec cet appareil. On peut ainsi constater l'aptitude des marnes à évoluer d'une roche vers un sol et leur vitesse d'évolution. En général, les marnes qui ont de faibles teneurs en carbonates (10 à 20 %) associées à une phase argileuse importante (au moins 30 %) ont une évolution très rapide. Par contre, les marnes qui contiennent suffisamment de grains de  $\text{CaCO}_3$  bien soudés entre eux, n'évoluent pratiquement pas. Les marnes à texture homogène et compacte ont en général une évolution lente, tandis que les marnes à texture en microagrégats se désagrègent rapidement. L'altération en place peut également jouer un rôle et entraîner une évolution plus rapide des matériaux prélevés plus près de la surface.

Il faut bien distinguer d'une part l'altération en place d'une marne plus ou moins décomprimée et fissurée, qui est un phénomène lent et progressif se traduisant notamment en surface par la présence d'un sol décarbonaté qui peut être relativement compact (dissolution de  $\text{CaCO}_3$  par l'eau chargée de  $\text{CO}_2$ ) ; d'autre part il y a l'altération à laquelle est soumise une marne évolutive (plus ou moins dure et sèche), extraite à une certaine profondeur, lorsqu'on la met en présence d'eau, ce qui entraîne un gonflement de l'argile et une désagrégation du matériau, qui peut être très rapide, aucune dissolution n'intervenant.

Finalement et schématiquement, on peut établir la classification suivante des marnes :

Tableau II.

Nature de la marne en place	Marne altérée meuble (sol)	Marne intermédiaire entre sol et roche		Marne à aspect rocheux, dure et sèche		
		Matériau partiellement altéré	Matériau ni très consolidé ni très carbonaté	Pas ou peu de liaisons $\text{CaCO}_3$		Liaisons calcaires abondantes et solides
				Texture en microagrégats	Texture homogène, compacte	
Caractéristiques du matériau en place	Matériau humide, décarbonaté en général peu profond	Matériau moins sec et moins compact que le matériau intact	Matériau argileux plutôt tendre	Vides plus ou moins importants entre les agrégats et à l'intérieur de ces derniers	Peu de vides à l'intérieur du matériau	En général matériau contenant plus de 50 % de $\text{CaCO}_3$
Comportement en présence d'eau du matériau prélevé	Comportement analogue aux sols argileux	Se désagrège plus vite que les matériaux moins altérés	Désagrégation d'autant plus rapide que le matériau est plus argileux	Ce matériau se désagrège rapidement	Ce matériau se désagrège lentement	Matériau pratiquement insensible à l'eau. Se comporte comme une roche
L'ampleur de la désagrégation dépend notamment des vides disponibles autour du matériau						

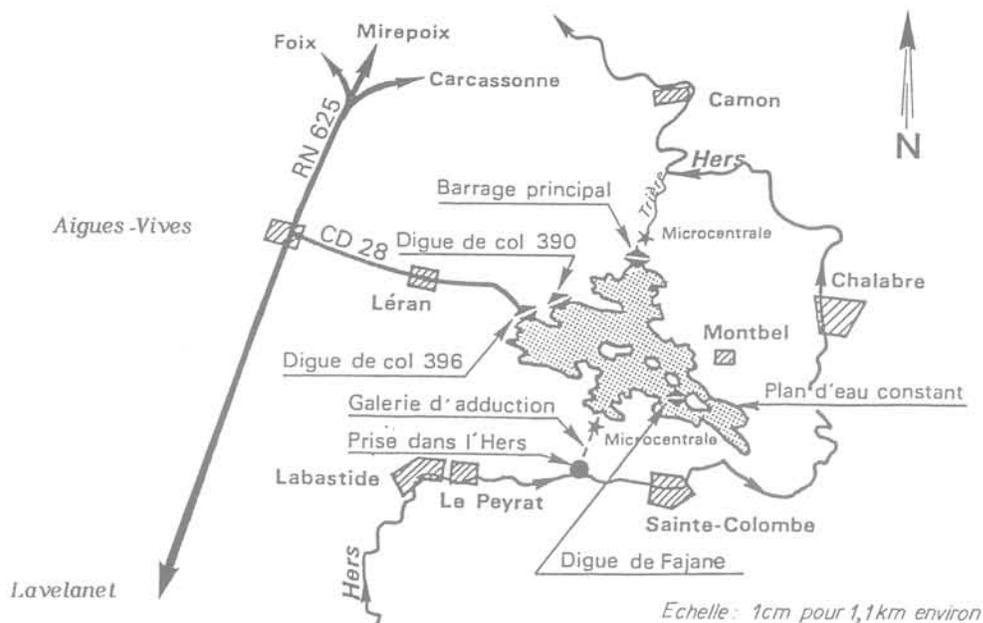


Fig. 1. — Plan de situation.

### 3. AMÉNAGEMENT DE MONTBEL ET TRAVAUX DE RECONNAISSANCE

#### 3.1. L'aménagement de Montbel

Afin de permettre le développement des irrigations dans les départements de l'Ariège, de l'Aude et de la Haute-Garonne, a été décidée la création d'un réservoir d'une capacité de 60 millions de m<sup>3</sup>, à Montbel. Ce volume est obtenu en noyant 550 hectares de la cuvette naturelle de Montbel dont la fermeture est assurée par un barrage d'une hauteur maximum de 36 m (sur le ruisseau de la Trière, affluent rive gauche de l'Hers) et par deux digues de col (hauteurs maximales de 13 m et de 7 m).

L'alimentation de la retenue (dont le bassin versant propre est seulement de 14,5 km<sup>2</sup>) est réalisée à l'aide d'une galerie d'adduction permettant la dérivation d'un débit de 10 m<sup>3</sup>/s des eaux excédentaires d'hiver et de printemps de l'Hers (affluent rive droite de l'Ariège).

L'ensemble des ouvrages se trouve sur le plan ci-dessous (fig. 1) ; la digue de Fajane, d'une hauteur maximale de 20 m, a pour but de maintenir un plan d'eau constant à vocation touristique.

Tous les remblais ont été exécutés à l'aide des matériaux marneux disponibles dans la zone noyée. Le barrage principal (volume d'environ 800 000 m<sup>3</sup>) a été réalisé en 1983 et la digue de Fajane (volume d'environ 300 000 m<sup>3</sup>) en 1984. Le remplissage de la retenue était presque terminé au début de l'été 1985 (fig. 2).

Les principaux organismes concernés par le réservoir de Montbel sont les suivants :

- Ministère de l'Agriculture présentant le dossier et assurant la majorité du financement de l'opération (coût total d'environ 180 millions de francs H.T.) ;
- Institution Interdépartementale pour l'Aménagement du barrage de Montbel : Maître d'ouvrage ;
- Direction Départementale de l'Agriculture de l'Ariège : conducteur d'opération (maître d'œuvre pour la digue de Fajane) ;



Fig. 2. — Vue du barrage principal.

— Bureau d'Ingénieurs Conseils COYNE et BELLIER : Maître d'œuvre ;

— Entreprise Grands Travaux de Marseille : exécutant principal (Entreprise BEC, pour la digue de Fajane).

Les études géologiques et géotechniques, commencées en 1978, ont été effectuées par le Centre National du Machinisme Agricole, du Génie Rural, des Eaux et des Forêts (C.E.M.A.G.R.E.F.) — Groupement de Bordeaux (4), avec la participation des géologues de la Compagnie Nationale d'Aménagement de la Région du Bas-Rhône et du Languedoc.

### 3.2. Les travaux de reconnaissance

Les couches qui affleurent dans la cuvette de Montbel appartiennent au Lutétien ; essentiellement marneuses, elles ont pratiquement un pendage Sud-Nord de quelques degrés.

Lors de la recherche des matériaux susceptibles d'être utilisés pour la construction du barrage principal et des deux digues de col, les reconnaissances suivantes ont été effectuées dans la zone noyée :

— une reconnaissance des couches superficielles à l'aide d'une pelle hydraulique sur chenilles d'une puissance de 100 ch ; cent cinq tranchées ont été exécutées,

— une reconnaissance de la butte de Taurine, située en rive droite à quelques centaines de mètres du barrage principal, à l'aide d'une sondeuse (carottes : diamètre 90 mm) ; trois sondages ont été exécutés.

En fond de vallée (Trière), des dépôts d'alluvions récents constituent une couche limoneuse humide d'une épaisseur comprise entre 2,50 m et 5,50 m ; ces limons recouvrent une mince couche de grave ou reposent directement sur le substratum marneux. Ces limons, peu plastiques (limite de liquidité moyenne égale à 30 % et limite de plasticité moyenne égale à 19,5 %), ont une teneur en eau naturelle moyenne de

21 % (donc légèrement supérieure à  $\omega_p$ ) quelle que soit l'époque du prélèvement et quel que soit la profondeur de ce dernier ; la teneur en eau optimale des essais de compactage Proctor Normal est comprise entre 13 % et 15 % : le séchage de ces matériaux limoneux proches de la saturation s'avérant très difficile, il est alors décidé de réaliser le barrage à l'aide des matériaux marneux disponibles dans les versants.

Les tranchées exécutées dans les versants marneux ont une profondeur variant de 1,80 m à 4,50 m. Sous la terre végétale, on trouve une marne meuble (éluvions, colluvions de versant), ensuite une marne très tendre, puis de moins en moins tendre à mesure que la profondeur augmente ; finalement, on arrive en général sur une marne sèche et dure, le creusement à la pelle devenant très difficile.

Les marnes meubles sont des marnes complètement altérées qui ont l'aspect d'un sol argileux classique ; par contre, lors de l'extraction, les marnes sous-jacentes viennent essentiellement sous forme de blocs et de cailloux tendres à durs. Ces marnes sous-jacentes, partiellement altérées, sont classées en fonction de leur teneur en eau naturelle, qui dépend de leur profondeur et de leur plasticité :

— marnes tendres, dont la teneur en eau est supérieure à 10 % ;

— marnes dures, dont la teneur en eau est inférieure à 10 %.

Si on considère l'ensemble des tranchées exécutées dans la marne, on obtient la coupe moyenne suivante :

— 0,40 m de terre végétale ;

— 1 m de marnes complètement altérées meubles, dont la teneur en eau naturelle, variable en surface suivant les conditions atmosphériques, est comprise entre 13 % et 23 % ;

— 1,50 m de marnes partiellement altérées tendres, dont la teneur en eau naturelle, constante, est comprise entre 10 % et 17 % ;

— des marnes partiellement altérées dures dont la teneur en eau, constante, est comprise entre 6 % et 10 %.

Tableau III. — Teneurs en eau moyennes suivant l'altération (en %)

Marne	intacte	partiellement altérée	meuble
à forte plasticité (limite de liquidité proche de 55)	$\omega = 11$	$\omega = 16$	$\omega = 21$
à moyenne plasticité (limite de liquidité proche de 40)	$\omega = 8$	$\omega = 11$	$\omega = 16$
à faible plasticité (limite de liquidité proche de 30)	$\omega = 6$	$\omega = 8$	$\omega = 13$

Les coupes varient de quelques décimètres de marne meuble directement sur de la marne dure (transition négligeable) à plus de quatre mètres de marne meuble et de marne tendre.

Comme l'exploitation des marnes superficielles jugées convenables, les marnes meubles et les marnes tendres, conduit à des zones d'emprunts très étendues, il est décidé d'étudier également les marnes profondes de la butte de Taurine.

Les trois sondages carottés réalisés, d'une longueur de 30 m, 20 m et 15 m, permettent de constater que cette butte est constituée de marnes indurées et sèches. A partir d'une profondeur de 2 m, tous les échantillons prélevés ont une teneur en eau comprise entre 4,5 % et 12 %.

Schématiquement, on peut suivre sur le tableau III les teneurs en eau moyennes d'une même marne suivant son degré d'altération.

#### 4. IDENTIFICATION ET ESSAIS DE COMPACTAGE

##### 4.1. Identification des marnes de Montbel

Les marnes de Montbel sont constituées essentiellement d'éléments fins. Presque toutes les particules ont un diamètre inférieur à  $80 \mu$  et 15 à 50 % des éléments ont un diamètre équivalent inférieur à  $2 \mu$ . La densité spécifique moyenne des particules est égale à 2,73 (valeurs mesurées entre 2,70 et 2,76). Il s'agit d'un matériau surconsolidé, peu carbonaté et évolutif : des cailloux de marne, tendres ou durs, provenant des couches superficielles ou des couches profondes, plongés dans de l'eau, mettent quelques heures à quelques jours pour se déliter complètement.

Les marnes *meubles* ont l'aspect d'un sol argileux. En place, ce matériau a une densité sèche voisine du maximum obtenu à l'essai de compactage Proctor Normal (PN).

Les marnes partiellement altérées *tendres* ( $\omega$  entre 10 % et 17 %) ont l'aspect d'une roche plus ou moins tendre. En place, ce matériau a une densité sèche comprise entre 1,8 et 2,1 ce qui correspond en moyenne à 1,10 fois l'optimum PN.

Les marnes partiellement altérées *dures* ( $\omega$  entre 6 % et 10 %) ont l'aspect d'une roche assez dure. En place, ce matériau a une densité sèche comprise entre 2,1 et 2,3 ce qui correspond à environ 1,15 fois l'optimum PN.

Les marnes *intactes* (entre 2 et 30 m de profondeur dans la butte de Taurine) ont l'aspect d'une roche dure ; les résistances à la compression simple varient de 1 MPa à plus de 10 MPa. En place, ce matériau a une densité sèche comprise entre 2 et 2,4 ce qui correspond à environ 1,20 fois l'optimum PN.

Les marnes partiellement altérées et les marnes intactes (butte de Taurine) contiennent 10 à 20 % de  $\text{CaCO}_3$  (moyenne de 15 %) et un degré de saturation de l'ordre de 95 % ; par contre les marnes meubles contiennent en général très peu de carbonates (moyenne de 4 %) et leur degré de saturation est variable.

En ce qui concerne la *composition minéralogique* des marnes de Montbel il y a, outre les carbonates ( $\text{CaCO}_3$ ), du quartz et des minéraux argileux : en gros 50 % de kaolinite, 30 % d'illite et 20 % de smectite. Les valeurs de la capacité d'échange de base (C.E.B.), mesurée sur la fraction inférieure à  $2 \mu$ , sont proches de 20 milliéquivalents (pour 100 g de sol) ; elles traduisent une teneur en argile vraie peu importante (particules de quartz dans la fraction inférieure à  $2 \mu$ ). Les analyses thermiques différentielles effectuées montrent que les marnes ne contiennent pas de matières organiques, ni de gels d'hydroxydes de fer.

La détermination de la *texture* des marnes de Montbel, à l'aide du microscope électronique à balayage, a été demandée à LE ROUX (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) ; la photo de la figure 3 montre qu'il s'agit d'une texture en microagrégats où les particules d'argile enrobent les grains de quartz et de  $\text{CaCO}_3$ .

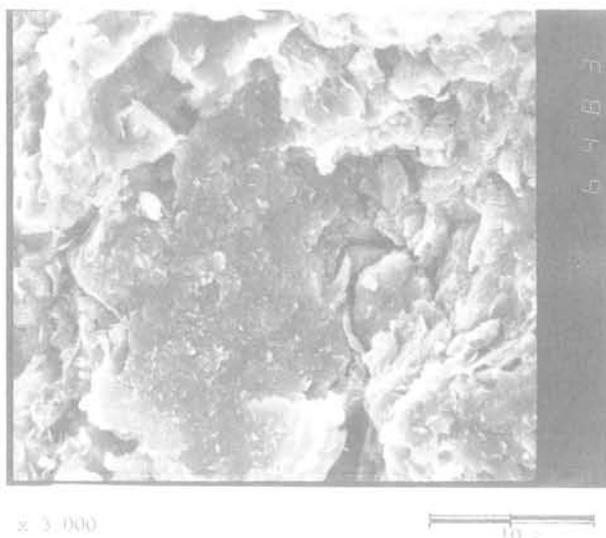


Fig. 3. — Texture de l'échantillon L2 - 2,10 m (marne partiellement altérée tendre).

Les agrégats, constitués d'une association argile quartz carbonate, ont une dimension de quelques dizaines de microns. Le contour de l'agrégat central est bien visible.

Les échantillons de marne partiellement altérée (prélevés sous forme de cailloux et de blocs) et les échantillons de marne intacte (prélevés sous forme de carottes), destinés aux *analyses granulométriques* et à la détermination des *limites d'Atterberg*, ont été brisés en morceaux et placés dans des récipients remplis d'eau pendant au moins 24 heures, afin qu'ils se délitent.

Tableau IV. — Analyses granulométriques et limites d'Atterberg  
Valeurs moyennes

Marnes	meubles		partiellement altérées		intactes	
	$\omega_L \geq 40$	$\omega_L < 40$	$\omega \geq 10$ tendres	$\omega < 10$ dures	$\omega \geq 7$ argileuses	$\omega < 7$ gréseuses
Nombre d'essais	12	6	25	15	8	11
Pourcentage $< 2 \mu$	35	23	33	23	32	21
Limite de liquidité %	48	35,5	43	35	40	30
Indice de plasticité	25,5	16,5	22,5	16	20,5	12,5
Activité IP/% $< 2 \mu$	0,73	0,72	0,68	0,70	0,64	0,60

Dans le tableau IV, les résultats moyens obtenus sur les échantillons des différentes marnes soumis à des essais d'identification (analyses granulométriques et limites d'Atterberg), sont regroupés : on considère d'une part les marnes meubles dont la limite de liquidité est inférieure à 40 % (ou  $IP < 20$ ) et d'autre part celles dont la limite de liquidité est supérieure ou égale à 40 % ( $IP \geq 20$ ) ; dans l'ensemble cette séparation correspond à une teneur en eau de 16 %. Les marnes intactes sont également classées en deux catégories : les marnes argileuses dont la teneur en eau naturelle est supérieure ou égale à 7 % et les marnes gréseuses dont la teneur en eau est inférieure à 7 % (la limite de liquidité de 33,5 % sépare aussi ces deux marnes).

Il y a une bonne continuité entre les marnes meubles, les marnes partiellement altérées et les marnes intactes. L'activité des argiles, d'après SKEMPTON, dans l'ensemble d'ailleurs assez faible, diminue avec la plasticité, des marnes meubles aux marnes intactes. En ce qui concerne les marnes non meubles, il semble donc que lors de la détermination des limites d'Atterberg, des particules d'argile restent agrégées et ne jouent pas

totale leur rôle, ce phénomène étant plus important pour les marnes intactes que pour les marnes partiellement altérées.

La relation entre l'indice de plasticité IP et la limite de liquidité  $\omega_L$  peut s'écrire :  $IP = 0,73 (\omega_L - 13 \%)$  ce qui correspond à une droite située au-dessus de la ligne A d'équation  $IP = 0,73 (\omega_L - 20 \%)$  dans l'abaque de plasticité de CASAGRANDE.

#### 4.2. Essais de compactage (laboratoire)

La réalisation d'un essai de compactage Proctor Normal consiste tout d'abord à réduire 12 kg de marne en petits cailloux qui sont laissés à l'air libre pendant quelques jours afin que leur teneur en eau diminue. Ensuite, le matériau est écrasé en petits éléments inférieurs à 5 mm. Puis le matériau, divisé en cinq échantillons, est humidifié de + 2 à + 10 points environ (par exemple le matériau séché ayant une teneur en eau de 7 %, les cinq échantillons ont respectivement 9 %, 11 %, 13 %, 15 % et 17 % de teneur en eau).

Tableau V. — Essais de compactage Proctor Normal - Valeurs moyennes

Marnes	meubles		partiellement altérées		intactes	
	$\omega_L \geq 40$	$\omega_L < 40$	$\omega \geq 10$ tendres	$\omega < 10$ dures	$\omega \geq 7$ argileuses	$\omega < 7$ gréseuses
Nombre d'essais	6	1	11	4	3	2
Pourcentage $< 2 \mu$	31	15	29	25	27	21
Indice de plasticité	25	19	21,5	18,5	18	13
Teneur en eau naturelle (%)	18	16	12,5	8,5	7,5	5,5
Densité sèche en place	1,75	1,82	2,01	2,19	2,25	2,36
Teneur en eau optimale (%)	17,5	16	15	13,5	14	11,5
Densité sèche maximale	1,72	1,81	1,83	1,90	1,87	1,97
Degré de saturation (%)	81	86	83	84	83	81

Après 24 heures d'imbibition, l'échantillon le plus humidifié se transforme pratiquement en pâte et l'échantillon le plus sec est sous forme de grains.

Les résultats moyens des essais de compactage Proctor Normal effectués sont regroupés dans le tableau V, en considérant la même division des marnes que précédemment. L'allure des courbes de compactage est symétrique par rapport à l'optimum en général; la partie humide est pratiquement parallèle à la courbe de saturation.

En ce qui concerne les marnes dures et les marnes intactes, l'optimum Proctor Modifié est de l'ordre de 9 % (teneur en eau optimale) et de 2,1 (densité sèche maximale).

L'indice de consistance à l'optimum PN,  $I_c = \frac{\omega_L - \omega_{opt}}{IP}$ ,

est compris entre 1,1 et 1,3 pour tous les échantillons, sauf avec un échantillon de marne intacte gréseuse où il atteint 1,45. Les matériaux les moins argileux se compactent mieux. La présence de grains assez compacts tend aussi à augmenter la densité (marnes non meubles).

Les marnes meubles ont une teneur en eau naturelle voisine de l'optimum (différence généralement inférieure à 2 points). Les marnes partiellement altérées et les marnes intactes sont du côté sec; l'écart moyen est de 2,5 points pour les marnes tendres (valeurs comprises entre 0,5 et 4,5), de 5 points pour les marnes dures et de 6 points pour les marnes intactes. Le rapport de la densité sèche en place sur le maximum PN varie de 1 pour les marnes meubles à 1,2 pour les marnes intactes.

## 5. PLANCHE D'ESSAIS

Afin d'étudier les conditions de compactage des différentes marnes (marnes meubles, marnes tendres, marnes dures, marnes intactes, marnes intactes faiblement et nettement humidifiées), une planche d'essais, implantée près de la butte de Taurine et divisée en six aires d'une longueur de 40 m et d'une largeur de 4 m, est réalisée en septembre 1979.

Les engins suivants sont utilisés :

- tracteur Caterpillar D9H (puissance de 400 ch) équipé d'un ripper (dent de 70 cm);
- décapeuse automotrice Caterpillar 637 (capacité d'une vingtaine de m<sup>3</sup>);
- compacteur à pieds dameurs Caterpillar 835 (largeur de 4 m, poids à vide de 30 t et de 35 t avec lest) équipé d'une lame (permettant de niveler les couches);
- un tracteur avec une charrue à socs (Huard, 4 socs en planche);
- un camion citerne (muni d'un dispositif d'arrosage).

Les matériaux superficiels (marnes meubles et marnes partiellement altérées) sont prélevés dans les versants de la butte de Taurine entre 0,50 et 2 m de profondeur. Les marnes intactes sont prélevées entre 3 et 9 m de profondeur à partir de la crête de la butte de Taurine.

Les marnes partiellement altérées et les marnes intactes déversées sur les aires d'essais par la décapeuse sont essentiellement sous forme d'éléments compris entre 50 mm et 200 mm (gros cailloux et blocs). Chaque passe du compacteur 835 est effectuée sur toute la longueur de l'aire; tous les contrôles de densité sont réalisés au milieu (dans le sens de la largeur) de chaque aire et dans les vingt mètres centraux.

Les densités sont déterminées à l'aide d'un densitomètre à membrane et les teneurs en eau à l'aide d'une étuve et d'une balance électriques. Les valeurs données par la suite représentent une moyenne de quatre à huit mesures. L'épaisseur des couches après compactage est de 0,20 à 0,25 m.

Pour les marnes *meubles*, de teneur en eau égale à l'optimum PN, la densité sèche maximale PN est atteinte avec cinq ou six passes du compacteur 835. Des passes supplémentaires entraînent un léger matelassage, la densité demeurant constante.

En ce qui concerne les marnes *tendres*, de teneur en eau égale à 12 %, les pieds dameurs parviennent à écraser presque tous les cailloux et blocs de marne. La densité augmente jusqu'à douze passes (à six passes le maximum PN est atteint mais le matériau n'est pas très bien serré), à partir desquelles un léger matelassage apparaît; le matériau compacté a alors un aspect compact et homogène mais le contour de quelques cailloux de marne peut être observé. Une dizaine de passes du compacteur 835 sont donc suffisantes pour ces marnes tendres de teneur en eau 12 %. Pour les marnes les plus tendres (teneur en eau de 16 % ou 17 %), on peut estimer que six ou sept passes sont suffisantes et pour les moins tendres (teneur en eau de 10 %) une douzaine de passes.

Le prélèvement des marnes *dures* ( $\omega = 8$  %) nécessite l'utilisation du ripper du tracteur D9H pour briser la marne qui est prélevée ensuite par la décapeuse. L'action du compacteur 835 se divise en deux étapes; jusqu'à une douzaine de passes il s'agit essentiellement d'un broyage, d'un concassage du matériau, la densité évoluant peu et le matériau restant assez pulvérulent (la densité sèche mesurée après six passes est égale au maximum PN). Par contre la deuxième étape, entre douze et dix-huit passes, consiste en un serrage efficace du matériau. Après dix-huit passes, la surface compactée est lisse et le creusement de trous montre qu'il n'y a plus de vides visibles, le matériau étant cohérent, très résistant, et ayant un aspect homogène (des essais d'eau confirment son étanchéité); on peut toutefois observer le contour des nombreux cailloux de marne encore présents. Bien que les densités sèches atteintes soient alors assez proches du maximum du Proctor Modifié, les comparaisons continuent par la suite à être faites avec l'essai PN.

Les quatre photos suivantes (fig. 4, 5, 6 et 7) montrent le prélèvement dans la zone d'emprunt des marnes dures, leur compactage sur l'aire d'essais et l'aspect des trous creusés après six et dix-huit passes du compacteur 835.

Les marnes *intactes argileuses* ( $\omega = 8\%$ ), donnent pratiquement les mêmes résultats que les marnes dures. Les tamisages à sec effectués après six passes du compacteur montrent que le matériau est surtout constitué de cailloux et de graviers (il subsiste également quelques blocs).

Quant aux marnes *intactes gréseuses* ( $\omega = 6\%$ ), leur exploitation est encore moins aisée, le ripper s'enfonçant beaucoup plus difficilement. Néanmoins après une vingtaine de passes du compacteur 835, un bon serrage du matériau est obtenu.

Avec le matériel disponible, l'*humidification* des marnes intactes argileuses est également expérimentée. Les étapes suivantes sont nécessaires :

— broyage du matériau à l'aide du compacteur 835 effectuant six passes ;

— passage de la charrue à socs pour desserrer le matériau ;

— passage du camion citerne pour arroser la marne (composée d'éléments allant du sable à des blocs) ;

— passage de la charrue à socs pour tenter d'homogénéiser le matériau humidifié ; l'opération camion et charrue est répétée trois fois (la teneur en eau augmente en moyenne de trois points) ;

— pour terminer, une dizaine de passes du compacteur 835 sont nécessaires pour assurer un bon compactage du matériau.

En fait, l'humidification n'est pas du tout homogène : on a une pâte qui enrobe plus ou moins les cailloux présents. L'humidification décrite ci-dessus est donc une solution coûteuse et peu satisfaisante.

Sur le tableau VI, les principaux résultats concernant les marnes superficielles compactées à leur teneur en eau naturelle sont regroupés.



Fig. 4. — Planche d'essais. Prélèvement des marnes dures (partiellement altérées).



Fig. 6. — Planche d'essais. Trou creusé dans les marnes dures après six passes du compacteur 835.



Fig. 5. — Planche d'essais. Premières passes du compacteur 835 sur les marnes dures (teneur en eau inférieure à 10 %).



Fig. 7. — Planche d'essais. Trou creusé dans les marnes dures après dix-huit passes du compacteur 835.

A la lecture de ce tableau, on peut donc dire qu'un compactage satisfaisant des marnes de Montbel implique une densité sèche comprise entre la densité maximum PN et la densité en place ; pratiquement la densité satisfaisante est la moyenne de ces deux densités.

Afin de vérifier le comportement des marnes dures peu compactées puis saturées, un échantillon de teneur en eau naturelle de 7,5 % et de densité sèche 2,25 fragmenté en petits cailloux (le tamisage à sec donne 10 % de sable, 30 % de graviers et 60 % de cailloux inférieurs à 60 mm) est soumis à un essai de compactage à l'énergie PN dans le moule CBR (2,3 litres), ce qui entraîne une fragmentation supplémentaire. Lors de l'essai, la teneur en eau est égale à 4 %, le matériau ayant séché. La densité sèche obtenue est de 1,92 valeur probablement voisine du maximum d'un essai Proctor Normal normalisé ; comme  $\omega_L = 32\%$  et  $IP = 14,5$  on peut en déduire en prenant un indice de consistance à l'optimum PN proche de 1,2 que les valeurs optimales sont 14 % et 1,87 (degré de saturation de 83 %). Le moule est ensuite plongé, pendant quelques mois, dans un récipient rempli d'eau. A l'ouverture du moule il est constaté que la composition du matériau saturé va d'une pâte assez molle à des cailloux durs. La pâte la plus humide a une teneur en eau de 21 %, ce qui correspond à une densité sèche de 1,73 (soit 90 % de 1,92 et 92,5 % de 1,87) ; par contre, les cailloux présents sont dans l'état initial (teneur en eau de 7,5 % et densité sèche de 2,25). Les autres mesures effectuées donnent des teneurs en eau de 10 %, 15 % et 18 %. Cet essai confirme le danger qu'il y aurait à compacter insuffisamment les marnes partiellement altérées et les marnes intactes. Une densité égale à l'optimum PN n'est pas du tout suffisante, le matériau compacté sur chantier étant différent du matériau soumis à un essai PN ; en effet au laboratoire, le matériau traité est pratiquement un sol tandis que sur le chantier le matériau est une roche relativement compacte et plus ou moins résistante et

déformable, que l'on cherche à broyer et à bien serrer pour éviter la présence de vides (matériau évolutif).

Comme d'une part les essais d'humidification ne sont pas très encourageants et que d'autre part le compactage des marnes dures et des marnes intactes à des densités élevées entraîne des risques de fissuration (matériau sec, hétérogène, peu déformable, sensible au gonflement), il est convenu de n'utiliser pour la construction des remblais que les marnes meubles et les marnes partiellement altérées tendres.

En ce qui concerne le barrage principal (hauteur de 36 m), il est convenu d'utiliser dans la zone amont les marnes meubles et les marnes tendres les moins sèches (teneur en eau supérieure à 13 %) et dans la zone aval les marnes tendres les plus sèches (teneur en eau comprise entre 10 % et 13 %), un filtre séparant ces deux zones.

Les pentes du barrage sont peu élevées en raison des caractéristiques mécaniques médiocres des marnes compactées ; 1 pour 4 à l'amont et 1 pour 3,5 à l'aval. Le barrage repose sur les marnes non meubles (fig. 8).

Pour la digue de Fajane (hauteur de 20 m), il est décidé de réaliser un remblai homogène à l'aide des marnes meubles et des marnes partiellement altérées tendres. Comme les deux parements sont noyés, leur pente est prise égale à 1/4. En fondation, les marnes meubles sont décapées. Côté retenue principale, un dispositif drainant est mis en place (tapis horizontaux). Les études effectuées dans les zones d'emprunt de Fajane montrent que les marnes sont tout à fait similaires à celles proches du barrage principal.

Le chapitre suivant est consacré uniquement au contrôle du compactage de la digue de Fajane, les résultats relatifs au barrage principal ne nous ayant pas été communiqués.

Tableau VI. — Planche d'essais — Résultats

Marnes	Meubles	Tendres	Dures
Teneur en eau naturelle (%)	15,5	12	8
Densité sèche en place	1,80	2,03	2,22
Essai Proctor Normal			
$\omega_{opt} - \omega_{nat}$	0	2,5	5
Densité sèche maximale	1,80	1,85	1,89
Rapport $\frac{\text{densité en place}}{\text{densité maximale PN}}$	100 %	110 %	117 %
Compactage jugé satisfaisant	6 passes	10 passes	18 passes
Densité sèche satisfaisante	1,80	1,92	2,06
Rapport $\frac{\text{densité satisfaisante}}{\text{densité maximale PN}}$	100 %	104 %	109 %
Degré de saturation (%)	82	78	67
Compactage minimal admissible (pour une couche)	3 ou 4 passes	7 ou 8 passes	15 ou 16 passes
Rapport $\frac{\text{densité minimale}}{\text{densité maximale PN}}$	97 %	101 %	106 %
Degré de saturation (%)	75	71	60

BARRAGE PRINCIPAL Coupe sur l'ouvrage de prise

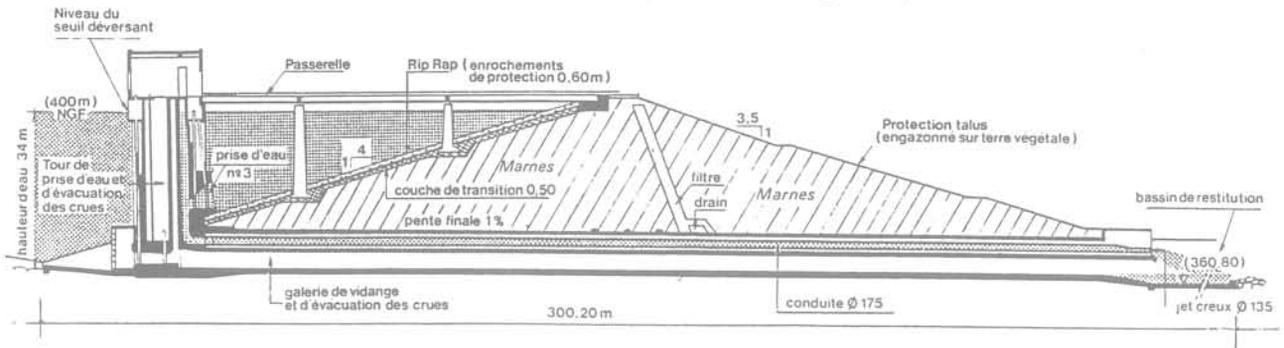


Fig. 8. — Barrage principal. Coupe sur l'ouvrage de prise.

6. CONTROLE DU COMPACTAGE DE LA DIGUE DE FAJANE

Deux rouleaux à pieds dameurs Caterpillar 835 assurent le compactage des marnes. L'épaisseur des couches après compactage est de l'ordre de 0,20 m (avec le matériel disponible, il est possible d'effectuer en

moyenne une douzaine de passes sur chaque couche). La sonde TROXLER type 3401 est utilisée pour mesurer la densité et la teneur en eau.

L'histogramme ci-après (fig. 9) des deux cent soixante-six mesures de teneur en eau effectuées, montre que le remblai est finalement composé de 7 % de marnes partiellement altérées dures et, en considérant que les matériaux dont la teneur en eau est comprise entre 13 % et 16 % se répartissent également entre marnes tendres et marnes meubles, de 59 % de marnes tendres et de 34 % de marnes meubles.

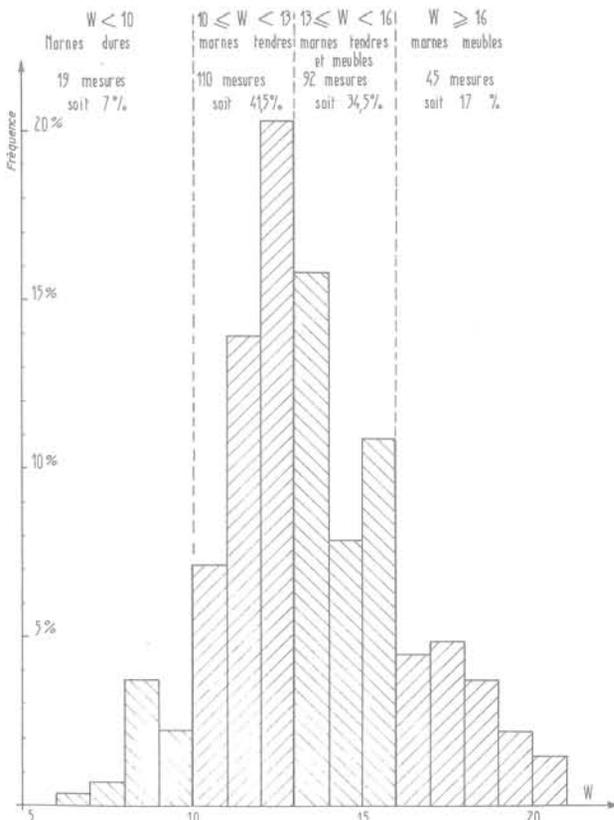


Fig. 9. — Histogramme des deux cent soixante-six mesures de teneur en eau.

Comme les matériaux se situent surtout du côté sec par rapport à l'optimum PN et notamment tous ceux susceptibles d'être insuffisamment compactés, le contrôle a été effectué uniquement en fonction du degré de saturation jugé convenable : 60 à 70 % pour les marnes dures, 70 à 80 % pour les marnes tendres.

Le graphe ci-après (fig. 10) montre la répartition des deux cent soixante-six mesures, densité sèche — teneur en eau (il s'agit de mesures « finales », après un éventuel compactage supplémentaire). Les trois points concernant le compactage jugé satisfaisant de la planche d'essais de Montbel et les trois points concernant le compactage minimal admissible sont représentés sur ce graphe. Il y a vingt-sept mesures sous la limite admissible mais d'une part certaines en sont très proches et d'autre part les mesures relatives aux marnes meubles ne signifient pas nécessairement que le compactage soit insuffisant.

Trente essais de compactage Proctor Normal ont été réalisés au laboratoire du chantier : la plupart des échantillons ont été compactés peu de temps après leur humidification, ce qui peut avoir eu pour conséquence de décaler légèrement les optimums vers des teneurs en eau plus faibles et des densités plus élevées. Les courbes ont une allure semblable à celle des études du barrage principal ; elles sont soit symétriques par rapport à l'optimum, soit légèrement dissymétriques, la partie sèche (gauche) étant alors un peu moins inclinée que la partie humide (pratiquement parallèle à la courbe de saturation). Le degré de saturation moyen des optimums est égal à 84 %.

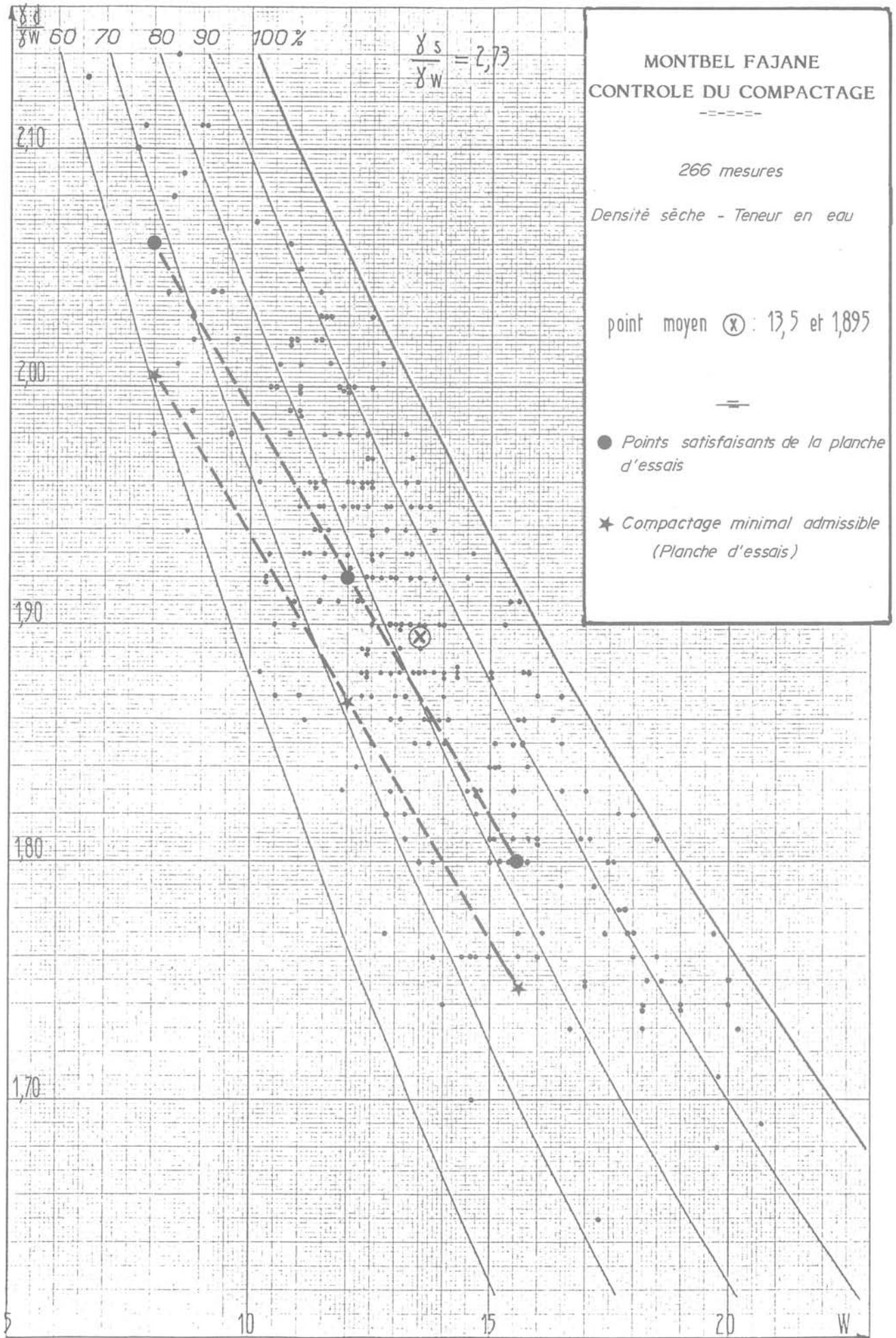


Fig. 10. — Contrôle de compactage.

La comparaison entre les trente mesures (teneur en eau moyenne de 13,25 % et densité sèche moyenne de 1,90, valeurs très proches de la moyenne des deux cent soixante-six mesures) et les trente essais PN correspondants (teneur en eau optimale moyenne de 14,75 % et densité sèche maximale moyenne de 1,845) montre que globalement le remblai de Fajane a par rapport à l'optimum PN une teneur en eau inférieure de 1,5 points et une densité sèche de 103 %.

L'histogramme de la figure 11 donne la répartition des écarts entre la teneur en eau du matériau compacté et la teneur en eau optimale PN. 87 % des matériaux sont situés du côté sec et 13 % du côté humide (il s'agit de marnes meubles).

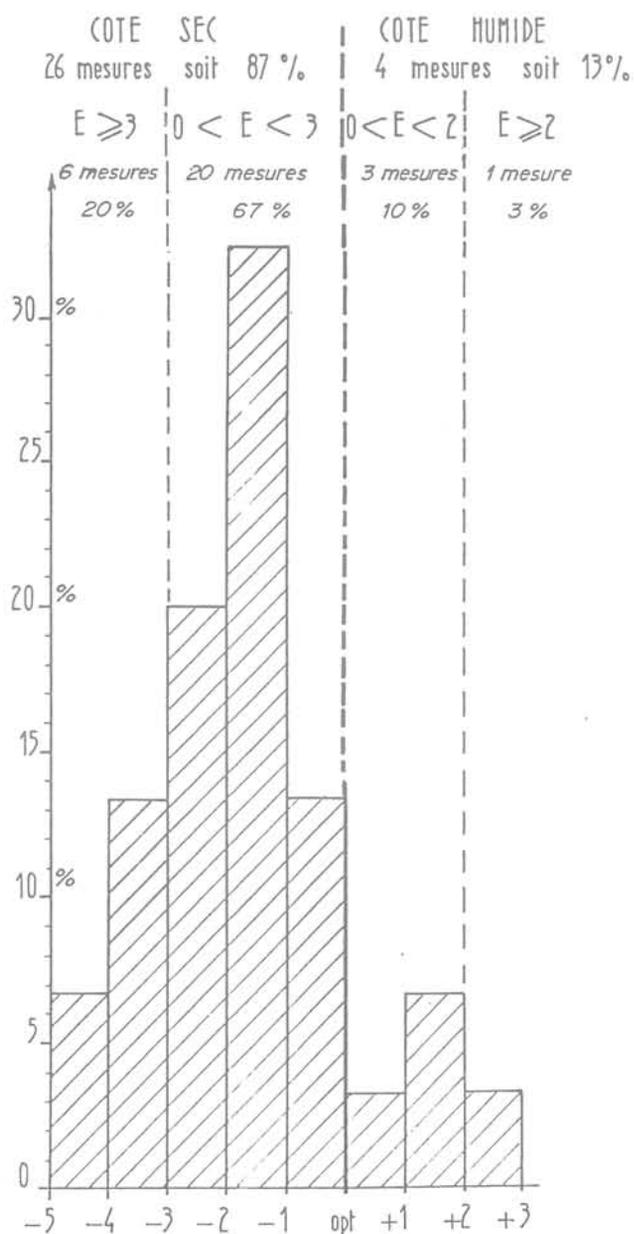


Fig. 11. — Histogramme des écarts  $\omega - \omega_{opt}$  (Proctor Normal) Trente mesures.

Le graphe de la figure 12 permet de comparer chaque mesure de densité sèche et de teneur en eau avec l'optimum Proctor Normal. Du côté humide, les densités obtenues, sauf une, sont inférieures au maximum du PN et du côté sec elles sont généralement supérieures et ceci d'autant plus que le matériau est plus sec.

Du côté humide, on a quatre mesures (marnes meubles) dont la moyenne correspond à un écart de 1,5 points avec la teneur en eau optimale PN et à un taux de compactage de 97,5 %.

Du côté sec, on a vingt-six mesures dont la moyenne correspond à un écart de 2 points avec la teneur en eau optimale PN et à un taux de compactage proche de 104 %. Ces vingt-six mesures concernent deux marnes dures, seize marnes tendres dont  $\omega < 13\%$  et huit marnes tendres et marnes meubles dont  $\omega \geq 13\%$ .

Les trois mesures soulignées sont très proches de la droite représentant le compactage minimal admissible (graphe des deux cent soixante-six mesures). La mesure encadrée en est très éloignée mais comme il s'agit d'une marne dont la teneur en eau est égale à 14,6 %, cela ne signifie pas nécessairement que le compactage soit très insuffisant.

Avec les seize mesures concernant les marnes tendres dont la teneur en eau est comprise entre 10 % et 13 % on a les résultats moyens suivants :

— à l'optimum PN teneur en eau de 14 % et densité sèche de 1,88 ;

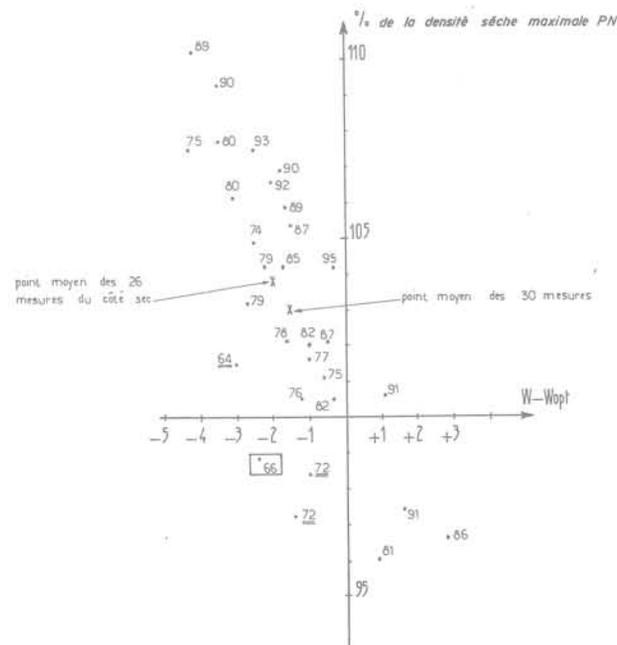


Fig. 12. — Taux de compactage suivant l'écart entre  $\omega$  et  $\omega_{opt}$  PN Trente mesures Chaque mesure est affectée du degré de saturation.

— teneur en eau naturelle de 12 % (on considère qu'il n'y a aucune évaporation), densité sèche en place de 2,03 et densité sèche mesurée après compactage de 1,95.

On a donc :  $\frac{\text{densité en place}}{\text{densité maximale PN}} = 108\%$  et

$\frac{\text{densité mesurée}}{\text{densité maximale PN}} = 104\%$ , ce qui est analogue

aux résultats de la planche d'essais (densité du matériau compacté entre la densité en place et l'optimum PN).

Si on compare les vingt-six mesures du côté sec avec les optimums PN correspondants en regroupant les mesures en fonction de l'écart  $E = \omega_{opt} - \omega$ , on obtient les résultats suivants :

- $E < 1$  point : 4 mesures, moyenne 0,4 % et 102 %,
- $1 \leq E < 2$  : 10 mesures, moyenne 1,4 % et 102,4 %,
- $2 \leq E < 3$  : 6 mesures, moyenne 2,4 % et 104,2 %,
- $3 \leq E < 4$  : 4 mesures, moyenne 3,3 % et 106,1 %,
- $4 \leq E < 5$  : 2 mesures, moyenne 4,3 % et 108,8 %.

Sur le graphe de la figure 13 on a reporté les cinq points correspondant aux cinq catégories ainsi définies et les résultats de la planche d'essais de Montbel (compactage jugé satisfaisant).

Les mesures effectuées à Fajane concordent tout à fait avec celles de la planche d'essais de Montbel. Il y a proportionnalité entre l'écart  $\omega - \omega_{opt}$  et le taux de compactage.

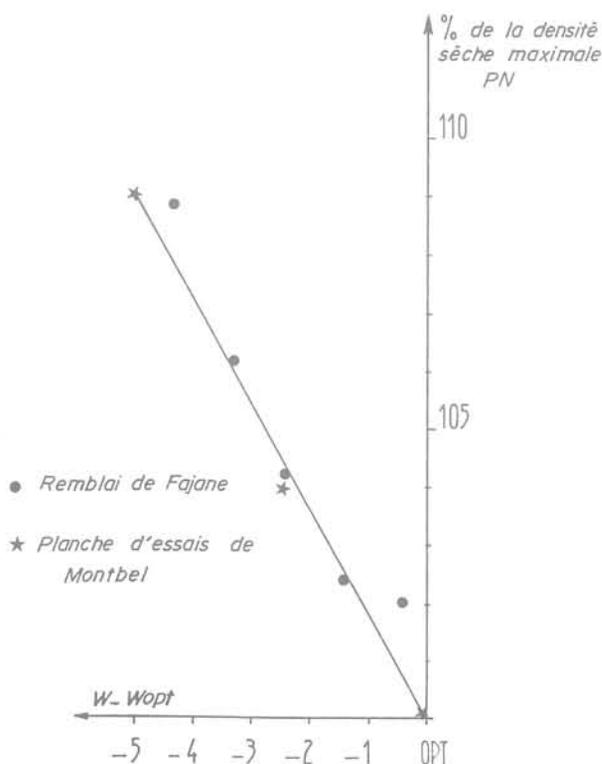


Fig. 13. — Contrôle du compactage.

## 7. COMPORTEMENT MÉCANIQUE DU MATÉRIAU SUIVANT LA NATURE DU COMPACTAGE

Ce chapitre concerne principalement les essais triaxiaux consolidés non drainés effectués sur des échantillons préalablement soumis d'une part à un compactage en laboratoire (énergie PN, énergie PM) et d'autre part au compactage du chantier (compacteur 835). Des comparaisons sont également faites avec les échantillons non remaniés peu profonds (marnes meubles et marnes tendres) prélevés lors des études des fondations du barrage principal et de la digue de col de hauteur 13 m.

Les essais triaxiaux consolidés non drainés (mesure de la pression interstitielle) ont consisté à écraser à des vitesses lentes, 10 à 20  $\mu/mn$ , des éprouvettes de diamètre 35 mm et de hauteur 80 mm, ces dernières étant préalablement saturées sous une charge d'eau de 2 m et consolidées sous une contrainte comprise entre 0,05 et 0,4 MPa (ou 0,1 et 0,6 MPa) pendant une semaine. Il est à noter qu'un échantillon de marne intacte ( $\omega_{nat} = 8\%$  et  $IP = 19$ ) compacté à l'énergie PN à une teneur en eau inférieure de 2,5 points à l'optimum a donné les mêmes valeurs de  $\varphi$  et  $c$  (26° et 0,01 MPa) avec les vitesses d'écrasement suivantes : 100  $\mu/mn$  ; 12  $\mu/mn$  ; 3  $\mu/mn$  ; 0,6  $\mu/mn$ .

Les résultats des cinquante et un essais effectués (quatre éprouvettes par essai, le plus souvent avec  $\sigma_3 = 0,05$  ; 0,1 ; 0,2 et 0,4 MPa) regroupés en onze séries distinctes, se trouvent dans le tableau VII dans lequel :

— vingt-sept essais concernent les échantillons compactés à l'énergie PN à leur teneur en eau naturelle (sauf les marnes dures et les marnes intactes qui ont été humidifiées) ; les matériaux ont été prélevés lors des reconnaissances du site, de la réalisation de la planche d'essais et de la construction du barrage principal (il s'agit dans les deux derniers cas de cubes non remaniés d'arête 20 cm prélevés dans les couches compactées et en partie émiettés),

— treize essais concernent les échantillons non remaniés (cube d'arête 20 cm) prélevés dans les couches compactées de la planche d'essais, du barrage principal et de la digue de Fajane,

— six essais concernent les échantillons compactés à l'énergie PM à leur teneur en eau naturelle,

— cinq essais concernent les échantillons non remaniés prélevés dans la zone d'implantation du barrage principal et dans celle de la digue de col de hauteur 13 m.

Tous les essais triaxiaux ont été traités en coordonnées  $p, q$  :

$$p = \frac{(\sigma_1 - u) + (\sigma_3 - u)}{2},$$

contrainte principale effective moyenne (centre du cercle de rupture),

Tableau VII.

Essais		Identification			Triaxiaux consolidés non drainés				
		$\omega_{nat}$ en %	IP	$\omega_{opt}$ PN en %	$\varphi$	c	Déformation axiale à la rupture	Remarques	
Compactage PN	à $\omega_{nat}$	12 échantillons (6 meubles et 6 tendres). Étude barrage principal	15,7	24	16,3	24,5°	14 kPa	 12 à 15 % Allure des courbes effort-déformation	Les cercles sont assez bien « alignés » (même tangente pour les 4 cercles de rupture)
		4 échantillons (1 meuble et 3 tendres). Étude digue Fajane	12,7	21	16	24,5°	13 kPa		
		1 échantillon (marne tendre). Planche d'essais	10,4	18	14,2	26,5°	16 kPa		
		5 échantillons (3 meubles et 2 tendres). Construction barrage principal	16,1	24,5	16,4	24,5°	16 kPa		
	Humidification	5 échantillons (2 dures et 3 intactes). Étude barrage principal	7,3	16,5	13	24,5°	22 kPa	Pratiquement pas de pic	
Compacteur 835 (Échantillons non remaniés)	2 échantillons (1 meuble et 1 tendre). Planche d'essais	12,2	17,5	14,1	25°	30 kPa	4 à 14 %	 Pas de diminution de la résistance dans le domaine des fortes contraintes	
	5 échantillons (3 meubles et 2 tendres). Construction barrage principal	16,1	24,5	16,4	26°	18 kPa (faibles contraintes)	19,5° et 48 kPa dans le domaine des fortes contraintes		
	6 échantillons (3 meubles et 3 tendres). Construction digue Fajane	15,7	25,5	17,7	28,5°	8 kPa (faibles contraintes)	Pic plus ou moins marqué 25° et 18 kPa dans le domaine des fortes contraintes		
Compactage PM à $\omega_{nat}$	1 échantillon (marne intacte). Étude barrage principal	7,5	17,5	13,3	30°	35 kPa	8 à 15 %	Cercles assez bien « alignés » dans l'ensemble	
	5 échantillons (3 meubles et 2 tendres). Construction barrage principal	16,1	24,5	16,4	26°	23 kPa	Pas de pic pour deux tiers des courbes		
Fondation (Échantillons non remaniés)	5 échantillons (1 meuble et 4 tendres). Étude barrage principal et digue de col	14	27	—	26,5°	16 kPa	4 à 10 % (courbes insuffisamment prolongées après rupture)	Cercles assez bien « alignés »	

Tableau VIII.

Mise en place	Caractéristiques	Contrainte de préconsolidation	Indice de compression
Compactage PN à $\omega_{nat}$		0,08 MPa	0,12
Compactage chantier (échantillons non remaniés)		0,13 MPa	0,09
Compactage PM à $\omega_{nat}$		0,12 MPa	0,11
Fondation (échantillons non remaniés)		0,12 MPa	0,10

$$q = \frac{(\sigma_1 - u) - (\sigma_3 - u)}{2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2},$$

contrainte de cisaillement de pic (rayon du cercle de rupture).

On a alors les caractéristiques mécaniques intergranulaires suivantes :

$\varphi = \text{Arc sin}(tg\alpha)$ ,  $tg\alpha$  étant la pente de la droite de régression obtenue (régression linéaire de  $q$  en  $p$ ),

$c = \frac{d}{\cos \varphi}$ ,  $d$  étant le point de rencontre de la droite avec l'axe des  $q$ .

Tous ces essais, qui concernent essentiellement les marnes meubles et les marnes tendres, montrent l'influence de la nature du compactage sur le comportement mécanique du matériau.

Le compactage PN et le compactage chantier (compacteur 835) entraînent les différences suivantes :

— dispersion plus importante des valeurs de  $\varphi$  et  $c$  avec le compactage chantier ; dans le domaine des fortes contraintes (contraintes normales effectives supérieures à 0,2 à 0,3 MPa) une diminution plus ou moins sensible de la résistance est constatée pour neuf essais sur treize ;

— déformation à la rupture moins élevée et variable avec le compactage chantier, les courbes effort-déformation ( $\sigma_1 - \sigma_3$  en fonction de la déformation axiale de l'éprouvette) présentant un pic plus ou moins marqué.

Avec le compactage PM les marnes relativement humides (marnes meubles et marnes tendres) ont des caractéristiques mécaniques légèrement plus élevées (les éprouvettes ont la même densité sèche que les éprouvettes chantier) ; par contre la marne intacte non humidifiée (teneur en eau naturelle voisine de l'optimum PM) atteint une résistance nettement plus forte. Quant aux courbes effort-déformation leur forme est plutôt plus proche de celle obtenue après le compactage PN.

Avec les cinq échantillons non remaniés, prélevés dans les fondations les résultats obtenus sont plutôt semblables à ceux relatifs au compactage chantier.

Les cinq échantillons prélevés dans les couches compactées du barrage principal (trois marnes meubles et deux marnes tendres) ont été soumis à des essais de compressibilité (diamètre de l'éprouvette de 70 mm, hauteur initiale de 24 mm, premier chargement après une semaine de mise en saturation sous 0,60 m d'eau). Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau VIII en fonction du type de compactage effectué ; les résultats concernant les quatre échantillons (une marne meuble et trois marnes tendres) non remaniés prélevés lors des études des fondations figurent également dans ce tableau.

Le compacteur 835 conduit à une plus grande surconsolidation que le compactage PN. La compressibilité

des échantillons non remaniés des fondations est assez proche de celle obtenue avec le compacteur 835.

En fait le comportement mécanique du matériau compacté à l'aide du compacteur 835 est dans l'ensemble plus proche de celui obtenu avec le matériau non remanié prélevé dans les fondations que de celui obtenu avec le matériau préalablement compacté en laboratoire. Le compactage chantier, bien qu'il s'agisse de marnes meubles et de marnes tendres, conserve au matériau la plupart de ses propriétés mécaniques initiales avec toutefois une certaine dispersion dans les résultats obtenus et une tendance à une diminution de la résistance dans le domaine des fortes contraintes.

## 8. CONCLUSION

On a trop souvent tendance d'une part à prendre les mêmes normes de compactage quel que soit le matériau à mettre en place et d'autre part en ce qui concerne les ouvrages relativement importants à utiliser uniquement des compacteurs lourds.

Lorsqu'on a affaire à des matériaux argileux humides (ayant par exemple une teneur en eau supérieure de deux à trois points à l'optimum Proctor Normal), il est préférable pour éviter le développement de pressions interstitielles importantes, de ne pas trop compacter le matériau afin que son degré de saturation ne dépasse pas une valeur de l'ordre de 90 %. Une énergie de compactage inférieure à l'énergie PN peut être acceptable. Un engin léger du type rouleau à pieds de mouton est alors certainement plus convenable qu'un compacteur lourd.

Par contre avec des matériaux marnés dont la densité en place est nettement supérieure au maximum du PN, il faut au contraire des engins lourds (du type Caterpillar 835) permettant de bien broyer et de bien serrer le matériau. Il faut obtenir des densités sèches plus élevées que le maximum du PN. À Montbel les essais réalisés ont conduit à préconiser pour le compactage une densité sèche comprise entre le maximum du Proctor Normal et la densité sèche en place. La formule suivante a été établie :

$$\gamma d \text{ satisfaisante} = \frac{\gamma d_{\max} \text{ PN} + \gamma d_{\text{en place}}}{2}$$

Le contrôle du compactage lors de la construction de la digue de Fajane a pu être effectué en considérant le degré de saturation du matériau compacté.

Des différences ont été constatées entre le comportement mécanique des matériaux compactés d'une part sur le chantier et d'autre part en laboratoire. Des études comparatives sont donc nécessaires, notamment pour les grands barrages, le compactage sur le chantier pouvant entraîner un comportement en partie moins favorable.

On peut se demander dans quelle mesure il aurait été possible d'utiliser à Montbel les marnes intactes profondes. D'une part un contrôle très rigoureux du compac-

tage aurait été indispensable et d'autre part il aurait été nécessaire d'entreprendre une étude très détaillée du comportement du matériau compacté (comportement avec et sans saturation, déformation, gonflement, dessiccation, fissuration), étude difficile à cause de son hétérogénéité (fines et cailloux durs) et de son caractère évolutif.

#### BIBLIOGRAPHIE

1. FILLIAT G. et DEPREZ D. — *Éléments de géologie*, chapitre I de l'ouvrage de FILLIAT G. : *La pratique des sols et fondations*, Éditions du Moniteur, 1981.
2. HERAUD H., RESTITUITO J., LE ROUX A. — *Les marnes de Limagne*, Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur, 3<sup>e</sup> Congrès, Madrid 1978.
3. LE ROUX A. — *Détermination de l'altérabilité des marnes*, Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur, 3<sup>e</sup> Congrès, Madrid 1978.
4. ALONSO E. — *Remblais et barrages en marne — Barrage de Montbel*, Thèse n° 389, Université de Bordeaux I, 1985.

# ENPC/DFCAI - SESSIONS DE FORMATION - 1<sup>er</sup> TRIMESTRE 1987

## géotechnique, matériaux, structures

— La dynamique des sols appliquée aux séismes	11 au 13 mars	Paris
— L'amélioration en place des sols et des roches par renforcement	24 au 26 mars	Paris
— Granulats	24 au 26 mars	Tours
— Géologie de l'ingénieur	30 mars au 3 avril	Région de Béziers
— La terre armée	12 au 14 mai	Paris
— L'abattage des roches à l'explosif	19 au 22 mai	Région de Clermont-Ferrand
— Pathologie des bâtiments en béton armé	1 <sup>er</sup> et 2 juin	Paris
— Conception et calcul des fondations : les fondements du fascicule 62	2 et 3 juin	Paris
— Soutènements de grandes excavations	16 au 19 juin	Paris
<i>Journées d'étude :</i>		
— Utilisation de la méthode des éléments finis dans les projets de géotechnique	17 et 18 mars	Paris

## ouvrages d'art

— Le béton précontraint : <i>premier et deuxième modules</i>	11 au 13 février 11 au 13 mars	Paris
— Les équipements des ouvrages souterrains : conception, maintenance et sécurité	17 au 19 mars	Paris
— Le cahier des charges fonctionnel : applications dans le BTP	24 au 26 mars	Paris
— Exécution des ouvrages en béton armé ou précontraint : le nouveau fascicule 65	31 mars et 1 <sup>er</sup> avril	Paris
— Les aspects juridiques et réglementaires des chantiers de travaux publics	7 au 9 avril	Paris
— Analyse de la valeur appliquée au génie civil	13 au 15 mai	Aix-en-Provence
— Conception et calcul des fondations : les fondements du fascicule 62	2 et 3 juin	Paris
— Travaux de confortement des barrages	9 au 11 juin	Paris
<i>Journées d'étude :</i>		
— La surveillance et l'auscultation des ouvrages	7 et 8 avril	Paris
— Le financement des grands projets d'infrastructures	19 et 20 mai	Paris

## routes

### Cycle conception, construction et entretien des routes

— L'assainissement dans l'entretien des routes	3 et 4 février	Paris
— Renforcement des traversées d'agglomération	10 au 12 février	Paris
— Les systèmes de gestion des chaussées	10 au 13 mars	Paris
— Matériels et méthodes d'exécution des travaux routiers : les évolutions récentes	17 au 19 mars	Paris
— Granulats	24 au 26 mars	Tours
— Le cahier des charges fonctionnel : applications dans le BTP	24 au 26 mars	Paris
— La météorologie routière	31 mars au 2 avril	Paris
— Les chaussées en béton de ciment	7 au 9 avril	Reims
— Les aspects juridiques et réglementaires des chantiers de travaux publics	7 au 9 avril	Paris
— Les liants hydrocarbonés	7 au 10 avril	Orléans
— Infrastructure et sécurité	5 au 7 mai	Paris

## travaux maritimes et exploitation des ports

*En collaboration avec l'Institut Portuaire d'Enseignement et de Recherche du Havre*

— Informatisation de l'exploitation portuaire	9 au 13 mars	Le Havre
— Le cahier des charges fonctionnel : application dans le BTP	24 au 26 mars	Paris
— Les aspects juridiques et réglementaires des chantiers de travaux publics	7 au 9 avril	Paris
— Les quais en palplanches et les quais sur pieux	8 au 10 avril	Paris
— Les quais poids	13 et 14 avril	Paris

Pour toute information, s'adresser à l'ENPC, 28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris à C. ROSE. Tél. 16(1)42.60.34.13.

# mesure de l'affouillement maximum dû à une crue par diagraphie radio-activité naturelle après la crue

in situ determination of the maximum depth  
of scour using natural radio activity measurements  
after the flood

C. MIEUSSENS

Laboratoire Régional  
des Ponts et Chaussées de Toulouse \*

## Résumé

La connaissance de l'affouillement maximum en rivière est une donnée indispensable pour le choix d'une cote de fondation ou pour le dimensionnement de protections.

Le projeteur utilise généralement des formules empiriques basées sur des observations ou bien issues d'expérimentations sur modèles réduits. Mais l'information la plus utile est la mesure de l'affouillement maximum pendant la crue, les relevés après la crue n'étant pas représentatifs à cause de la sédimentation lors de la décrue.

On décrit dans cet article une méthode originale expérimentée en vraie grandeur sur la Garonne, basée sur la mesure de diagraphie radio-activité naturelle. Elle permet après la crue de déterminer l'interface entre le matériau non affouillé et les matériaux sédimentés dans un tube de mesure placé au centre d'un puits où le matériau naturel a été remplacé par un matériau similaire mais de radio-activité naturelle différente.

## Abstract

*The prediction of the maximum depth of scour is fundamental to the design of underwater foundations. This depth governs the choice of the foundation level and/or the design of protecting works.*

*At the present time, the engineer in charge of the design generally uses empirical or semi-empirical formula, which are based on in situ observations or laboratory models. However, the most useful information comes the direct measurement of the maximum depth of erosion during an actual flood; measurements made after the flood are generally not representative because of the sediments which refill the eroded river bed as the river level goes down.*

*This paper deals with an original method of measuring the maximum depth of scour, which was tried on the Garonne river. This method is based on the measurement of natural radio activity. These measurements allow the interface between the non eroded material and the sediment to be determined. The measurements are made through a vertical tube placed in the middle of a pit which is dug prior to the flood and filled with material that has a radio activity different from the surrounding natural soil.*

\* 1, avenue du Colonel-Roche, Complexe aérospatial, 31400 Toulouse.

La connaissance de l'affouillement maximum en rivière, affouillement général pour l'ensemble du lit ou local au voisinage d'un ouvrage, est une donnée indispensable, tant pour l'étude d'un nouveau projet que pour le dimensionnement des protections qui assureront la pérennité d'un ouvrage existant, menacé par l'évolution du fond du lit.

Le projecteur dispose généralement de formules permettant d'évaluer l'affouillement maximum en fonction des données hydrauliques, géotechniques et géométriques. La plupart de ces formules sont issues d'expérimentations sur modèles réduits et quelquefois sur des synthèses d'observations sur ouvrages réels. Pour l'affouillement local autour des piles en milieu pulvérulent on pourra se reporter à la publication de BREUSERS et al. (1977) qui dresse l'état des connaissances. Très souvent les études ont porté sur les sédiments pulvérulents fins (< 1 mm) mais on manque d'observations et de données sur les sols grossiers et surtout sur les sols cohérents.

Les formules proposées dans la littérature ne sont donc pas suffisantes, il convient donc de s'appuyer sur les résultats d'observations, mais on se heurte alors à une autre difficulté qui est la mesure de l'affouillement maximum pendant la crue, les relevés après la crue n'étant pas représentatifs à cause de la sédimentation du fond mobile lors de la décrue.

Nous rappellerons d'abord les principes d'un certain nombre de procédés qui ont été imaginés et testés puis nous décrirons une méthode originale expérimentée en vraie grandeur sur la Garonne pendant la période 1980-1984, basée sur une mesure de diagraphie « radio-activité naturelle » (R.A.N.) qui permet après la crue de déterminer la position de l'interface entre le matériau non affouillé et les matériaux sédimentés, le tube de mesure étant placé au centre d'un puits dans lequel le matériau naturel de la rivière a été remplacé par un sol de granulométrie similaire, mais de R.A.N. différente.

## 1. PRINCIPALES TECHNIQUES DE MESURES DE L'AFFOUILLEMENT MAXIMUM

Parmi les méthodes et les appareillages permettant la mesure de l'affouillement maximum on peut citer les suivantes :

**L'écho-sondeur** : selon le principe du sonar, l'écho-sondeur permet de mesurer le temps séparant l'émission d'une onde haute fréquence (200 Hz) de sa réception après réflexion sur le fond du lit, qui est donc directement fonction du tirant d'eau au point considéré. Cet appareillage donne des résultats très satisfaisants en bathymétrie et son utilisation pour des mesures d'affouillements à proximité des appuis des ouvrages est très séduisante à cause du faible coût de sa mise en œuvre. Toutefois un certain nombre de problèmes doivent être résolus pour rendre la mesure fiable et précise :

- l'absorption des ondes par les matériaux en suspension,
- les réflexions parasites sur l'ouvrage,

- la difficulté d'avoir une information suffisamment ponctuelle, les fosses au voisinage des appuis pouvant être très étroites.

La mise au point de ce système avec enregistrement et déclenchement automatique à partir d'un certain niveau de crue fait actuellement l'objet d'une étude au Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Bordeaux.

**Mesure par résistivité électrique** : l'eau ayant une résistivité très différente de celle du matériau, la position du fond du lit peut être détectée en mesurant la résistance entre des électrodes déposées à des profondeurs croissantes. Cette technique a l'avantage de permettre un enregistrement continu, cependant elle nécessite probablement un entretien périodique.

Citée par S.H. KÜHN et al. (1961), cette méthode a fait l'objet d'une expérimentation récente en vraie grandeur par le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Strasbourg.

**Méthodes optiques** : le principe consiste à observer directement, avec un miroir descendu dans un tubage comportant des fenêtres, le niveau du fond du lit pendant la crue. Cette technique a été utilisée sur le grand canal de Banlève à Toulouse.

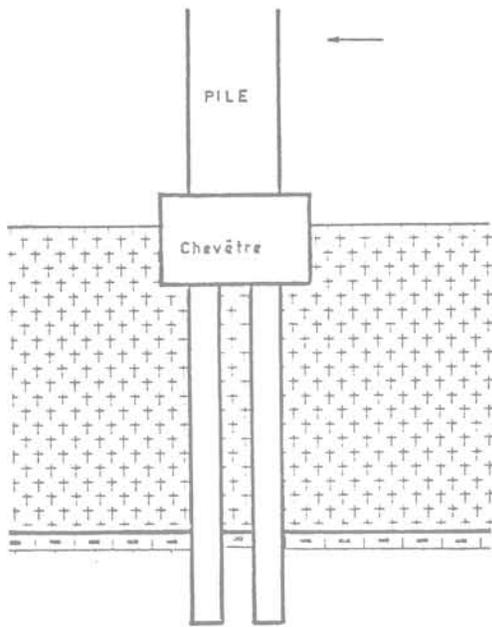
**Essais mécaniques** : les essais de pénétration statique ou dynamique ou bien l'exploration par les méthodes géophysiques permettent de distinguer les horizons peu compacts des horizons plus compacts donc a priori n'ayant pas subi un affouillement.

**Diagraphie nucléaire  $\gamma\gamma$**  : la mesure de diagraphie nucléaire par gammadensimétrie est également un moyen d'apprécier les variations de densité des matériaux alluvionnaires et ainsi de distinguer les sédiments en place de ceux déposés après une crue. Cette méthode est citée par APPE et NICOLLET (1973) qui font des réserves sur la précision des mesures. Sur la base d'expériences en vraie grandeur S.N. KÜHN et A.A.B. WILLIAMS (1961) indiquent que la seule mesure de densité n'est pas une information suffisante pour en déduire un affouillement maximum.

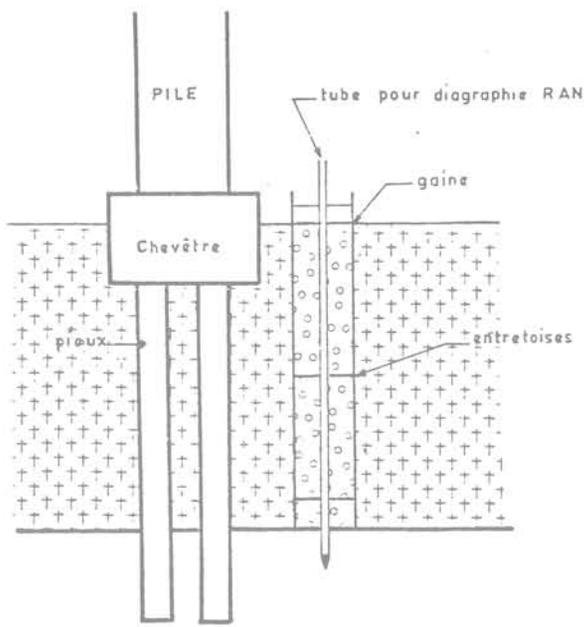
## 2. PRINCIPE DE LA MESURE DE L'AFFOUILLEMENT MAXIMUM PAR LA DÉTERMINATION DE L'INTERFACE DU MATÉRIAU SÉDIMENTÉ APRÈS LA CRUE AVEC UN MATÉRIAU DE SUBSTITUTION DE R.A.N. DIFFÉRENTE

Le principe de la méthode expérimentée en vraie grandeur à Bourret sur la Garonne est décrit sur la figure 1.

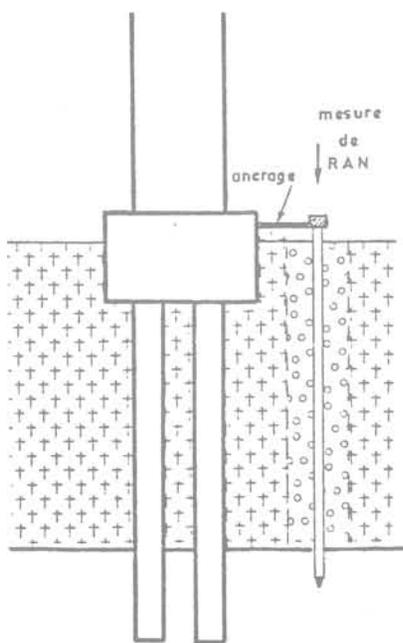
- Le croquis 0 donne la configuration du site à instrumenter au voisinage d'une pile en rivière. Les alluvions affouillables sont supposées être par exemple à prédominance granitique, symbolisées par (+) et par conséquent caractérisées par une forte radio-activité naturelle R.A.N.



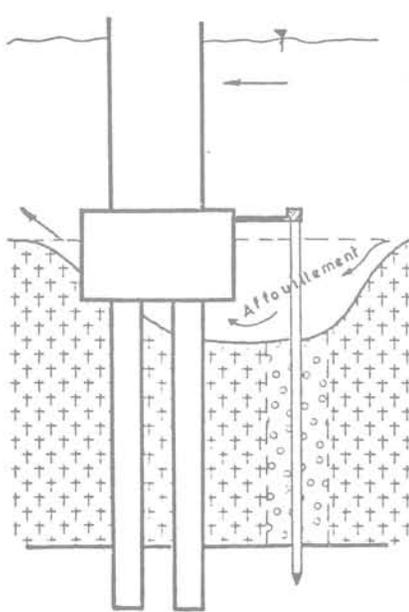
① Configuration du site à instrumenter.



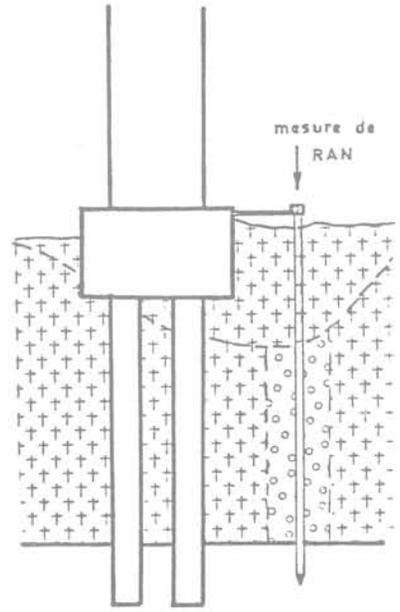
② Phase 1 de l'instrumentation  
Constitution à l'intérieur d'une gaine, d'un puits de matériau  $\circ\circ$  de RAN très différente du matériau  $+ + +$  de la rivière et mise en place du tube de diagraphie RAN



③ Phase 2 de l'instrumentation  
la gaine est retirée et le tube de diagraphie scellé en tête  
mesure de zéro de RAN



④ Affouillement maximum pendant la crue



⑤ Détermination par mesure de RAN de l'interface entre les matériaux  $+ + +$  et  $\circ\circ$

Fig. 1. — Principe de la méthode de l'affouillement maximum par R.A.N. après la crue.

- Aussi prêt que possible du chevêtre, on réalise un forage tubé en gros diamètre  $D$ , au moyen par exemple d'une sondeuse à benne. Le tubage de travail est équipé d'entretoises pour centrer le tube de diagraphie de diamètre  $d$ ; le tube de diagraphie est éventuellement fiché par battage dans le substratum compact. Le tube de travail est alors rempli avec un matériau symbolisé par (o) de R.A.N. très différente (un calcaire dans l'exemple choisi ici) mais de même granulométrie que les alluvions naturelles. Le tubage de travail est retiré au fur et à mesure du remplissage avec le matériau de substitution.

- Le croquis 2 précise la configuration du site instrumenté. Il y a intérêt à rendre la tête du tube de diagraphie solidaire du chevêtre.

Une mesure de « zéro » de R.A.N. est alors faite dans cette configuration.

- Le croquis 3 décrit le phénomène d'affouillement pendant le maximum de la crue.

- Après la crue, le matériau charrié par la rivière peut remplir partiellement, totalement ou même plus haut qu'initialement le cône d'affouillement local comme le montre le croquis 4.

Le niveau de l'affouillement maximum correspond à l'interface calcaire/matériau naturel resédimenté. Il est déterminé par un nouveau profil de R.A.N. que l'on comparera à la mesure de zéro.

### Caractéristiques du matériel de R.A.N. :

Le matériel de R.A.N. fait partie d'un ensemble de diagraphie conçu et réalisé par les laboratoires des Ponts et Chaussées. Il a été imaginé pour permettre le repérage de niveaux géologiques et en particulier l'établissement de corrélations stratigraphiques. La différenciation des couches se fait en fonction des variations de teneurs en éléments radio-actifs.

Les mesures se font dans un forage tubé ou non (tubage plastique ou métallique) avec ou sans eau. Le diamètre doit être compris entre 35 et 150 mm.

La sonde a un diamètre de 27 mm et une longueur de 650 mm. Elle est mise en œuvre au moyen d'un treuil, la vitesse de déroulement (0,5 à 5 cm/s). L'enregistrement graphique se fait sur un papier dont le déroulement est asservi à celui du câble.

### 3. EXPÉRIMENTATION POUR LA MISE AU POINT DE LA MÉTHODE

Le principe de la méthode une fois défini, il restait encore à faire une expérimentation pour préciser les conditions de mise en œuvre et en particulier choisir le diamètre minimum  $D$  du forage rempli par le matériau de substitution pour détection suffisamment aisée de l'interface.



Fig. 2. — Vue partielle de l'ouvrage terminé :  
viaduc de franchissement de la Garonne à Bourret  
(au premier plan : pile instrumentée).

A cet effet une expérience en vraie grandeur a été réalisée à proximité d'une des piles du nouveau viaduc qui franchit la Garonne à Bourret dans le Tarn-et-Garonne.

La photo de la figure 2 donne une vue partielle du viaduc terminé. Au premier plan de cette photo on peut voir la pile en rive gauche qui a fait l'objet de l'instrumentation décrite. La reconnaissance des sols pour l'étude de l'ouvrage avait mis en évidence pour cet appui une épaisseur de 4 à 5 m de graves au-dessus du substratum marneux. La figure 3 donne la courbe granulométrique de ces graves ainsi que celle du matériau calcaire de substitution.

Les alluvions graveleuses comportent une assez grande variété de minéraux, mais la prédominance des gneiss et des granites leur confère une radio-activité naturelle assez grande.

On peut observer sur la figure 2 que le chevêtre est anormalement haut au-dessus du fond du lit. Cette situation est la conséquence de la crue de mai 1977 ( $Q = 2500 \text{ m}^3/\text{s}$  — fréquence de retour 10 ans) qui, pendant les travaux et du fait des installations de chantiers, avait entraîné les alluvions sur une grande épaisseur. La berge en rive gauche a ainsi été déplacée de façon irréversible de quelques dizaines de mètres, avec pour conséquence de transformer un des appuis sur berge en appui en rivière.

En outre les calculs montraient que pour des crues de fréquences de retour de 1 à 2 ans l'affouillement local devait être significatif. Le site paraissait donc favorable à une instrumentation.

Précisons que vis-à-vis de la sécurité de l'ouvrage l'hypothèse d'un affouillement local total avait été retenue, le dimensionnement des pieux et leur protection étant adaptés à cette hypothèse.

### 3.1. Simulation d'un affouillement

La première phase de l'expérimentation a consisté à simuler un affouillement de l'ordre de 1 m suivie par une sédimentation de 1 m également autour des forages de diamètre  $D$  différents : 0,4 - 0,6 - 0,8 et 1 m.

Cette simulation a été réalisée au droit des quatre tubes de diagraphie disposés à l'aval de la pile et dont l'implantation est précisée sur les figures 4 et 6.

La figure 4 explicite la procédure suivie pour faire cette simulation :

- Réalisation d'une fouille à la pelle mécanique selon le profil indiqué sur la figure ;
- Mise en place des 4 tubes de travail de diamètre  $D$  ;
- Battage des tubes de diagraphie au centre des tubes de travail ;
- Remplissage simultané de la fouille avec les alluvions de la Garonne et de l'intérieur des tubes avec du calcaire. Les tubes de travail sont retirés au fur et à mesure.
- Après l'achèvement des quatre colonnes de matériau calcaire le remblaiement avec le matériau naturel de la Garonne est poursuivi autour des tubes de diagraphie sur une épaisseur de 0,8 à 0,95 m.

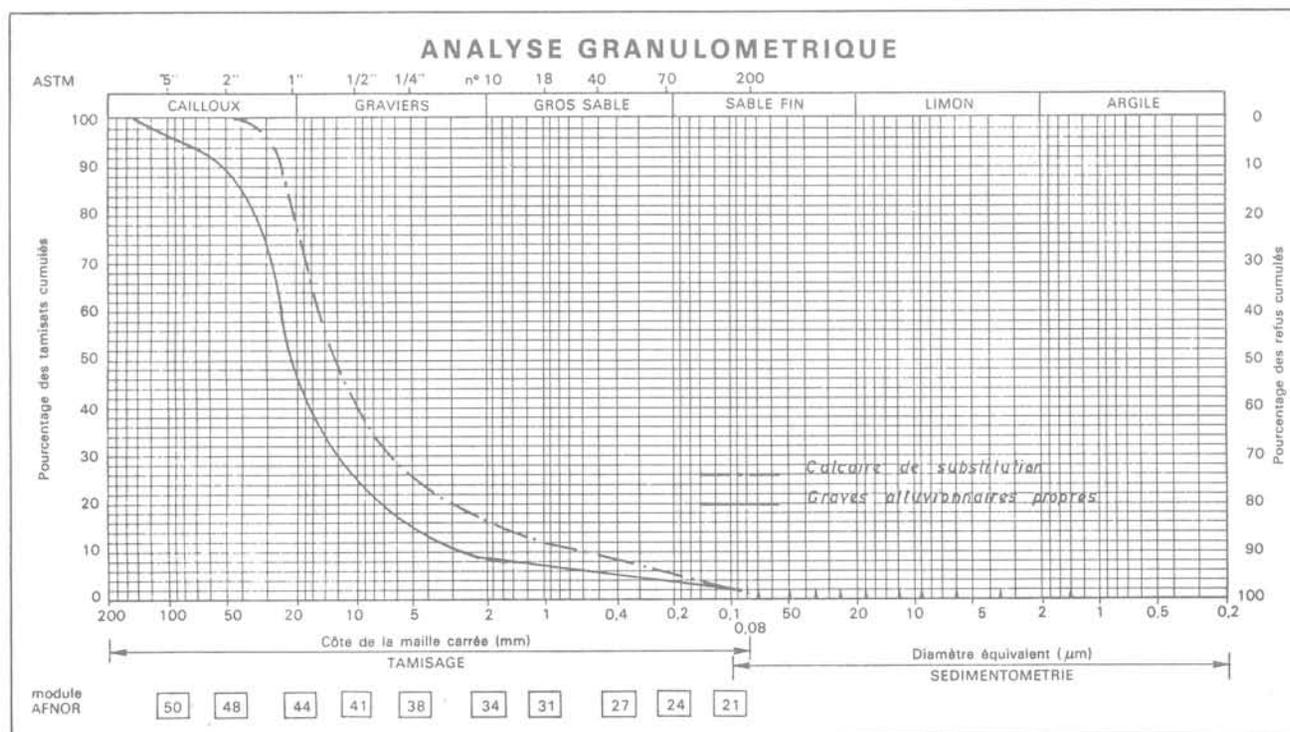


Fig. 3. — Analyse granulométriques des matériaux alluvionnaires naturels et du calcaire de substitution.

## \_ AVAL \_

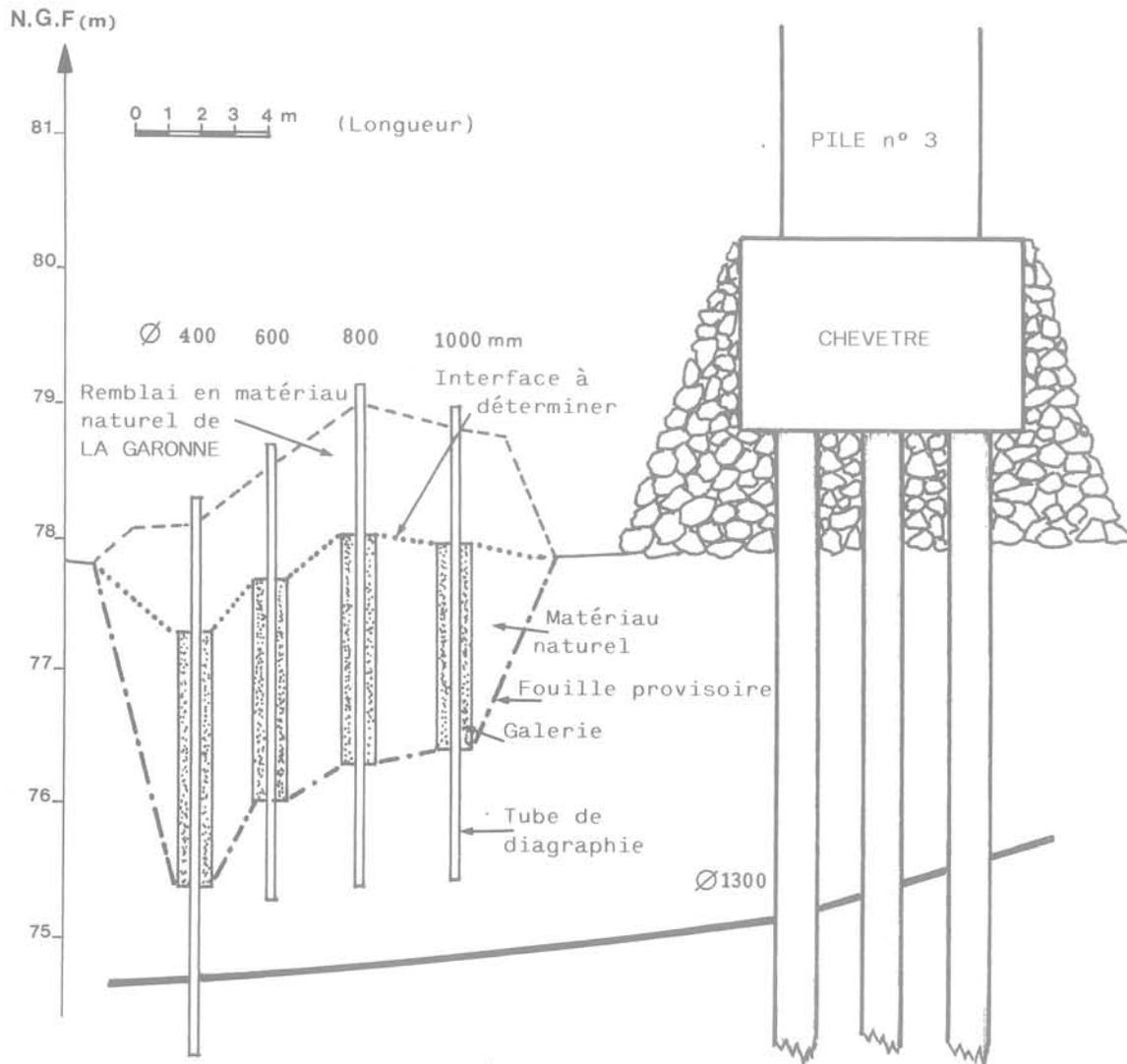


Fig. 4. — Instrumentation à l'aval pour la simulation d'un affouillement de 1 m environ.

La simulation de la mesure d'un affouillement de l'ordre de 1 m, suivi d'une sédimentation identique consiste donc à retrouver par diagraphie R.A.N. la position de l'interface définie sur la figure 4.

Les résultats pour les quatre tubes de diagraphie sont donnés sur la figure 5. La plage de transition a une largeur variant de 0,36 à 0,48 m et le milieu de cette plage correspond à quelques centimètres près à la position réelle de l'interface. On peut noter aussi que le contraste de comptage de R.A.N. entre le matériau de substitution et le matériau sédimenté est net à partir de  $D = 0,6$  m, mais encore satisfaisant pour  $D = 0,4$  m.

Une expérience similaire a été faite avec les tubes de diagraphie disposés à l'amont de l'ouvrage pour un affouillement simulé de 0,4 m. Les résultats sont tout à fait comparables.

### 3.2. Mesures d'affouillement réels (de 1979 à 1984)

Après achèvement des expériences de simulation décrites dans le paragraphe 3.1., le site a été aménagé conformément au profil en long de la figure 6. Cette figure précise le niveau du fond du lit à différentes dates et les cotes de l'affouillement maximum déduites des mesures de R.A.N.

A l'amont on a reporté les résultats de trois séries de mesures après affouillement.

N° 1 - Septembre 1980. — L'affouillement correspond à la courbe 1b alors que le fond du lit 1a est au-dessus du niveau initial 0.

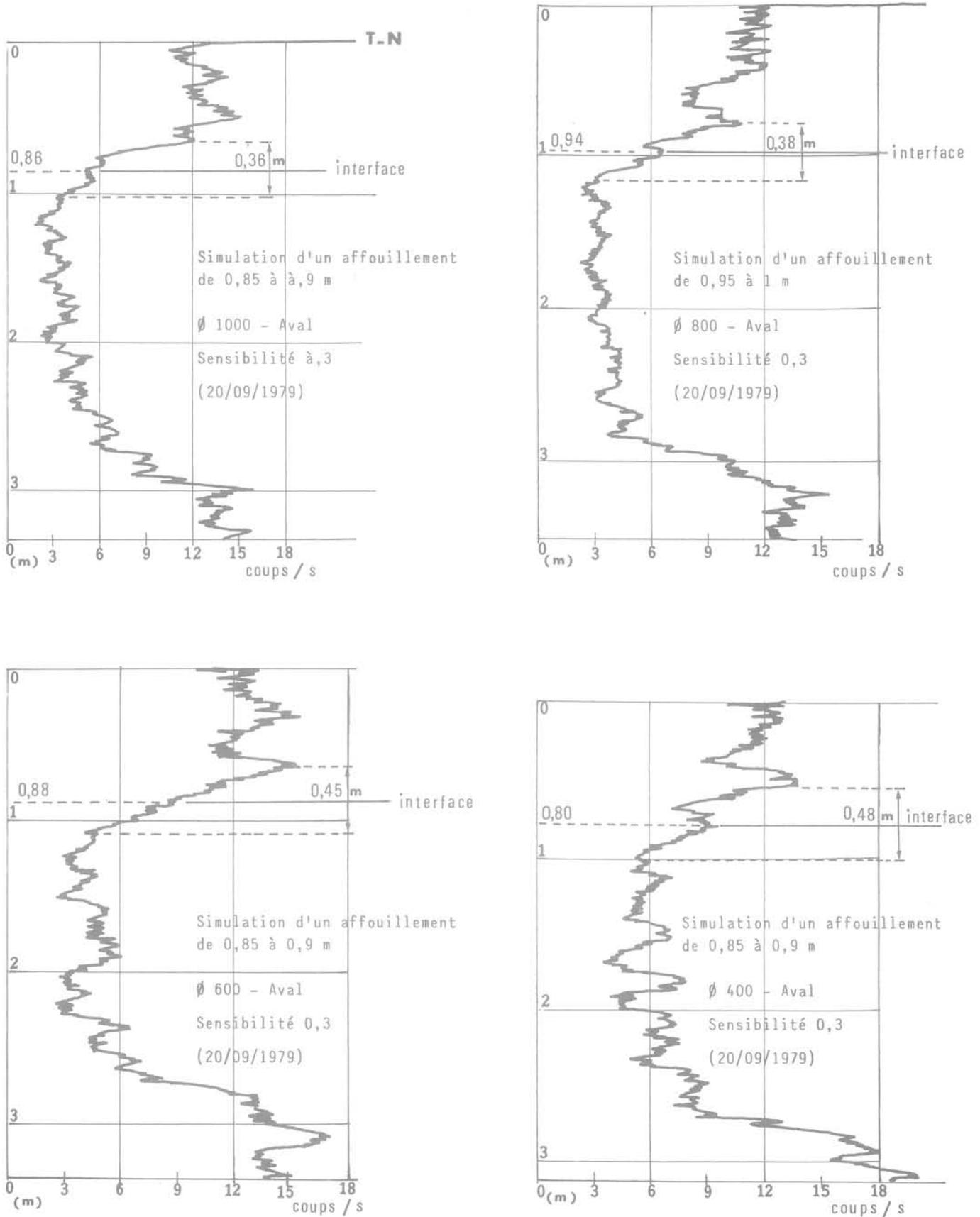


Fig. 5. — Simulation d'un affouillement de 1 m environ suivi d'une sédimentation de même amplitude. Résultats des mesures de R.A.N. pour quatre valeurs de D.

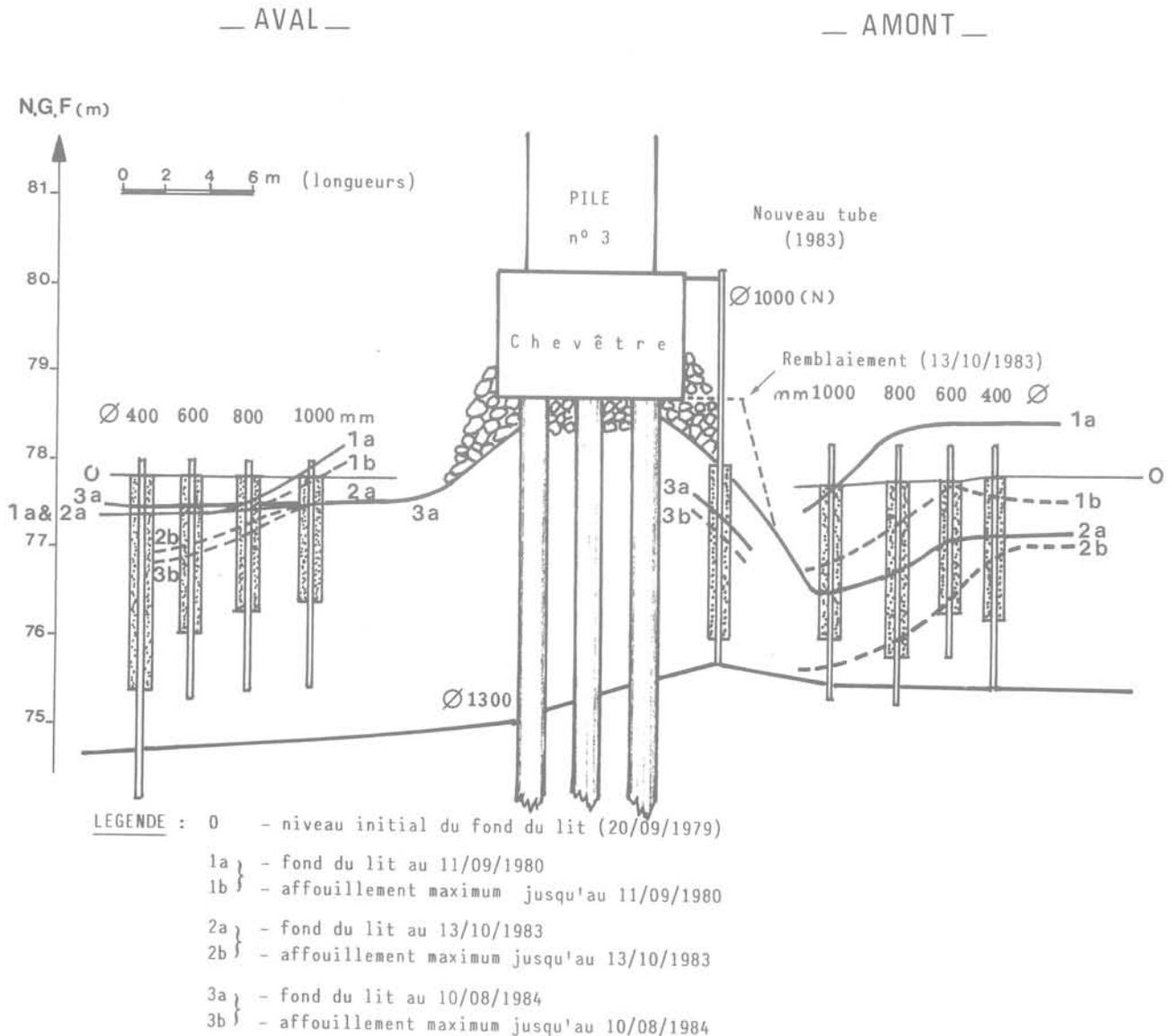


Fig. 6. — Profil en long de l'instrumentation réalisée.  
Évolution du fond du lit  
et de la cote de l'affouillement maximum.

N° 2 - Octobre 1983. — On observe une fosse d'affouillement 2a mais l'affouillement maximum a été relativement plus important 2b. A cette date un nouveau tube a été placé à proximité du chevêtre (Ø 1000 N), après qu'une partie des enrochements ait été enlevée.

N° 3 - Août 1984. — Les mesures ne sont possibles en amont que dans le nouveau tube près du chevêtre.

A l'aval, pour les mêmes périodes, l'évolution est moins importante tant pour les variations de la cote du fond du lit que pour celle de l'affouillement « pendant la crue ».

La figure 7 donne quelques exemples de mesures de diagraphie R.A.N. avant et après une crue (crue de janvier 1980). Malgré un changement d'échelle de comptage (dû à un changement de matériel), ces graphiques confirment que la méthode proposée permet une détermination assez précise de l'interface entre le niveau affouillé et le matériau sédimenté après la crue.

#### 4. CONCLUSIONS

L'expérimentation décrite avait pour objectif de mettre en évidence la faisabilité de la méthode, elle n'aborde donc pas toutes les difficultés que l'on pourrait rencon-

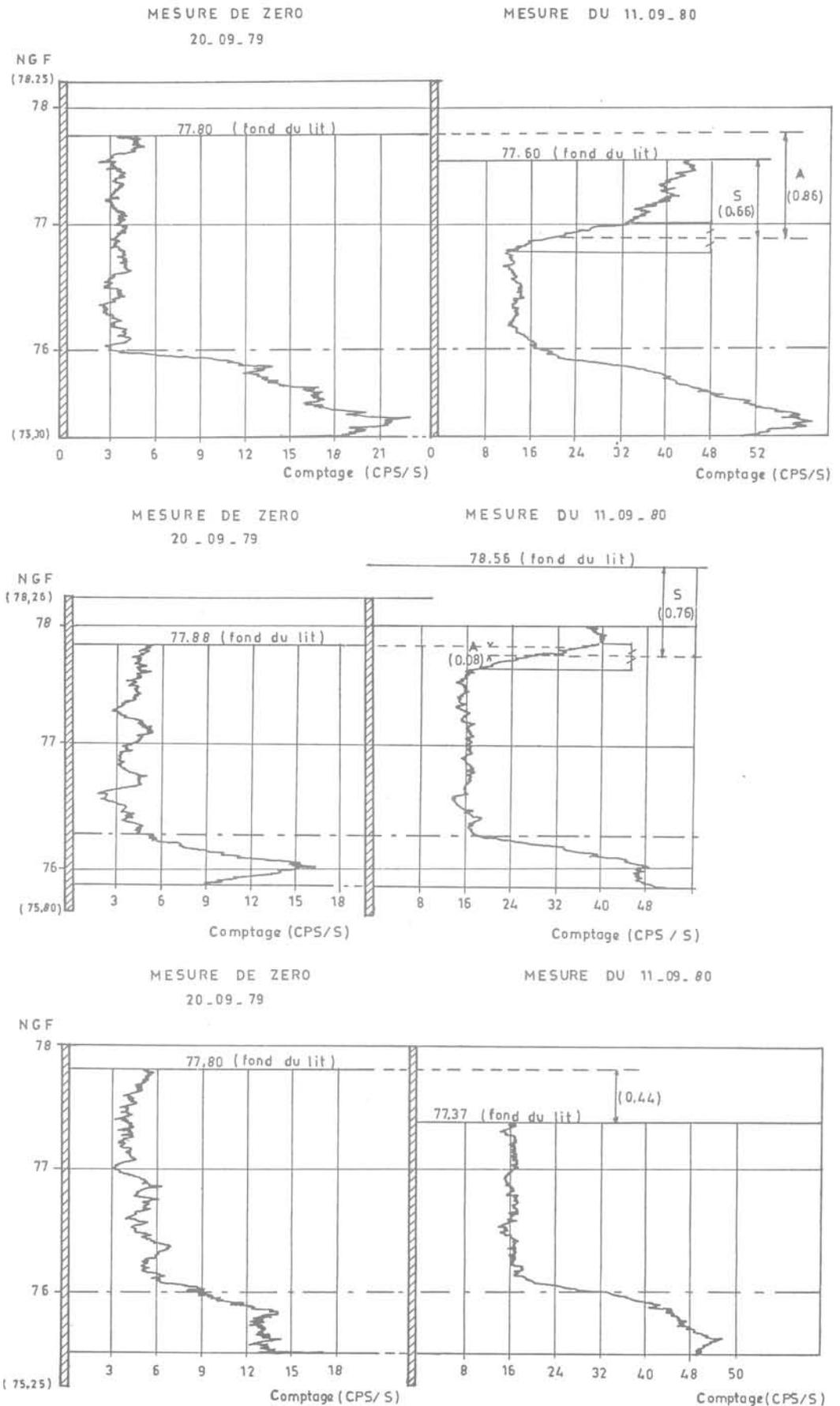


Fig. 7. — Exemples de mesures de diagraphies R.A.N. avant et après une crue.

trer et qui évidemment seront variables d'un site à l'autre. On peut cependant attirer l'attention sur les points suivants :

- La méthode n'est envisageable que si on peut trouver un matériau de substitution de caractéristiques R.A.N. nettement différentes de celles des alluvions en place. On a vérifié ici que les résultats sont satisfaisants pour un rapport de comptage de 1 à 3 entre les deux matériaux.

- Le diamètre D doit être suffisant pour que le matériau naturel environnant n'influence pas trop le comptage R.A.N. dans le matériau de substitution. Cette condition était satisfaite ici à partir de  $D \geq 0,6$  m, mais les mesures avec  $D = 0,4$  sont encore assez précises, il semble toutefois que ce soit une limite inférieure à ne pas dépasser.

- Le matériel nécessaire pour la mise en œuvre du tube de travail sera adapté aux conditions d'accès et à la profondeur de l'instrumentation. D'une façon générale une sondeuse à benne avec un tubage de diamètre suffisant devrait donner des résultats satisfaisants.

- Notre expérience a montré que la principale cause de détérioration des tubes résulte des impacts de corps flottants. Ainsi la plupart des tubes arasés assez près du fond du lit ont bien résisté pendant cinq ans aux différentes crues de la Garonne. Par contre le dernier tube rendu solidaire du chevêtre a été tordu par des corps flottants (la mesure n'a été possible qu'après l'avoir scié à la base).

- Il est important de bien étancher les têtes des tubes de mesure R.A.N. Dans le cas contraire la sédimentation des fines apportées par les crues risque de les boucher progressivement. Ainsi, en cinq ans, les tubes placés sur le site de Bourret se sont remplis de 0,5 à 1,2 m de sédiments.

Seules d'autres applications sur d'autres sites permettront de mieux préciser la condition optimale de mise en œuvre. Mais le principe de faisabilité nous semble suffisamment établi pour que la méthode soit utilisée à des fins de surveillance et aussi de recherche pour une meilleure connaissance des phénomènes.

#### BIBLIOGRAPHIE

1. H.W. SHEN, V.R. SCHNEIDER and S. KARAKI, *Local scour around bridge piers*, J. of the Hydraulics Division. Proc ASCE, H.Y. 6 (Nov. 1969).
2. N.N.C. BREUSERS, G. NICOLLET et H.W. SHEN, *Local scour around cylindrical piers*, J. of Hydraulic Research 15 (1977), n° 3.
3. H. APPE et G. NICOLLET, *Mesure des affouillements in situ au pied des piles de pont*, Note à diffusion restreinte C 43/73/50 du Laboratoire National d'Hydraulique de Châtou (1973).
4. G. NICOLLET, *Mesure des affouillements in situ par un écho-sondeur*, Note à diffusion restreinte C 43/74/66 du Laboratoire National d'Hydraulique de Châtou (1974).
5. S.H. KÜHN et A.A.B. WILLIAMS, *Scour pits and soils profiles determination in river beds*, Communication au V<sup>e</sup> Congrès I.M.S.T.F. (Paris, 1961). Vol. I, 2/11, pp. 487-490.

# derniers développements dans le clouage des sols

## latest developments in soil nailing

C. LOUIS

Claude Louis, Constructions S.A. \*

### Résumé

Le renforcement des sols en déblais par clouage connaît actuellement un grand développement. Des réalisations de plus en plus audacieuses sont entreprises et les techniques évoluent considérablement de manière à améliorer les performances et la pérennité des éléments intervenant dans la méthode, à savoir : peau de surface, ancrages, drainage, bourrage et consolidation.

Des systèmes très performants ont été mis au point à ce sujet pour la réalisation de la peau de surface à l'aide d'éléments préfabriqués assemblés entre eux. De même, en particulier dans les terrains difficiles, une amélioration des techniques de mise en œuvre d'ancrages est à signaler avec des clous de grande longueur, vibrofonçables dans les terrains instables avec éventuellement préinjection, voire traitement avant, pendant et après la mise en œuvre des clous.

Les dernières réalisations récentes sont présentées.

### Abstract

*The reinforcement of soil slopes in cutting by nailing is undergoing a rapid development. Projects undertaken have become more and more daring while the techniques involved have developed considerably in a manner so as to improve the performance and the durability of the various elements involved in the process, namely : face covering, anchoring, drainage, backfilling and backgrouting.*

*With regard to the face covering, highly successful results have been obtained by the use of a system of interlocking precast elements. Similarly, particularly in difficult ground conditions, a number of advancements have been made in the method of installing the anchorages with the development of techniques using vibration for placing nails of great length in unstable ground, with the possibility of pregrouting, or general ground-treatment in advance, during or after the installation of the nails.*

*Examples of some recent projects are shown.*

\* 12, avenue Franklin-Roosevelt, 75008 Paris.

## 1. POSITION DU PROBLÈME

Le renforcement des sols et des roches, en particulier pour le soutènement d'excavations par la technique de clouage (soil nailing), a connu au cours de la présente décennie un développement très important dans divers pays. Cette technique consiste à mettre en place dans le terrain, soit par l'intermédiaire de forages, soit par vibrofonçage, des inclusions métalliques (ou autres matériaux de grande résistance) pour améliorer les caractéristiques mécaniques globales du milieu composite ainsi constitué. Ces inclusions sont généralement scellées au terrain pour améliorer leur interaction avec le sol et donc leur efficacité. Dans de nombreux cas, les inclusions émergent à l'extérieur de la surface de l'excavation et sont reliées entre elles par une peau résistante, souple, dite « peau de confinement ».

Les principes de cette méthode de soutènement ainsi que des recommandations pour sa mise en œuvre ont été exposés en détail dans une publication antérieure de l'auteur (LOUIS, 1981). Ils s'apparentent tout à fait à ceux qui interviennent dans la nouvelle méthode autrichienne de construction des tunnels et l'on peut considérer que la technique du clouage est une extension, pour les problèmes à ciel ouvert, de ladite méthode autrichienne.

Le but du présent article vise en premier lieu à faire le point sur les développements récents de cette technique du clouage des sols. Des progrès ont certes été réalisés mais un travail important reste cependant encore à faire pour ce qui concerne la justification théorique des ouvrages soutenus par clouage. Par ailleurs, les méthodes de mesures relatives à cette technique ne sont pas encore suffisamment développées dans la pratique. L'expérience montre hélas que lors d'applications pratiques, les mesures les plus élémentaires sont négligées alors qu'elles jouent un rôle primordial dans une approche correcte du dimensionnement. Ces mesures concernent essentiellement l'interaction sol-inclusions.

A l'origine, la peau de confinement en surface était essentiellement basée sur l'utilisation du béton projeté. Cette technique reste tout à fait intéressante quant à son efficacité mais présente par contre quelques inconvénients sur le plan fonctionnel et surtout pour sa pérennité. Cela est d'autant plus vrai pour les ouvrages définitifs soumis à des conditions d'environnement difficiles. Par ailleurs, la projection du béton rend délicate la mise en œuvre d'un drainage généralisé efficace au contact béton-terrain.

Dans ce contexte, une présentation des derniers développements technologiques est faite dans le présent article de manière à mettre en évidence la grande variété de matériaux et de matériels disponibles actuellement pour améliorer l'efficacité du système, tout en permettant une réduction notable des coûts de mise en œuvre.

Il serait très long de faire une présentation des références bibliographiques relatives à cette technique, d'autant plus que de nombreuses applications intéressantes n'ont pas été l'objet de publications. Des développements conjoints, souvent indépendants, ont vu le

jour en Amérique (Nord et Sud), au Japon, en Europe et en particulier en Allemagne Fédérale (STOCKER, 1976; GAESSLER, 1978 et 1984...) et aussi en France (RABEJAC et al., 1974; SCHLOSSER et al., 1979, 1983; LOUIS, 1971; JURAN et al., 1981; CARTIER et GIGAN, 1982; etc.).

Par ailleurs, un séminaire de l'École Nationale des Ponts et Chaussées à Paris (19-22 octobre 1982) sur l'amélioration des sols et des roches par renforcement a été particulièrement orienté vers ce sujet.

## 2. RAPPEL DES PRINCIPES DE LA MÉTHODE

En vue de présenter de manière synthétique les principes de la méthode, il importe de distinguer clairement les différents types de clouage généralement utilisés. Cette distinction doit être faite eu égard aux divers modes de sollicitation des inclusions qui peuvent travailler selon trois modes bien distincts, à savoir :

- traction-cisaillement,
  - cisaillement pur,
  - compression-cisaillement,
- comme le montre schématiquement la figure 1.

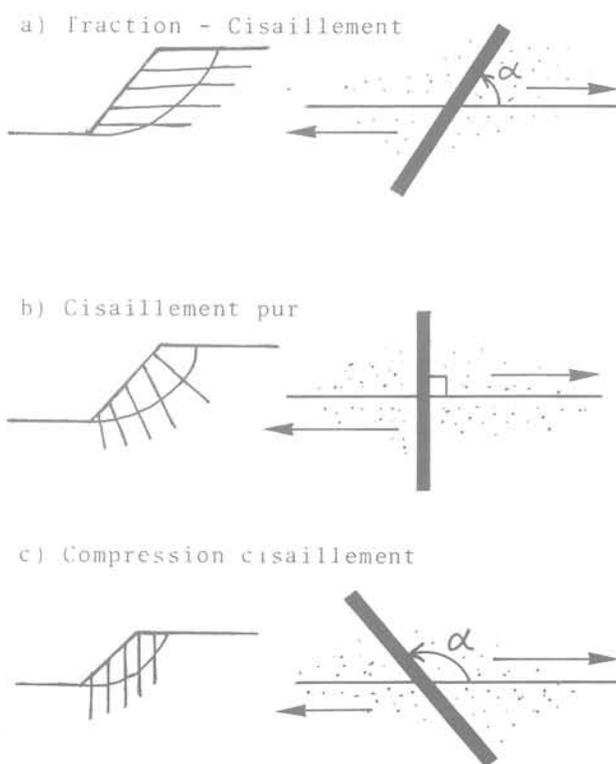


Fig. 1. — Schéma du mode de sollicitation d'une inclusion s'opposant à une rupture par cisaillement (b et c : « DOVEL PILES »).

Dans cette différenciation, une remarque importante s'impose concernant la mise en œuvre de ces inclusions. Deux cas fondamentalement différents doivent être envisagés :

— *la mise en œuvre du clouage à l'avancement* à l'occasion d'une excavation par passes élémentaires (fig. 2).

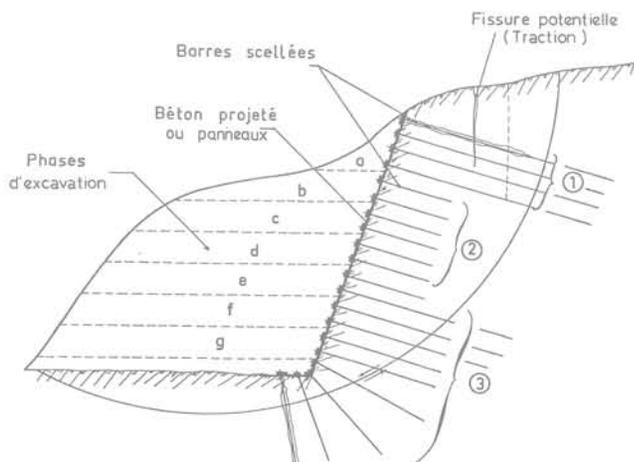


Fig. 2. — Clouage à l'avancement en déblais. (1) Barres en traction. - (2) Barres intermédiaires. (3) Barres en cisaillement.

L'excavation joue un rôle capital dans le procédé. L'originalité du procédé réside dans le fait que les inclusions et la peau de confinement sont mises en œuvre dans les phases initiales de travaux avec une géométrie (type, longueur, densité, etc.) conforme au stade définitif de l'excavation. Les déplacements et la redistribution des contraintes dans le terrain au cours des phases d'abattage successives contribuent à une mise en tension stabilisatrice des inclusions, ceci en fonction du besoin du terrain.

— *la stabilisation préventive ou curative de talus ou remblais préexistants* généralement en mouvement par des profilés rigides s'opposant aux déplacements (par exemple fig. 1 b et c).

Dans ce cas, les profilés ont des inerties beaucoup plus importantes. Ils sont généralement placés verticalement et s'opposent, par leur rigidité, aux déplacements du terrain. Cette méthode a été en particulier utilisée en France de longue date avec succès par la S.N.C.F. (VERRIER et al., 1981). Dans ce cas, le mode de sollicitation des inclusions est tout à fait différent de celui intervenant dans le cas précédent. C'est ici le développement de poussées-butées par le sol en mouvement qui entraîne une réduction, voire une stabilisation des déplacements. Ce mode de soutènement n'est pas abordé dans le présent article.

La figure 3 permet de mieux comprendre, de manière illustrée, le principe de la méthode du clouage mise en œuvre lors d'excavations, en comparaison avec les inconvénients liés par exemple à l'exécution d'un mur

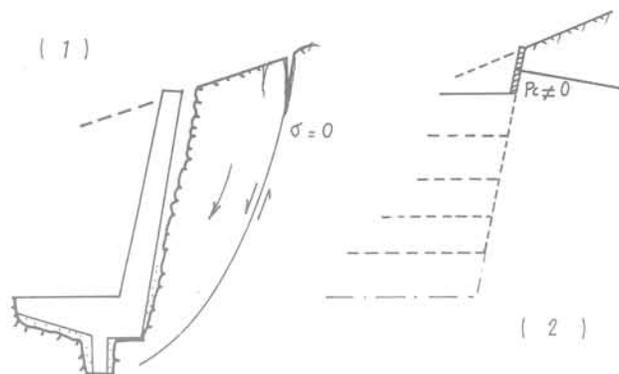


Fig. 3. — Mur de soutènement classique (1) et rupture potentielle en cours de travaux, comparés à une stabilisation à l'avancement par clouage (2).

de soutènement traditionnel « mur poids » (fig. 3a). Le principe fondamental retenu vise à perturber au minimum, lors des travaux, le terrain en place, de manière à profiter au maximum de ses caractéristiques mécaniques initiales. La sauvegarde de ces caractéristiques est obtenue en luttant contre certains états de contraintes très néfastes (en particulier état de contrainte uniaxiale) et également contre les déplacements excessifs. La peau de surface mise en œuvre à l'avancement apporte un minimum de confinement et les inclusions scellées au terrain s'opposent au développement des déformations. Le processus mécanique qui intervient est schématisé de manière comparative sur la figure 4 qui donne, dans la représentation de COULOMB, la schématisation des ruptures lors de la mise en œuvre d'un mur poids (avec excavation non soutenue dans la phase travaux sur une grande hauteur) et l'effet stabili-

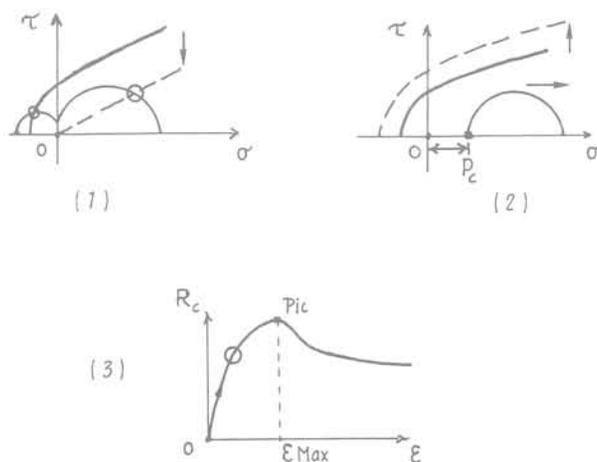


Fig. 4. — Schématisation des avantages sur le plan mécanique de la méthode du clouage. (1) Élimination des efforts néfastes de la décompression. (2) Consolidation en peau et dans le massif et développement d'une pression de confinement stabilisatrice. (3) Limitation des déformations et sauvegarde des caractéristiques mécaniques initiales du terrain.

sateur du confinement dans la méthode du clouage. La courbe contrainte-déformation montre qu'avec un tel soutènement par clouage à l'avancement, il devient possible de rester toujours en deçà du « pic » dans la courbe effort-déformation du terrain (fig. 4c), au-delà du « pic » pour des grandes déformations, seule une résistance résiduelle beaucoup plus faible reste disponible.

Dans le cas d'excavations sans soutènement à l'avancement, des ruptures inévitables se produisent en raison de la décompression du massif, avec dans certains cas, action du « mort terrain » sans résistance ou presque, agissant par leur poids sur la structure en fin de travaux, d'où le surdimensionnement nécessaire pour de telles structures. Un processus tout à fait similaire intervient dans les travaux en souterrain.

### 3. DIMENSIONNEMENT

Le dimensionnement d'excavations à ciel ouvert soutenues par clouage a été l'objet de nombreuses publications, en particulier SCHLOSSER et autres, 1979 et 1981; GAESSLER, 1982; JURAN, 1977 et 1985; SHEN, 1981; JEWELL, 1980; LOUIS, 1981. Le principe repose sur l'analyse de trois conditions de stabilité, à savoir :

#### 1. Stabilité du volume monolithique du terrain armé

Cela inclut l'examen des risques de glissement sur la base du volume de terrain armé et également des risques de basculement autour du centre instantané de rotation, ceci sous l'effet des sollicitations externes appliquées au volume armé, ce dernier agissant par son propre poids.

#### 2. Stabilité interne du volume avec des ruptures potentielles traversant le volume armé

#### 3. Stabilité en grand pour des ruptures externes

Autant les conditions un et trois évoquées ci-dessus connaissent une approche théorique satisfaisante, autant l'analyse de la stabilité interne est encore actuellement sujette à caution. En effet, dans la plupart des cas, les analyses de stabilité sont menées à la rupture par des méthodes de calcul analogues à celles développées en mécanique des sols pour la stabilité des pentes (méthodes de FELLENIUS, BISHOP ou autres).

Des programmes de calcul automatiques sur ordinateur ont été mis au point. Ils tiennent compte de ruptures internes quelconques avec prise en compte de la présence des inclusions.

Le long de lignes de ruptures potentielles, il est supposé que les armatures rencontrées travaillent de manière uniforme avec des tensions stabilisatrices supposées proportionnelles à la longueur d'ancrages scellés dans le terrain au-delà de la ligne de rupture (fig. 5). Ceci est appliqué pour toutes les lignes de ruptures possibles.

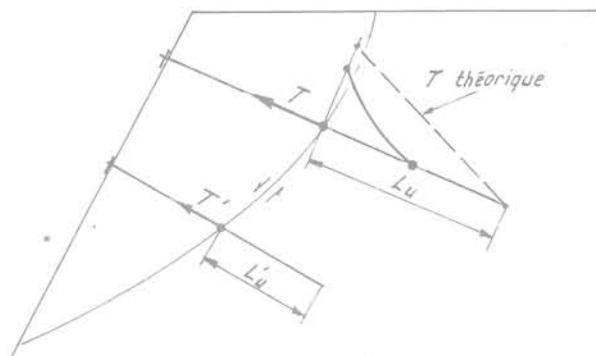


Fig. 5. — Tension stabilisatrice dans l'inclusion supposée proportionnelle à la longueur utile.

Dans une telle analyse, on suppose donc que toutes les armatures travaillent de la même façon, de manière homogène, et qu'elles agissent simultanément. Or, dans la pratique, la répartition des tensions dans les armatures reste inconnue, voire aléatoire. Ces tensions dépendent de la géométrie du massif et surtout de ses caractéristiques géotechniques (dans le cas présent, les hétérogénéités jouent un rôle considérable dans leur répartition). De plus, elles varient notablement dans le temps. L'examen a posteriori de ruptures réelles a montré que la mise en tension des armatures était très hétérogène et que les ruptures étaient progressives. Quelques scellements cèdent par excès de contraintes ou quelques armatures se rompent entraînant de proche en proche des ruptures locales, puis généralisées, du massif (ex. : rupture du talus cloué des Eparris où seul le lit supérieur des armatures en tension s'est rompu au droit de rallonges défectueuses situées à 1,50 m de profondeur. Cette rupture du premier lit d'ancrages a entraîné une instabilité d'ensemble, sans rupture des autres armatures. Les armatures intermédiaires ont glissé à l'extérieur du scellement, les armatures de pied n'ayant par contre pas été sursollicitées).

Une approche plus correcte du dimensionnement consisterait à déterminer la mise en tension réelle des inclusions. Sur le plan pratique, cela nécessite de faire une étude des déplacements et contraintes, par exemple par la méthode des éléments finis, en tenant compte non seulement des paramètres géomécaniques du milieu, mais également de la présence des armatures (délicates à simuler). La connaissance des tensions dans tout le volume permettrait ensuite de faire une analyse correcte de la stabilité.

Les méthodes de calcul évoquées ci-dessus font appel à une connaissance du cisaillement maximum admissible au contact scellement-terrain. Ce paramètre ne peut être estimé que par des essais in situ appropriés, par exemple par des essais d'arrachement tels que représentés sur la figure 6. A titre indicatif, la résistance à l'arrachement par unité de longueur peut varier facilement de 1 à 10, voire de 1 à 20, dans les sols meubles. Cette résistance est très faible pour les sols à tendance plastique (faible angle de frottement, indice de plasticité élevé), par exemple : argile de Francfort, marne d'Argenteuil, ... Elle est par contre très élevée

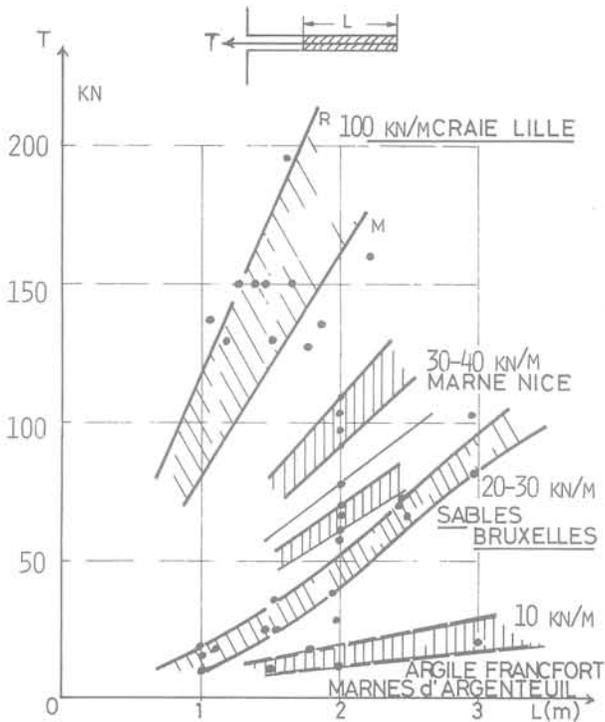


Fig. 6. — Résistance à l'arrachement de boulons à ancrage réparti selon la longueur de scellement (résine ou mortier) dans différents sols (Ø forage 35 à 55 mm)

dans les sols dilatants (sols compacts granulaires à fort angle de frottement, alluvions sablo-graveleuses compactes, conglomérats, etc.). Cette résistance au cisaillement le long d'armatures dépend en effet surtout de la nature du sol, de la surface latérale du scellement, mais également de la technique de mise en œuvre de l'armature. Elle peut être considérablement accrue par la mise en œuvre de certains vibrofonçages avec injection après, ou mieux pendant le vibrofonçage (technique de CLOU JETON, JET BOLT, voir ci-après).

Étant donné le rôle considérable joué par les inclusions scellées au terrain dans le processus de stabilisation par clouage, il est capital, au stade actuel d'avancement de la technique, d'entreprendre des campagnes de mesures précises sur le comportement de ces dernières, suite à une mise en tension naturelle ou artificielle. Il apparaît en effet que :

- la loi de répartition des efforts dans les boulons est rarement linéaire au-delà d'une zone de mise en tension, en tête ou au milieu du boulon ;
- une augmentation de la longueur du boulon n'entraîne pas pour autant un accroissement de sa capacité de résister à l'arrachement ;
- il existe une force critique limite qui ne peut être dépassée. Cette résistance limite est donnée, soit par la résistance du scellement au-delà duquel un fluage du terrain intervient, soit par la résistance de l'acier dans le cas de scellements en terrains très compétents. La figure 7 illustre les idées évoquées ci-dessus en mon-

trant les limites du procédé, par exemple par transfert des efforts vers l'intérieur du massif en cas de dépassement de la capacité de résistance du contact terrain-scellement. Dans la pratique, pour le bon dimensionnement d'un clouage, il conviendrait de ne mobiliser que la moitié, voire les deux tiers maximum de la résistance au cisaillement du contact terrain-scellement.

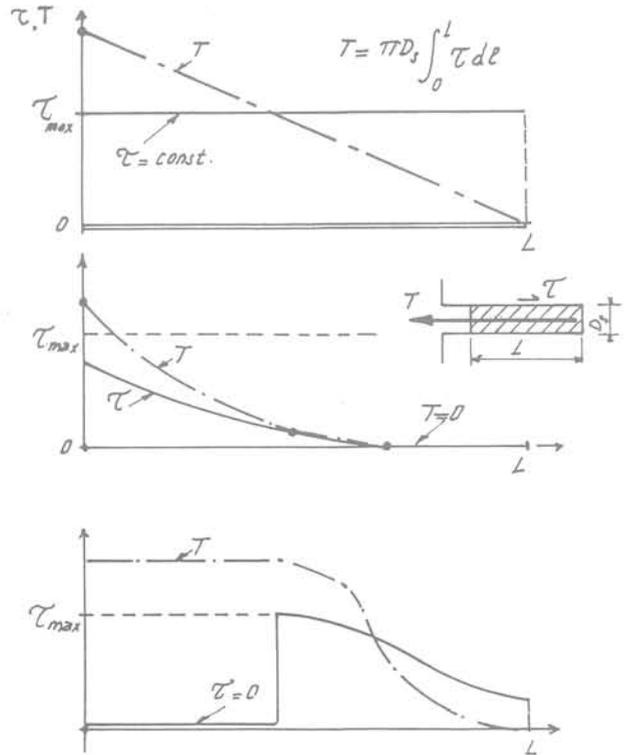


Fig. 7. — Répartitions possibles des efforts lors d'essais de traction sur armatures scellées.

En complément, la figure 8 donne deux répartitions d'efforts le long des boulons en cas de mise en charge instantanée du scellement à la tête.

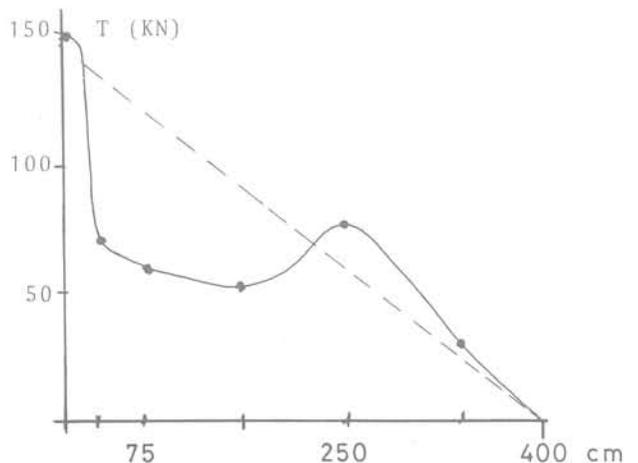


Fig. 8. — Mise en tension à 150 KN d'un boulon passif en clé d'un tunnel de 14 m d'ouverture dans les marnes. Répartition des efforts (mesures par jauges dynamométriques) KOUMENTAKOS (1977).

Une méconnaissance, voire une surestimation des capacités de reprise des efforts par les inclusions risque d'entraîner un sous-dimensionnement du clouage pouvant conduire, dans certains cas, jusqu'à la rupture de l'édifice ainsi réalisé par ce procédé.

Dans le cas de réalisations pratiques, un minimum de mesures de contrôle est par ailleurs requis, de manière à vérifier que les déplacements restent inférieurs aux limites fixées par le projeteur. Ce type d'auscultation est généralement réalisé dans la pratique.

#### 4. QUELQUES APPLICATIONS RÉCENTES

Des applications intéressantes ont été réalisées au cours des dernières années, notamment en France. A ce titre, il convient de signaler en particulier les expériences relatives aux projets suivants :

— l'exécution en variante de la stabilisation de la fouille de la tour CB2 à la Défense, sur une hauteur de 20 m, dans des remblais, sables de Beauchamp et marnes et caillasses à tendance marneuse. La stabilisation a été assurée à l'avancement par des ancrages de 6 à 8 m, de 25 mm de diamètre, et une peau de 20 cm de béton projeté armé de treillis ;

— la réalisation de la rénovation du cours d'Herbouville à Lyon après un glissement de terrain ayant détruit plusieurs immeubles, le 31 juillet 1977 faisant plusieurs morts. Les figures 9 et 10 montrent en coupe la nature des travaux réalisés ainsi que la phase d'avancement de ces derniers en juin 1984.

— 210 NGF m

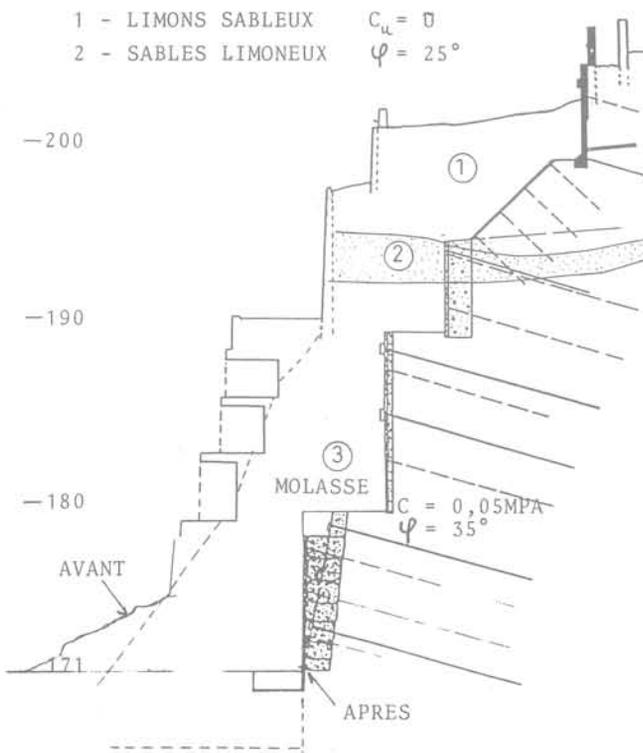


Fig. 9. — Versant du cours d'Herbouville à Lyon avant et après stabilisation.

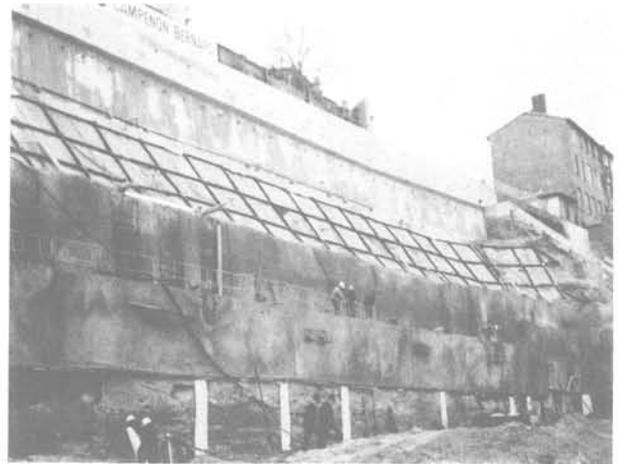


Fig. 10. — Vue du chantier du cours d'Herbouville à Lyon en juillet 1984.

Il convient enfin de signaler, dans les améliorations technologiques, les progrès réalisés dans le domaine du vibrofonçage d'armatures dans les sols instables (qui nécessiteraient normalement un tubage préalable lors de la mise en place de l'armature). L'injection du coulis de scellement (fig. 11) peut avoir lieu pendant ou après le vibrofonçage par un canal axial prévu à cet effet. Avec injection pendant le vibrofonçage, on réalise ainsi un *JET BOLT* pour lequel le traitement de la zone périphérique de l'inclusion contribue à accroître considérablement la capacité de résistance de l'ensemble. Les paramètres de vibrofonçage sont enregistrés à l'avancement et constituent ainsi une reconnaissance complémentaire des terrains permettant un dimensionnement à l'avancement plus précis du clouage.

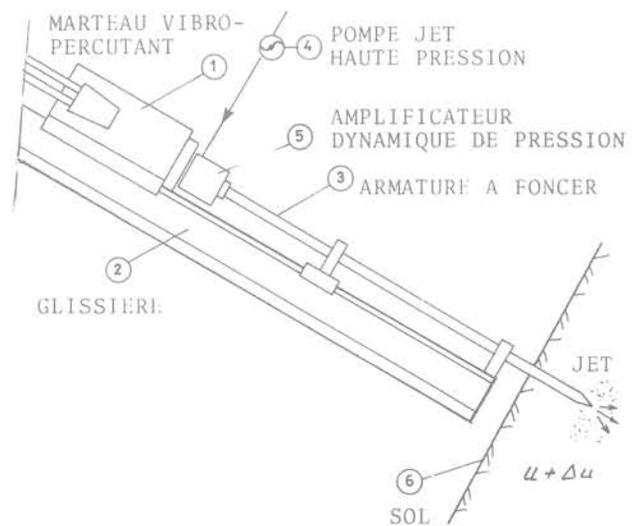


Fig. 11. — Technique CLOU JET. Vibrofonçage d'armatures avec ou sans injection à l'avancement (« JET BOLTING »).

Deux exemples parmi tant d'autres de préfabrication de peau de confinement sont donnés à titre complémentaire :

Le premier est constitué de panneaux métalliques préfabriqués assemblés et enrobés de béton coulé en place in situ (stabilisation du talus argileux des Eparris, autoroute A41 à Annecy illustré par la figure 12).

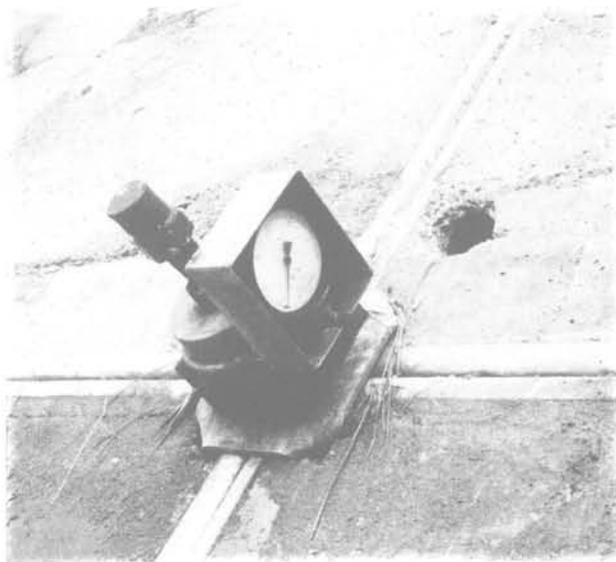


Fig. 12. — Stabilisation d'un talus argileux par panneaux métalliques assemblés et enrobés de béton. Autoroute A41 vers Annecy (Savoie).

Le second concerne la réalisation d'un clouage par éléments de béton préfabriqués et clous vibrofoncés pour la stabilisation d'un versant argileux à Tarare dans le Rhône (fig. 13).



Fig. 13. — Stabilisation d'un déblai à Tarare (Rhône) par panneaux béton préfabriqués cloués au terrain (limons argileux).

Une grande variété de systèmes d'éléments préfabriqués de géométries unique ou complémentaire a été mise au point pour répondre à des critères d'esthétique, de pérennité, voire d'économie. Ces éléments peuvent résoudre à la demande des problèmes spécifiques, comme par exemple de drainage, d'acoustique, d'environnement, etc. La figure 14 montre quelques exemples de tels panneaux.

Les systèmes de *JET BOLTING* et d'éléments préfabriqués ont fait l'objet de brevets récents.

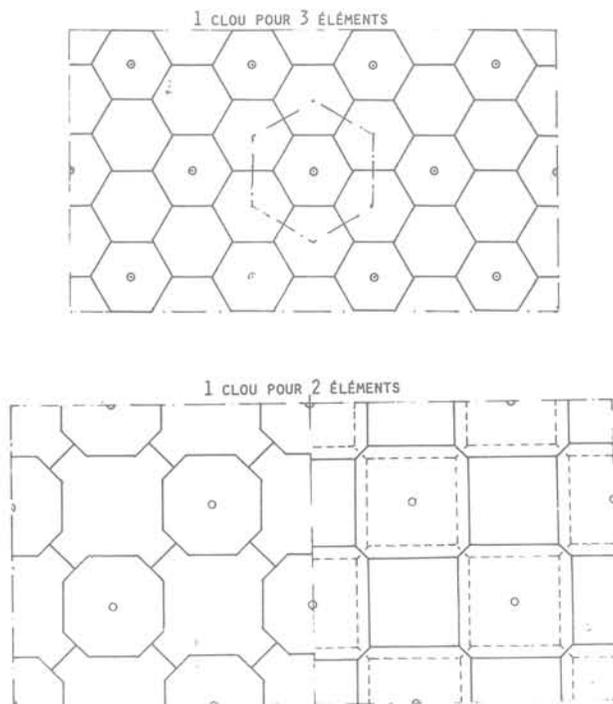


Fig. 14. — Exemples d'éléments préfabriqués pour revêtements de talus.

## 5. CONCLUSION

Le clouage des sols s'est notablement développé au cours des dernières années pour le cas des sols meubles, cohérents, voire granulaires. Le renforcement du sol est surtout apporté par les armatures scellées dans le milieu, solidaires d'une peau de confinement à la surface de l'excavation (talus, puits, ou cavités souterraines).

Les armatures, généralement métalliques, sont mises en œuvre dès les premières phases de l'excavation avec leur géométrie finale, alors que la perturbation des contraintes est encore minimum. Elles sont à l'origine passives et deviennent actives (en travaillant en traction-cisaillement) au fur et à mesure que l'excavation se poursuit. Le rôle stabilisateur de telles armatures est capital dans le processus, il n'a pas été néanmoins clairement mis en évidence ni par la théorie, ni par la pratique, faute de mesures suffisantes (méthodes de dimensionnement insatisfaisantes).

L'action des armatures, qui s'oppose à toute déformation inadmissible du terrain, est avantageusement complétée par le revêtement de surface (peau de confinement) qui doit rester souple dans son comportement. Ce revêtement est lui aussi mis en œuvre à l'avancement au fur et à mesure de la poursuite de l'excavation.

Cette méthode empirique a connu, au cours des dix dernières années, des applications très intéressantes avec utilisation du béton projeté et d'armatures métalliques scellées à la résine ou au mortier. Des extensions sont possibles avec utilisation de panneaux préfabriqués en surface, soit pour limiter les coûts, soit pour certains objectifs fonctionnels particuliers (aspect esthétique, propriétés phoniques, etc.). La mise en place des armatures peut se faire par forages mais également par vibrofonçage avec injection simultanée (*JET BOLTING*). Cette dernière technique est particulièrement performante dans les sols pulvérulents instables à toute foration. Le coulis du jet sert à la fois de fluide de lancement, de produit de scellement ultérieur et pour la consolidation du terrain par diffusion latérale.

Cette méthode, qui s'apparente autant à la nouvelle méthode autrichienne de construction des tunnels (utilisant béton projeté et boulonnage pour le soutènement) qu'à la technique de terre armée pour les sols en remblai, connaîtra certainement à l'avenir des applications intéressantes tant :

— par le caractère rationnel des principes mis en œuvre. Elle tire en effet profit au maximum des caractéristiques mécaniques initiales du terrain en utilisant ce dernier comme matériau de construction ;

— que sur le plan économique en comparaison avec d'autres méthodes de soutènement.

#### BIBLIOGRAPHIE

- CARTIER G. et GIGAN J.P. (1982), *Experiments and observations on soil nailing structures*, VIII E.C. M.S.F.E. d'Helsinki, octobre 1982.
- GAESSLER G. (1977), *Large scale dynamic test of in situ reinforced earth*, Proc. D.M.S.R. 77 Karlsruhe, septembre 1977, vol. II, pp. 333-342.
- GAESSLER G., GUDEHUS G. (1981), *Soil Nailing - Some aspects of a new technique*, X, I.C.S.M.F.E., vol. III, Stockholm, pp. 665-670.
- GAESSLER G., GUDEHUS G. (1982), *Soil Nailing - Statistical Design*, VIII E.C. S.M.F.E. d'Helsinki, Proc., vol. II, Sess. 5, pp. 491-494.
- GAESSLER G. (1984), *Bodenvernagelung*, thèse de Dr. Ing., Université de Karlsruhe.
- GOULESCO M. et MEDIO J.M. (1981), *Soutènement des sols en déblai à l'aide d'une paroi hurpinoise*, Revue T.O.S., A.F.T.E.S. n° 47, pp. 205-214.
- GOULESCO N. (1984), *Évolution de la technique de la hurpinoise*.
- GUILLOUX A. (1984), *Évaluation du frottement sol - Inclusion dans le clouage des sols*, E.N.P.C., Coll. Int., Renforcement des sols et des couches, Paris, 9-11 octobre 1984.
- JEWELL R.A. (1980), *Some effects of reinforcements on the mechanical behaviour of soil*, Cambridge Université, p. 307.
- JURAN I. (1977), *Dimensionnement interne des ouvrages en terre armée*, thèse Dr. Ing., Paris.
- JURAN I. (1985), *Reinforcement soil systems*, A.S.C.E. Geotech. Eng., vol XVI, pp. 39-82.
- JURAN I., SCHLOSSER F., LOUIS C., KERNOA M., ECKMAN B. (1981), *Le renforcement des sols par barres passives*, X I.C.S.M.F.E., vol. III, Stockholm, 1981, pp. 713-716.
- KOUMENTAKOS S. (1977), *Comportement et rôle du boulon dans les méthodes modernes de soutènement*, thèse de Dr. Ing., Université de Nancy I, 1<sup>er</sup> mars 1977.
- LOUIS C. (1981), *Nouvelle méthode de soutènement des sols en déblais*, Revue Travaux, numéro spécial mars 1981, pp. 67-75.
- RABEJAC et al. (1974), *Construction d'un mur de soutènement entre Versailles chantiers et Versailles Matelots*, Revue générale des Chemins de fer, avril 1974, pp. 232-237.
- SCHLOSSER F., JURAN I. (1979), *Design Parameters of artificially improved soils*, General Report VII E.C.S.M.F.E., Brighton, pp. 199-225.
- SCHLOSSER F., JURAN I. (1981), *Le frottement dans le renforcement des sols*, Revue Française de Géotechnique n° 16, pp. 65-77.
- SHEN C.K. et al. (1981), *An in situ earth reinforcement lateral support system*, University of California, Devis-Report 81.03 for the National Science Foundation, 188 p.
- STOCKER M.F. (1976), *Bodenvernagelung*, D.B.G.T. Nurnberg, D.G.E.G., pp. 639-652.
- STOCKER M.F. et al. (1979), *Soil Nailing*, Coll. Int. Renforcement des sols, Paris, pp. 469-474.
- VERRIER G. et MERLETTE P. (1981), *Confortement des remblais ferroviaires - Une technique particulière : le clouage*, numéro spécial Revue Travaux, mars 1981, pp. 76-81.

## informations

### CONGRÈS - CONFÉRENCES - SÉMINAIRES

INTERACTIONS SOLS-STRUCTURES - PARIS - ENPC - 1987  
5 au 7 mai 1987

INTERNATIONAL WORKSHOP ON CONSTITUTIVE EQUATIONS  
FOR GRANULAR NON-COHESIVE SOILS - CLEVELAND (OHIO) - 1987  
22-24 juillet 1987

6<sup>e</sup> CONGRÈS INTERNATIONAL DES SOLS EXPANSIFS - NEW DELHI - 1987  
1<sup>er</sup>-3 décembre 1987

9<sup>e</sup> CONFÉRENCE GÉOTECHNIQUE DU SUD-EST ASIATIQUE - BANGKOK - 1987  
7-11 décembre 1987

SECOND INTERNATIONAL CONFERENCE ON CASE HISTORIC  
IN GEOTECHNICAL ENGINEERING - SAINT-LOUIS (MISSOURI) - 1988  
1<sup>er</sup>-5 juin 1988

PENETRATION TESTING IN THE U.K. - BIRMINGHAM - 1988  
6-8 juillet 1988

### ASSEMBLÉE GÉNÉRALE DE AITES/ITA

L'Association internationale des travaux en souterrain a tenu sa 12<sup>e</sup> réunion annuelle à Florence à l'occasion du Congrès international organisé par la société italienne sur le thème *Grandi Opere Sotterranee*.

Le bureau de l'association a été partiellement renouvelé : président Einar BROCH (Norvège), vice-présidents C. KIRKLAND (Royaume-Uni) et V. ROISIN (Belgique) ; Claude BÉRENGUIER devient secrétaire général.

Outre les réunions des divers groupes de travail, l'AITES a tenu à Florence une session spéciale consacrée à l'avenir des ouvrages souterrains : quels ouvrages ? quels progrès, tant dans la conception que dans l'exécution, en particulier dans les tunneliers et boucliers ?

La principale nouveauté de cette assemblée générale concerne la revue de l'association. A la suite d'un accord avec l'*American Underground Space Association*, une seule nouvelle revue remplace deux revues séparées sous le titre *Tunneling and Underground Space Technology*.

La revue sera préparée à l'université du Minnesota sous le contrôle de l'AITES. Rédactrice en chef : Donna AHRENS, 500 Pillsburg Drive SE, Minneapolis MN 55455. Correspondant français L. REYNAUD, secrétaire général AFTES, 22, avenue de Wagram, 75008 Paris. Les membres de l'AITES (et de l'AUA) bénéficieront d'un tarif d'abonnement réduit (plein tarif 150 dollars pour 4 numéros). La revue publie dans les deux langues de l'AITES, l'anglais et le français.

La prochaine réunion annuelle sera organisée à Melbourne, du 23 au 27 mars 1987, à l'occasion de la 6<sup>e</sup> Conférence australienne de travaux souterrains : *BORE or BLAST* (explosif or tunnelier).



# notes de lecture

par P. DUFFAUT

## ÉDITIONS DU BRGM

Deux thèses concernant les sols viennent d'être publiées dans la série Documents du BRGM (n<sup>os</sup> 96 et 103) :

**Étude des sols et des formations superficielles par télédétection**, par Christine KING (200 pages, 65 figures dont 7 planches en couleurs).

Le premier chapitre passe en revue les bases physiques de la télédétection ; deux exemples pris dans la Beauce et ses confins occidentaux montrent que les paramètres sont trop nombreux pour être individualisés à coup sûr mais que certains seuils significatifs peuvent être identifiés. Le quatrième chapitre utilise la superposition d'images prises à des dates différentes pour dissocier les éléments de paysage invariants et ceux qui se modifient.

La lecture de cet ouvrage est difficile pour le non-spécialiste, et les applications envisagées sont surtout dans les domaines de la pédagogie et de l'agriculture. En dépit des liens qui existent entre les sols du pédologue et ceux du géotechnicien, celui-ci ne trouvera aucune allusion à ses préoccupations.

**Étude physique et rhéologique des argiles congelées**, par Jean-Frédéric OUVRY (250 pages, 100 figures).

Comme l'indique le sous-titre : « Application à l'argile profonde de Boom, Belgique », ce travail a été entrepris à l'occasion de la construction du laboratoire souterrain du Centre d'études de l'énergie nucléaire de Belgique, destiné à l'étude du stockage souterrain de déchets radioactifs, où la congélation du terrain a été employée comme méthode permettant le creusement du puits d'accès et de la galerie d'essai.

Après une identification complète de l'argile de Boom prélevée à 230 m de profondeur, les propriétés mécaniques de l'argile congelée sont comparées à la fois à celles de la glace et à celles de l'argile non gelée. L'essai triaxial est la base de ce travail dans une cellule thermostatée spécialement mise au point.

Une partie de l'eau échappe à la congélation à cause de sa liaison avec les minéraux argileux, la teneur en eau liquide diminue rapidement entre 0 et  $-20^{\circ}\text{C}$ , plus lentement au-delà. L'augmentation de volume de l'eau congelée augmente la compression si le terrain n'est pas libre de se déformer.

La congélation entraîne une augmentation importante des résistances (multipliées par 3 ou 4 dès  $-20^{\circ}\text{C}$ ). L'application d'un confinement diminue légèrement les résistances en raison du déplacement de l'équilibre eau-glace.

Le comportement en fluage de l'argile congelée a pu être suivi par une loi proposée par LADANGI.

La poursuite des travaux du laboratoire de Mol où le BRGM prend une part importante fournira certainement une suite à cette étude.





Renforcement des sols . . . . .	29	Approche probabiliste et géostatistique de la notion de porosité fissurale . . . . .	24
Fouille cloutée de grande profondeur (usine E.D.F. de Ferrières-sur-Ariège) . . . . .	29	Étude théorique et en laboratoire du comportement d'une fracture rocheuse sous contrainte normale . . . . .	26
Renforcement d'un sol lâche par inclusion de micropieux . . . . .	30	La dilatance des roches . . . . .	27
Consolidation dynamique des fondations du barrage de Pénitas au Mexique . . . . .	30	Comportement mécanique des roches en fonction de la température . . . . .	28
Densification par explosifs . . . . .	34	Comportement expérimental des roches sous contraintes et déformations triaxiales . . . . .	29
Derniers développements dans le clouage des sols . . . . .	38	Étude des matériaux marneux utilisés pour la construction du barrage de Montbel (09) . . . . .	38
<b>COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES SOLS</b>			
Propriétés hydrauliques et mécaniques des sols non saturés . . . . .	2	<b>TUNNELS - CAVITÉS SOUTERRAINES</b>	
Stabilité d'un ensemble de matériaux sous contraintes . . . . .	2	Les mesures in situ dans les tunnels . . . . .	4
Les concepts d'état limite et d'état critique et leurs applications pratiques à l'étude des argiles . . . . .	6	Contribution à l'étude de la stabilité d'une cavité souterraine dans un milieu avec radoucissement . . . . .	4
Détermination d'une loi de comportement pour le cisaillement des sols pulvérulents — application au calcul d'essais triaxiaux . . . . .	7	Hétérogénéités dans les massifs rocheux et stabilité des tunnels Géologie et génie civil des ouvrages souterrains sous la chaîne du Chat et de l'Épine (Savoie) . . . . .	6
Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents . . . . .	10	Application de la mécanique des roches aux tunnels : cas des tunnels du Gran Sasso et du Fréjus . . . . .	12
Étude théorique et expérimentale du fluage unidimensionnel des sols argileux . . . . .	13	Tentative d'interprétation des mesures faites aux tunnels du Fréjus et du Gran Sasso . . . . .	12
Analyses du comportement des milieux granulaires basées sur leur nature discontinue . . . . .	14	Tunnel du Fréjus : les mesures géotechniques effectuées sur le chantier français et leur application pour la détermination et l'adaptation du soutènement provisoire . . . . .	12
Fluage héréditaire et consolidation d'un sol quasi saturé . . . . .	14	Détermination d'un coefficient de sécurité dans les exploitations par chambres et petits piliers abandonnés . . . . .	13
Les caractéristiques mécaniques des sols fins déduites des essais d'identification . . . . .	14	Effondrements spontanés et possibilité de mise en charge hydraulique . . . . .	13
Étude expérimentale du comportement d'une vase sous chargement cyclique . . . . .	15	Stabilité des cavités de stockage d'hydrocarbures dans le sel. Modélisation d'une cavité de stockage de gaz dans le sel considéré comme matériau élastoviscoplastique — Solution explicite Expérience in situ et modélisation du comportement des cavités salines utilisées pour le stockage de gaz . . . . .	18
Les propriétés de déformation et de résistance des matériaux à gros grains . . . . .	18	Affaissements miniers et exploitation partielle . . . . .	21
Evolution de l'adhérence des argiles sur des surfaces métalliques en fonction du temps . . . . .	19	Modèle viscoplastique pour le comportement d'un tunnel revêtu. Mécanique des roches et évacuation des déchets radioactifs en formations géologiques . . . . .	24
Étude en laboratoire des états limites d'une argile molle organique Déformation d'un échantillon de sable sur chemins de contrainte isotrope et triaxiaux de révolution : influence de l'histoire Calcul au cisaillement du sable sollicité en déformation plane . . . . .	20	L'évacuation de la « charge thermique admissible » en formations géologiques pour l'évacuation de déchets radioactifs de haute activité . . . . .	27
Essais de chargement, de déchargement et de cisaillement réalisés à la surface des sols et des roches . . . . .	21	Étude expérimentale et modélisation numérique de vibrations induites dans un tunnel de métro . . . . .	29
Essais de chargement, de déchargement et de cisaillement en forage ou en place à l'aide d'appareils spécifiques tels que le pressiomètre, pénétromètre, scissomètre, etc. . . . .	23	Expérimentation en vraie grandeur de buses métalliques sous haut remblai . . . . .	30
Rupture d'argiles naturelles par surfaces de cisaillement à l'essai triaxial . . . . .	23	Le soutènement liquide : une recherche appliquée pour le bouclier à pression de boue du métro de Lyon . . . . .	30
Sols grenus sous fortes contraintes . . . . .	24	Fluage, dilatance ou compressibilité des roches autour des puits verticaux et des forages pétroliers . . . . .	31
Approche expérimentale du fluage en compression triaxiale de deux argiles intactes . . . . .	24	Phénomènes vibratoires dans les colonnes pétrolières : application au calcul du volume des cavités souterraines . . . . .	32
Effet d'échelle géométrique dans les milieux granulaires . . . . .	24	<b>RECONNAISSANCE DES SOLS</b>	
Les surfaces de glissement en mécanique des sols . . . . .	25	Applications de la photo-interprétation et de la télédétection à la géologie de l'ingénieur . . . . .	4
Utilisation du microscope électronique à balayage en vue de la compréhension des mécanismes du gonflement des sols argileux Effet d'échelle et lignes de glissement . . . . .	27	Détection des cavités souterraines par des méthodes géophysiques . . . . .	5
Les micromécanismes de déformations plastiques dans les sols granulaires . . . . .	29	Mesure de la profondeur des fondations par micro-sismique transparence . . . . .	6
Modèle de comportement du sable au cisaillement dans un état tridimensionnel de contrainte et de déformation . . . . .	31	La sismicité induite par les lacs réservoirs dans son contexte géologique . . . . .	7
Mesure des paramètres d'élasticité anisotrope de l'argile molle organique de Cubzac dans le domaine surconsolidé . . . . .	32	Choix de la profondeur de reconnaissance pour les fondations superficielles . . . . .	7
Condition de formation des surfaces de glissement . . . . .	33	Une classification géotechnique des craies du nord utilisée pour l'étude de stabilité des carrières souterraines . . . . .	8
Dilatance, dissipation d'énergie et critère de rupture tridimensionnel sous grandes déformations dans les matériaux granulaires . . . . .	34	Contrôle du compactage des tranchées P.T.T. par le pénétromètre statique . . . . .	9
Mesure de l'affouillement maximum dû à une crue par diagraphie radio-activité naturelle après la crue . . . . .	38	Note technique : essai de constitution et d'utilisation d'une banque de données sur le sous-sol d'une plaine alluviale (région de Grenoble, France) . . . . .	13
<b>COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES ROCHES</b>			
Étude du comportement élastique et fragile des roches saturées par un liquide . . . . .	2	Détermination des coefficients élastiques d'un massif anisotrope par poinçonnement et ancrage . . . . .	16
Particularités du comportement mécanique des craies : rôle de l'eau — Rupture sous contrainte hydrostatique . . . . .	8	Étude géotechnique et reconnaissance des sols : projet de D.T.U. Diagraphies et paramètres de forage . . . . .	22
Comportement des roches au cours de la rupture : application à l'interprétation d'essais sur des tubes épais . . . . .	9	Méthodes géographiques de subsurface . . . . .	23
Un modèle de matériau microfissuré . . . . .	11	Reconnaissance géotechnique depuis une chambre submersible La tomographie sismique comme méthode de reconnaissance détaillée du sous-sol . . . . .	26
Analyse critique des essais de cisaillement en mécanique des roches . . . . .	16		
Résistance en compression d'un lignite terrigène . . . . .	18		
Le phénomène d'effondrement dans les roches volcaniques à forte porosité . . . . .	20		
Les argilites surconsolidées du Domérien de Nancy : relations entre la consolidation, la diagenèse et quelques propriétés mécaniques . . . . .	21		
Essais de chargement, de déchargement et de cisaillement en travaux souterrains y compris les mesures de contraintes . . . . .	23		
La craie à Nogent-sur-Seine . . . . .	24		

<b>PIEUX</b>		
Calcul des pieux : tassements sous charge de service, frottement négatif . . . . .	5	
Méthode de calcul du comportement des pieux à l'arrachement	7	
Interprétation géotechnique des courbes de réponse de l'excitation harmonique d'un pieu . . . . .		
Réflexion sur le battage des pieux . . . . .	8	
Méthode pratique de calcul d'un pieu isolé, à l'aide du pénétromètre statique . . . . .	9	
Vibrofonçage à fréquence élevée . . . . .	10	
Évaluation du tassement des pieux à partir de l'essai de pénétration statique . . . . .	11	
Portance réelle et portance calculée des pieux isolés, sollicités verticalement — Règles pressiométriques . . . . .	15	
Étude expérimentale d'un pieu soumis aux poussées latérales du sol . . . . .	16	
Calcul des pieux sous sollicitations cycliques par la méthode des éléments finis . . . . .	26	
Comportement d'interface et prévision du frottement latéral le long des pieux et tirants d'ancrage . . . . .	35	
<b>CONSOLIDATION</b>		
Analyse critique de la théorie de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi . . . . .	7	
Méthode de prévision des pressions interstitielles . . . . .	9	
Consolidation d'un sol élastoplastique . . . . .	19	
La consolidation unidimensionnelle sous charge cyclique . . . . .	36	
<b>PAROIS</b>		
Expérimentation en vraie grandeur d'un rideau de palplanches	8	
Étude expérimentale d'une paroi moulée ancrée par quatre nappes de tirants . . . . .	8	
Rupture d'un rideau de palplanches . . . . .	13	
Analyse de la stabilité des murs de soutènement par le calcul à la rupture . . . . .	25	
Étude expérimentale de la sollicitation exercée par le sol sur les ouvrages de soutènement souples . . . . .	28	
<b>GÉNIE PARASISMIQUE</b>		
Réponse sismique d'une couche de vase molle . . . . .	25	
Contribution à l'étude de la prévision des éruptions volcaniques, application à la Soufrière . . . . .	27	
Tectonique des plaques et mécanique des roches . . . . .		30
Étude de l'activité sismo-acoustique liée à une injection de fluide dans un massif granitique . . . . .		33
Dispositions intéressant le sol et les fondations dans les nouvelles règles parasismiques P.S. 86 . . . . .		37
Dispositions technologiques concernant la protection parasismique des ouvrages de fondation . . . . .		37
Mesure des propriétés dynamiques des sols . . . . .		37
Comportement des fondations sous sollicitation sismique . . . . .		37
Talus et soutènement en dynamique des sols . . . . .		37
Résistance au cisaillement dynamique . . . . .		37
Résistance aux séismes des ouvrages en terre armée . . . . .		37
Incidence de l'anisotropie de consolidation sur le potentiel de liquéfaction statique . . . . .		37
Sur une approche intégrée de l'interaction sismique sol-structure		37
Comportement aux séismes des tunnels et des ouvrages souterrains dans les sols . . . . .		37
<b>DIVERS</b>		
Le bilan énergétique en mécanique des roches . . . . .		1
Processus local de destruction des roches par un outil de forage		5
Approche pluridisciplinaire des problèmes posés par un glissement de terrain sur faible pente . . . . .		14
Toponymie et géotechnique . . . . .		14
Les premiers temps de la mécanique des sols . . . . .		15
Fissuration longitudinale des chaussées . . . . .		19
Mesures de contrainte dans la vallée d'Aspe . . . . .		20
Détermination en sondages de la perméabilité d'un milieu rocheux fracturé : aspects théoriques et pratiques . . . . .		20
Découpage par jets liquides en géotechnique . . . . .		20
La congélation des sols . . . . .		21
Note technique ; CÉZEAU : un projet de banque de terminologie en mécanique des sols . . . . .		21
Essais hydrauliques et hydrogéologiques . . . . .		23
Problème des fissures sur les murs des bâtiments du monastère de Stravronikita du mont Athos (Grèce) . . . . .		26
Le rôle du géotechnicien en expertise judiciaire . . . . .		26
Sols frottants mobiles et mobilisables sous l'action de la houle et des courants en géotechnique marine . . . . .		28
Un nouveau modèle de calcul de trajectoires de blocs rocheux . . . . .		30
Rapport annuel 1984 des activités de recherche en France en mécanique des roches . . . . .		31
Avantages et inconvénients de l'utilisation d'un système d'antifretage dans l'essai triaxial de compression . . . . .		34
Géotextiles et géomembranes . . . . .		36

## Dynamique des sols

par A. Pecker

Prix : 240 F

*Ce livre présente l'état actuel de la pratique en dynamique des sols, tout en introduisant les développements les plus récents concernant la modélisation du comportement du sol, la liquéfaction et l'interaction sol-structure.*

*Il s'adresse tant aux étudiants qu'aux ingénieurs confrontés à des problèmes de dynamique des sols.*

## Génie parasismique

sous la direction de V. Davidovici

Prix : 1 200 F

*Cet ouvrage est le premier traité complet de génie parasismique en langue française.*

*Réalisée avec le concours de plus de cent spécialistes et experts du domaine, cette œuvre collective constitue une véritable synthèse des connaissances actuelles.*

*L'ouvrage aborde successivement les causes des séismes, leur nature physique et l'influence des facteurs locaux.*

*Il traite de manière approfondie le comportement des sols sous chargement dynamique ainsi que les problèmes d'interaction sol-structure.*

*Les méthodes modernes de calcul dynamique des structures et des équipements et le comportement des ouvrages aux séismes font également l'objet d'une large présentation.*

*Le risque sismique est également abordé dans ses aspects décisionnels et juridiques ainsi que dans le cadre de la planification.*

*De nombreux tableaux, abaques, illustrations facilitent la compréhension de l'ouvrage et son utilisation pour l'étude de constructions en zones sismiques.*

## Éléments de mécanique des sols

par F. Schlosser

Prix : 150 F

*Ce cours volontairement réduit a pour but de présenter les notions essentielles de la mécanique des sols sous une forme simple, ne nécessitant que très peu de connaissances préalables, en résistance des matériaux notamment. Il doit cependant permettre d'aborder de façon pratique la plupart des problèmes de mécanique des sols, notamment pour les ingénieurs qui seront amenés de par leurs fonctions, à utiliser ou à interpréter un rapport de sols.*

## Exercices de mécanique des sols

sous la direction de F. Schlosser

Prix : 140 F

*Ce recueil d'exercices sélectionnés complète le cours « Éléments de mécanique des sols » et permet d'appliquer à des cas précis les notions fondamentales de mécanique des sols et de calcul des ouvrages.*

## Étude géotechnique et reconnaissance des sols

### Projet de DTU

Préface de L. Parez,

Président du Comité Français de Mécanique des Sols

N° 22 de la Revue Française de Géotechnique

Prix : 117 F

*Ce document donne aux Maîtres d'ouvrage, aux Maîtres d'œuvre et aux Concepteurs l'opportunité de mieux apprécier la diversité des moyens actuellement mis à leur disposition pour parvenir à une meilleure définition des projets de fondation.*

*Il décrit de façon précise les différentes méthodes de sondages et de prélèvements de sols effectués lors de la reconnaissance géotechnique ainsi que des essais géophysiques menés pendant l'étude préalable.*

*Cet ouvrage rassemble pour la première fois la description des « essais de sols » dont les modes opératoires existent de façon éparse.*

## Foundation engineering

sous la direction de G. Pilot

Prix : 370 F

*This book is a review in English of the French modern practice in soil studies; it deals with building foundation design and construction.*

*More specifically, it takes into account the know-how acquired and the research and development results obtained during the past few years.*

## Gel des sols et des chaussées

sous la direction de M. Frémond et P.J. Williams

Prix : 140 F

*Cet ouvrage présente les résultats des recherches entreprises sur la com-*

*préhension et la maîtrise du gel des sols. Il fait le point sur la recherche appliquée et montre des actions nouvelles en fonction des nécessités du développement économique des régions froides.*

## Les méthodes statistiques et probabilistes en mécanique des sols

par J.P. Magnan

Prix : 220 F

*Destiné aux étudiants, praticiens et chercheurs spécialisés en mécanique des sols, cet ouvrage introduit progressivement l'appareil théorique nécessaire aux études, en illustrant par des exemples ses possibilités autant que ses limites.*

## Remblais et fondations sur sols compressibles

sous la direction de J.P. Magnan

Prix : 250 F

*Les différents chapitres de cet ouvrage, rédigés par des ingénieurs des Laboratoires des Ponts et Chaussées spécialisés de longue date dans les études de sols compressibles, présentent l'ensemble des connaissances nécessaires à l'élaboration des projets de remblais sur sols mous et à l'étude des problèmes spécifiques aux fondations construites dans les zones où l'on trouve ces types de sols.*

## Renforcement en place des sols et des roches

Comptes rendus du Colloque International organisé par l'E.N.P.C. et la Louisiana State University (U.S.A.)

(Paris, 9-11 octobre 1984)

Prix : 430 F

*L'objet de ce colloque était l'étude du renforcement en place des sols et des roches par des inclusions résistantes.*

*Cet ouvrage contient les textes des communications présentées : 28 en français et 30 en anglais.*

## Le renforcement des sols : terre armée et autres techniques

Comptes rendus du Colloque International organisé par l'E.N.P.C. et le L.C.P.C. (Paris, 20-22 mars 1979)

3 volumes

Prix : 650 F

*Ce colloque avait pour but l'échange d'informations techniques et scientifiques relatives au renforcement des sols par des inclusions résistant soit à la traction (terre armée), soit à d'autres types de sollicitations (flexion, compression, effort tranchant).*

*Cet ouvrage contient en français ou en anglais : les textes des communications présentées ; les textes des discussions.*

## L'emploi des textiles en géotechnique

Comptes rendus du Colloque International organisé par l'E.N.P.C. et le L.C.P.C. (Paris, 20-22 avril 1977)

3 volumes

Prix : 570 F

*Ce colloque avait pour but l'échange d'informations techniques et scientifiques relatives à l'emploi des textiles dans les ouvrages de génie civil où ils peuvent être associés avec des sols.*

*Cet ouvrage contient en français, en anglais ou en allemand : les textes des communications présentées ; les textes des discussions.*

### BON DE COMMANDE

Titres	Quantité	Prix unitaire	Montant
Montant total de la commande			

NOM/ORGANISME : .....

ADRESSE : .....

.....

Date :

Signature :

## 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, Presses de l'E.N.P.C. - B. Mandagaran, 28, rue des Saint-Pères - 75007 Paris.

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

### PRÉSENTATION DU MANUSCRIT

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

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

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

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

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

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

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

Un résumé bilingue, en français et en anglais, ne dépassant pas une centaine de mots dans chaque langue (en plus du titre et du nom de l'auteur), doit accompagner le 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. Éventuellement, elle pourra être consacrée à une discussion brève de l'interprétation des travaux présentés.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$1/(a + b)$  et non sous la forme  $1/a + b$  ou  $\frac{1}{a + b}$ . On portera un soin particulier à l'emploi des accolades, crochets et parenthèses en respectant la hiérarchie suivante :  $\{ [ ( ) ] \}$ .

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

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

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

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

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

#### Articles de revues

Faire suivre la référence (auteur, année, titre de l'article 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 pages (cf. exemple ci-dessous).

WOODS, R.D. (1968). — « *Screening of Surface Waves in Soil* ». — Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the A.S.C.E., vol. 94 n° S.M.4, Ann Arbor, Mich. U.S.A., juillet 1968, pages 951-954.

#### Livres

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

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

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

#### Communication à un Congrès (ou Conférence)

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

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



