

P1-15

# REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

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

N°37

117 F

4<sup>e</sup> TRIMESTRE 1986

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



# REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

*Directeur de la Publication* : P. Habib

*Président du Comité de Direction* : B. Hirsch

*Comité de Direction* : L. Parez — 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'Hériteau — J. Salençon — 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.

© 1986

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

**cfms**

comité français de  
mécanique des sols

C % Bureau Véritas  
Cedex 44 - 92077 Paris La Défense  
Tél. 42.91.52.49

**afps**

association française  
du génie parasismique

9, rue La-Pérouse  
75784 Paris - Cedex 16  
Tél. 47.20.10.20 - 30.52.92.00

**Journées Communes**  
**FONDATIONS, PROPRIÉTÉS DES SOLS**  
**ET IMPÉRATIFS SISMIQUES**

**18-19 novembre 1986**

Centre de Saint-Paul, Fédération Nationale du Bâtiment,  
Saint-Rémy-lès-Chevreuse

## sommaire

dispositions intéressant le sol et les fondations dans les nouvelles règles parasismiques P.S. 86 <b>J.F. Corte - A. Isnard</b>	5
dispositions technologiques concernant la protection parasismique des ouvrages de fondation <b>R. Souloumiac</b>	13
mesure des propriétés dynamiques des sols <b>M.P. Luong</b>	17
comportement des fondations sous sollicitation sismique <b>A. Pecker</b>	29
talus et soutènement en dynamique des sols <b>F. Schlosser - L. Dormieux</b>	40
résistance au cisaillement dynamique <b>P. Londe</b>	61
résistance aux séismes des ouvrages en terre armée <b>M.J. Bastick</b>	67
incidence de l'anisotropie de consolidation sur le potentiel de liquéfaction statique <b>F. Blondeau</b>	72
sur une approche intégrée de l'interaction sismique sol-structure <b>D. Aubry</b>	81
comportement aux séismes des tunnels et des ouvrages souterrains dans les sols <b>M. Panet</b>	101

# FONDATEIONS, PROPRIÉTÉS DES SOLS ET IMPÉRATIFS SISMIQUES

## INTRODUCTION

par

**P. HABIB**

Laboratoire de Mécanique des Solides\*  
(E.P., E.N.S.M. Paris, E.N.P.C.,  
Associé au C.N.R.S.)

Les textes rassemblés à l'occasion des Journées Communes de l'A.F.P.S. et du C.F.M.S. n'ont pas la prétention de traiter d'une façon exhaustive des problèmes du génie parasismique et de ses incidences sur les fondations des structures, mais de profiter de la mise à l'enquête du nouveau code parasismique français pour tenter de préciser les Règles de l'Art actuelles pour certains types d'ouvrages et les compétences particulières de certains types d'essais. Par rapport au récent colloque de l'A.F.P.S. de janvier 1986, une part modeste est donc faite ici aux recherches avancées et aux nouveaux développements dont la présentation est liée à des discussions informelles autour de ces textes de base.

La conception parasismique appliquée aux fondations présente des difficultés nombreuses et sérieuses. Elle a fait de grands progrès depuis quelques années dans le monde comme en France tant pour la compréhension de la physique de base des phénomènes que pour le calcul des ouvrages ou les simulations numériques ou physiques ; les déterminations des propriétés rhéologiques des sols au laboratoire ou *in situ* ont été profondément renouvelées. Il est donc apparu souhaitable à nos deux sociétés de faire le point de ces importantes questions.

\* École Polytechnique, 91128 Palaiseau Cedex.

# dispositions intéressant le sol et les fondations dans les nouvelles règles parasismiques P.S. 86

ground conditions and foundations requirements  
in the new French code  
of earthquake resistant building design (P.S. 86)

**J.F. CORTE**

Chef de la Division Géotechnique - Mécanique des Sols\*

**A. ISNARD**

Chef de la Division Sols et Fondations du Bureau Veritas\*\*

## Résumé

Les règles parasismiques dites « P.S. 69 » présentent, tant à l'égard du comportement des sols soumis à l'action sismique qu'à celui de la conception et du dimensionnement des fondations un certain nombre de lacunes auxquelles se trouve confronté le projeteur. Les nouvelles règles dites provisoirement P.S. 86, en intégrant les connaissances récemment acquises dans ce domaine, différencient davantage les mouvements sismiques en fonction du contexte géotechnique et de la topographie des lieux.

Outre des dispositions constructives détaillées, elles présentent des critères d'identification des sols dits « liquéfiables » et des méthodes pratiques de vérification de la stabilité des organes de fondation en interaction dynamique avec le sol et les structures portées.

## Abstract

*Civil Engineers have to face some lack of information concerning the soils behaviour prediction and the design of foundations when using the P.S. 69 French Code of Earthquake Resistant Building Design.*

*The noticeable amount of observations, practical and theoretical knowledge acquired since this Code publication justifies now, in the new P.S. 86 Code, to differentiate the seismic movement elastic spectra according to geotechnical and soil surface actual conditions. This Code, which provides detailed construction requirements, offers also practical methods for liquefaction risk prediction and for foundation design, taking in account soil-structure interaction under seismic action.*

\* Laboratoire Central des Ponts et Chaussées - B.P. 19 - 44340 Bouguenais.

\*\* Cedex 44, 92077 Paris La Défense.

## 1. INTRODUCTION

L'étude de l'effet des séismes sur le comportement des terrains, des fondations et celle des phénomènes d'interaction entre sol et structures ont pris une place croissante dans les travaux de recherche en mécaniques des sols à partir du milieu des années 60. L'étendue des dégâts occasionnés la même année en 1964 par deux tremblements de terre au Japon à Niigata et en Alaska a été un élément initiateur prépondérant. Depuis lors, les connaissances acquises ont été considérables, et, s'il demeure de nombreuses incertitudes ou si les méthodes d'analyse restent largement imparfaites, l'ingénieur peut actuellement intégrer bon nombre des résultats de ces recherches en vue d'améliorer la sécurité des constructions en zone sismique.

Le contenu d'un texte réglementaire est toujours le reflet des connaissances au moment de sa rédaction. A cet égard, les règles dites P.S. 69 illustrent bien les lacunes importantes auxquelles se trouvait en butte le projeteur dans les années soixante pour appréhender l'influence des conditions géotechniques locales et justifier en particulier le bon comportement des fondations.

Les nouvelles règles P.S. 86 font cette fois une place importante aux aspects géotechniques, ce qui, somme toute, paraît naturel dans la mesure où d'une part l'action sismique s'impose à la structure par le biais du sol de fondation et qu'une large proportion des sinistres a été imputable à une défaillance du sol d'assise ou des fondations.

Le présent article passe en revue les différentes dispositions intéressant le sol et les fondations introduites dans les nouvelles règles P.S. 86 en apportant quelques commentaires sur les raisons de certains choix, dont tous ne peuvent pas être rigoureusement établis. Sur les différents points évoqués, on notera l'évolution par rapport aux dispositions contenues dans les règles P.S. 69

## 2. RÈGLES GÉNÉRALES POUR LA CONCEPTION DES PROJETS

### 2.1. Le choix du site

Les règles P.S. 86 traitent explicitement trois situations particulières pour lesquelles des contraintes de construction sont fixées.

#### *Le voisinage des failles actives*

Les informations sur la nature et l'intensité du mouvement du sol au voisinage immédiat d'une faille rejoignant au cours d'un séisme sont pratiquement inexistantes. Il est tenu pour peu probable que les règles de construction préconisées en champ lointain soient également efficaces dans une telle zone. Ceci a conduit d'une part à exclure toute construction dans une bande de l'ordre de 50 m de large de part et d'autre d'une faille tenue pour active, et d'autre part à majorer le mouvement sismique de calcul pour les ouvrages implantés à moins de 300 m de la faille.

#### *La stabilité des pentes et talus*

Aucun ouvrage ne doit être édifié sur un site directement menacé par l'éboulement ou le glissement des fonds supérieurs. Si un tel régime n'est pas déjà identifié sur un document cartographique (PER, ZERMOS, POS, ...), il sera nécessaire de s'assurer de la stabilité d'ensemble du site.

#### *Zones suspectes de liquéfaction*

Si la présence d'une zone liquéfiable n'implique pas nécessairement l'abandon du site, la construction ne peut cependant être entreprise que s'il est établi que la liquéfaction ne représente aucun danger pour l'ouvrage ou si le sol a subi un traitement dont il peut être prouvé qu'il élimine le danger de liquéfaction.

Le phénomène de liquéfaction des sols, simplement évoqué dans les règles P.S. 69, est maintenant une préoccupation importante et les règles P.S. 86 font une large place aux justifications à apporter vis-à-vis de ce risque.

### 2.2. Les reconnaissances et études de sol

Par rapport aux situations non sismiques, les investigations géotechniques doivent ici, dans tout projet, répondre à deux objectifs :

- permettre le classement du site par rapport aux sites types en vue de définir le mouvement sismique de calcul,
- détecter les formations a priori suspectes de liquéfaction.

Ces informations peuvent être obtenues par des méthodes traditionnelles : essais d'identification, essais en laboratoire et en place. Par contre, des études complémentaires spécifiques sont nécessaires :

- en présence d'une zone suspecte de liquéfaction,
- lorsque l'on désire utiliser une méthode de calcul impliquant la prise en compte des propriétés géomécaniques des sols sous chargement dynamique.

### 2.3. L'implantation de l'ouvrage et la conception du mode de fondation

Les recommandations faites sur ces questions étaient pour l'essentiel déjà contenues dans les règles P.S. 69 ; elles procèdent du bon sens :

- choisir, dans la mesure du possible, des formations homogènes et compactes,
- implanter l'ouvrage tout entier d'un même côté de discontinuités géologiques,
- exclure les sols pouvant donner lieu à des effondrements de structure (cinérites, loess, ...) ou à des fortes réductions de l'indice des vides (remblais insuffisamment compactés),
- encastrier la construction dans le sol et, si plusieurs solutions correspondant à des niveaux d'assise différents peuvent être envisagés, préférer la solution la plus profonde,

- définir un système de fondation homogène,
- liasonner les éléments de fondation (semelles ou fondations profondes) entre eux pour s'opposer aux déplacements relatifs.

### 3. INCIDENCE DES CONDITIONS GÉOTECHNIQUES LOCALES SUR LA DÉFINITION DU MOUVEMENT SISMIQUE DE CALCUL

#### 3.1. La situation dans les règles P.S. 69

Dans les règles P.S. 69, la nature du sol de fondation intervenait à deux reprises pour modifier la valeur du coefficient sismique  $\sigma$  applicable à la construction considérée, cela, à travers le coefficient de réponse  $\beta$  et le coefficient de fondation  $\delta$ .

Étant reconnu que les formations épaisses de terrains meubles se comportent comme des filtres amortissant quelque peu les composantes hautes fréquences de l'ébranlement sismique, les spectres de calcul  $\beta(T)$  étaient écrêtés d'environ 15 % pour les structures ayant une courte période propre (inférieure à 0,5 s) fondées sur de tels sites.

Si les sols meubles donnent ainsi dans certaines situations, par atténuation, un effet favorable par rapport aux terrains rocheux, par contre, à sollicitations sismi-

ques égales, les risques de déplacements différentiels sont à l'évidence plus importants pour des constructions fondées sur sol meuble. C'est pour tenir compte de ce fait que le coefficient sismique  $\sigma$  était pondéré par un facteur  $\delta$  dont la valeur dépendait à la fois de la nature du sol et de celle du système de fondation.

Si cette approche recoupe effectivement certains aspects de l'influence des conditions géotechniques locales, elle présente quelques insuffisances importantes auxquelles les règles P.S. 86 tentent de remédier. Nous énumérons d'abord ces lacunes avant d'examiner la manière dont ces questions sont traitées dans les nouvelles règles :

- Si les spectres de réponse élastique pour les mouvements enregistrés en surface de terrains meubles montrent une atténuation par rapport aux mouvements obtenus sur affleurement rocheux pour les courtes périodes, par contre, ils doivent présenter une amplification pour les périodes plus élevées. Ces deux tendances associées à un décalage vers les basses fréquences de la période fondamentale de réponse du site lui-même sont maintenant nettement établies par de multiples enregistrements et des analyses statistiques de distribution de dommages. Les spectres de calcul doivent donc tenir compte de cette amplification par quasi-résonance du mouvement des constructions souples établies sur terrain meuble (fig. 1).

- Pour obtenir des niveaux de protection comparables selon les sites, il faut encore différencier les conditions de site.

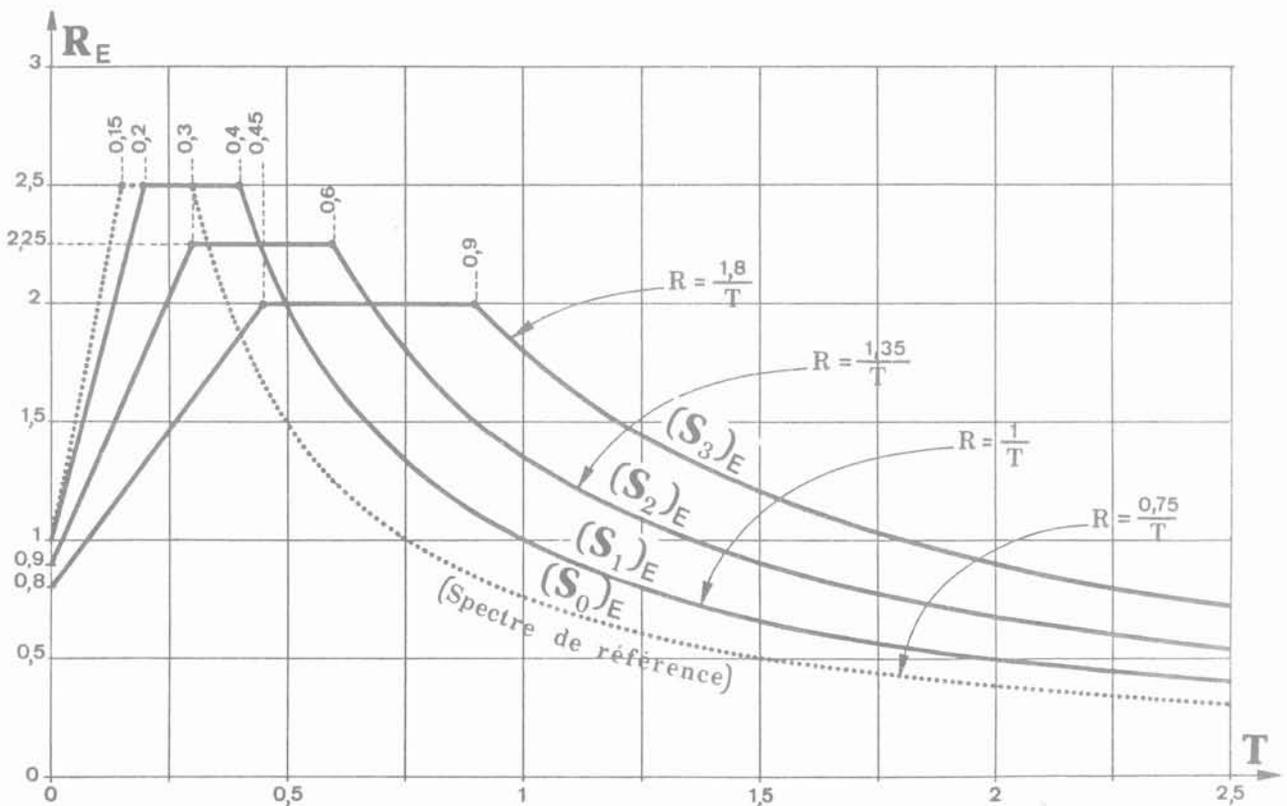


Fig. 1.

— Les critères géomécaniques d'identification et de classement des sols sont insuffisants.

— Le coefficient  $\delta$  apparaît comme trop arbitraire et trop forfaitaire pour traiter correctement à la fois de l'influence du mode de fondation sur le comportement de la construction et des risques de tassements différentiels.

### 3.2. Différenciation des spectres élastiques normalisés selon les sites

Le mouvement sismique que l'on obtient en surface en champ libre dépend des propriétés géomécaniques des formations géologiques du site et de la topographie. Ce second facteur d'influence est traité par un coefficient correcteur  $\tau$ , présenté plus loin. Pour une zone sans relief, on définit alors, à partir d'une double classification des sols et des sites, quatre spectres élastiques normalisés.

Outre le rocher sain et les craies dures, les terrains sont regroupés en trois catégories (fig. 2), à partir des résultats d'essais géomécaniques. Les sites sont eux-mêmes classés en quatre types selon la nature des sols et l'épaisseur des couches (fig. 3).

Il importe encore de noter que dans le cas de sites comportant des sols du groupe C en très grande épaisseur (plus de 100 m), il convient de procéder à une étude

particulière pour déterminer un spectre approprié. Une telle situation conduisant généralement à un pic d'amplification très marqué au voisinage du premier mode de vibration du dépôt, ne peut pas en effet être traitée correctement par la donnée de spectres moyens.

### 3.3. L'influence de la topographie

Si les constatations post-séisme montrent en général un accroissement sensible des dommages occasionnés aux constructions édifiées sur une pente ou au voisinage d'une crête de talus, les données et modèles disponibles pour quantifier précisément ces effets sont encore quasi inexistantes. Pour ne pas cependant ignorer cette question, les règles P.S. 86 proposent de modifier globalement la valeur du mouvement sismique par un coefficient multiplicateur  $\tau$  fonction de la pente locale du site

## 4. JUSTIFICATIONS VIS-A-VIS DES RISQUES ASSOCIÉS A LA LIQUÉFACTION DES SOLS

La démarche proposée par les règles P.S. 86 pour traiter des risques associés à la liquéfaction des sols est progressive dans les moyens auxquels elle fait appel.

Paramètres d'identification des Sols

TYPE DE SOL		Pénétrô- mètre Statique: résis- tance (MPa)	SPT Nombre de coups	Pressiomètre		Résis- tance Compres- sion simple (MPa)	Densité relative (%)	Indice de compres- sion $C_c$	Vitesse des ondes de cisail- lement (m/s)	Vitesse des ondes longitudinales	
				Module résis- tance (MPa)	Pression limite (MPa)					Sous la nappe (m/s)	hors nappe (m/s)
ROCHERS	Rochers sains et Craies dures			> 100	> 5	> 10			> 800		> 2500
a Sols de bonne à très bonne résis- tance mécanique	Sols granulaires compacts	> 15	> 30	> 20	> 2		> 60		> 400	> 1800	> 800
	Sols cohérents (argiles ou marnes dures)	> 5		> 25	> 2	> 0,4	< 0,02			> 1800	
b Sols de résis- tance mécanique moyenne	Rocher altéré ou fracturé			50 à 100	2,5 à 5	1 à 10			300 à 800		400 à 2500
	Sols granulaires moyennement compacts	5 à 15	10 à 30	6 à 20	1 à 2		40 à 60		150 à 400	1500 à 1800	500 à 800
	Sols cohérents moyen- nement consistants et Craies tendres	1,5 à 5		5 à 25	0,5 à 2	0,1 à 0,4	0,02 à 0,10				1000 à 1800
c Sols de faible résistance mécanique	Sols granulaires lâches	< 5	< 10	< 6	< 1		< 40				
	Sols cohérents mous (argiles molles ou vases) et craies altérées	< 1,5	< 2	< 5	< 0,5	< 0,1	> 0,10	< 150	< 1500	< 500	

Fig. 2. — Paramètres d'identification des sols.

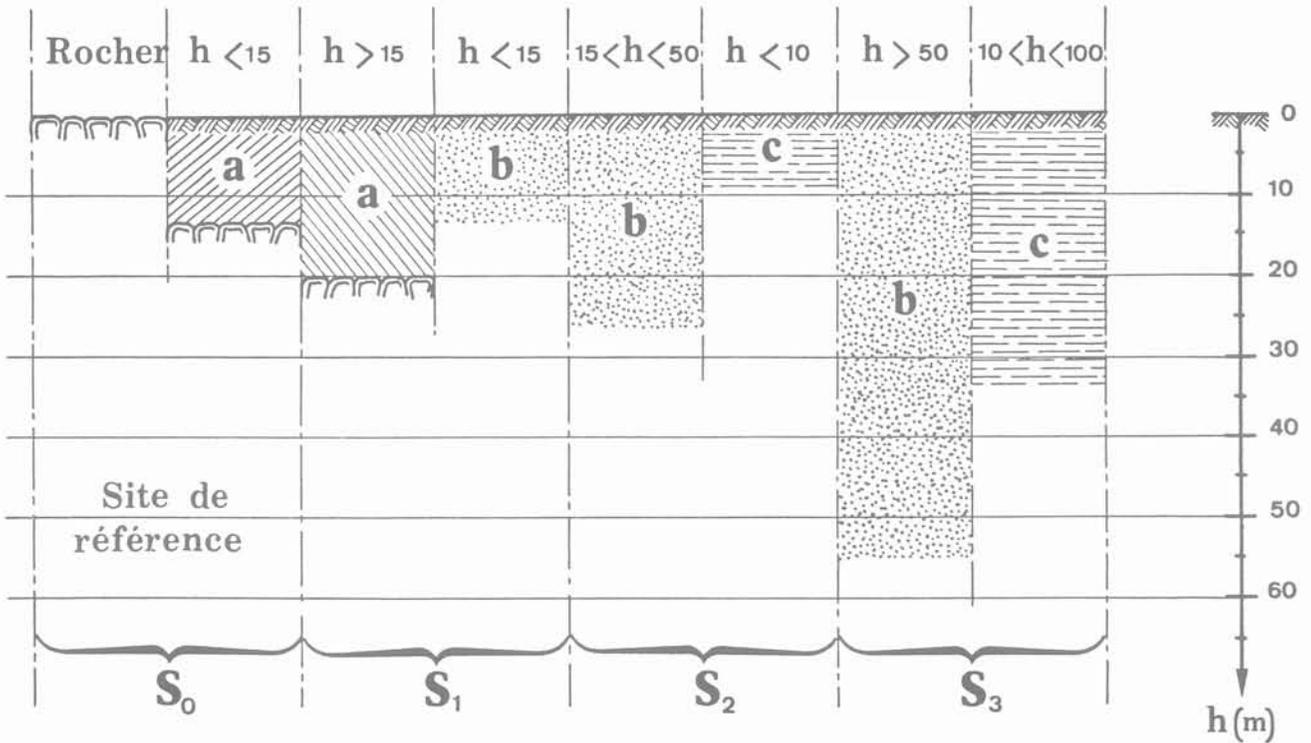


Fig. 3. — Classification des sites.

Une première série de critères associés aux résultats des essais classiques d'identification (granulométrie, limites d'Atterberg, teneur en eau), permet de reconnaître les sols que l'on doit a priori tenir comme suspects ou non de liquéfaction. En cas de doute, il faut procéder à des investigations complémentaires.

Le diagnostic en deuxième phase peut être formulé par le biais de corrélations empiriques, considérées comme bien établies, entre les résultats de certains essais de pénétration (Standard Penetration Test, pénétromètre statique, piézocône) et les observations du comportement de différents sites.

Confirmation de ce diagnostic peut être fournie par des essais en laboratoire sur des échantillons, aussi peu remaniés que possible, chargés cycliquement.

Un horizon sera considéré comme liquéfiable si la valeur de la contrainte de cisaillement maximale engendrée par le séisme de calcul dans cette couche dépasse 75 % de la contrainte de cisaillement cyclique provoquant la liquéfaction. Pour faire cette évaluation, les règles proposent pour chaque zone sismique le nombre de cycles équivalents à prendre en considération.

Si les études précédentes concluent qu'un horizon est liquéfiable pour le séisme de calcul retenu, on ne peut entreprendre de construire que dans l'une des hypothèses suivantes :

— il est clairement établi que la liquéfaction de cette couche est sans conséquence dommageable pour la construction,

— le sol est traité (densification, substitution, drainage, rabattement de nappe, ...) pour supprimer tout risque de liquéfaction ou pour rétablir la marge de sécurité donnée plus haut.

## 5. JUSTIFICATION DE LA STABILITÉ DES PENTES

Il doit être vérifié que les talus et versants, dans leur configuration définitive, restent stables sous l'action du séisme de calcul compte tenu des charges apportées par les constructions.

Pendant la durée de l'ébranlement sismique, les efforts d'inertie peuvent être simulés par l'effet d'efforts statiques équivalents et la vérification de la stabilité peut être alors menée par toute méthode de calcul classique reconnue, en tenant compte si nécessaire, de la chute des caractéristiques de résistance de certains matériaux sous l'action du séisme, et du développement de surpressions interstitielles dans certaines couches.

## 6. JUSTIFICATION DES FONDATIONS

La question de la justification du comportement des fondations était traitée de façon très sommaire dans les règles P.S. 69 qui mentionnaient pour toute règle de calcul que : « la sollicitation s'exerçant sur la fondation, ou une partie de la fondation, ne doit pas excéder 75 % de la sollicitation que l'on peut considérer

comme susceptible d'entraîner l'apparition de l'état de ruine, compte tenu, le cas échéant, des modifications des propriétés mécaniques du sol consécutives à l'action sismique ».

Les règles P.S. 86 proposent cette fois non seulement des critères de stabilité vis-à-vis de la résistance du sol support mais des méthodes de calcul simplifiées applicables aux cas courants pour déterminer l'état de sollicitation dans la fondation et le sol.

Les cas à considérer sont :

- d'une part, la situation au cours du séisme avec les effets des actions dynamiques dues à la déformation propre du sol environnant, à la structure portée, et à leurs interactions ;
- d'autre part, la situation après séisme en prenant en compte les effets d'éventuelles déformations rémanentes des sols d'assise.

En complément de ces vérifications numériques, les règles P.S. préconisent l'adoption d'un certain nombre de dispositions constructives pour assurer la sécurité de la construction.

### 6.1. Les fondations superficielles

Les fondations sur semelle ou radier sont à réserver aux sites constitués de sols compacts et homogènes pour lesquels l'amplitude des déformations pendant et après le séisme ne peut être préjudiciable à la bonne tenue de la construction.

Le système de fondation doit être de conception simple et homogène pour l'ensemble de l'ouvrage. Les semelles isolées établies sur sol meuble doivent être, en règle générale, liaisonnées entre elles. Lorsque la construction ne comporte pas de parties enterrées, il est conseillé de prévoir une bêche périphérique rendant solidaire l'ensemble des structures et des fondations avec le sol d'assise afin de s'opposer à leur déplacement relatif dans le plan horizontal.

La méthode et le niveau de discrétisation doivent être choisis en fonction de l'importance de l'interaction entre le sol et l'ensemble de la construction. Lorsque l'on procède à une justification globale avec modélisation à la fois de la structure, des fondations et du sol, le modèle doit rendre compte du comportement non linéaire des sols.

Pour les petites constructions et lorsque l'interaction entre le sol et la structure est faible, on admet que les divers points de fondation suivent la déformée imposée au sol par l'action sismique de référence en l'absence de construction.

La réponse de la structure est alors évaluée en imposant à l'interface bâtiment-fondation le mouvement sismique de calcul correspondant au site. Les éléments de fondation sont quant à eux justifiés en tenant compte des sollicitations verticales et horizontales engendrées par la réponse de la structure au mouvement sismique.

Le comportement des fondations est vérifié vis-à-vis de l'état limite ultime de résistance du sol d'assise en s'assurant que les sollicitations sous action sismique sont au plus égales aux charges de rupture du sol divisées par 1,5.

### 6.2. Les fondations profondes

Lors d'un séisme, les éléments de fondation profonde (pieux ou barrettes) se trouvent sollicités à la fois par le déplacement du sol environnant et par la structure portée. Le niveau de sollicitation dépendra, quant à lui, des interactions s'exerçant entre le sol et les éléments de fondations, la structure portée, ses fondations et le sol sur la partie enterrée de la construction.

Il s'agit donc d'une situation très complexe qui ne peut en toute rigueur s'analyser correctement que dans un modèle global incluant le sol, les éléments de fondation et la structure. Il n'existe cependant pas actuellement de méthode de calcul d'ensemble suffisamment simple d'emploi pour être appliquée aux constructions courantes. Pour ces dernières, il était donc nécessaire de définir des méthodes de justification simplifiées pouvant être appliquées à l'aide des outils de calcul usuels et à partir des éléments d'information que l'on peut attendre d'une campagne d'investigations géotechniques à l'échelle du projet. Tout en étant simple la méthode se doit d'être d'une approche physique « saine » et conduire à un dimensionnement que l'on attend être du côté de la sécurité.

La méthode simplifiée proposée dans les règles P.S. 86 consiste à justifier séparément les éléments de fondation et la structure selon la démarche suivante :

- on considère que les pieux suivent les mouvements horizontaux imposés au sol en champ libre sans les modifier ;
- la réponse de la structure est évaluée en imposant à sa base le mouvement sismique de calcul correspondant au site.

Cette méthode ne peut être appliquée que si plusieurs conditions sont satisfaites :

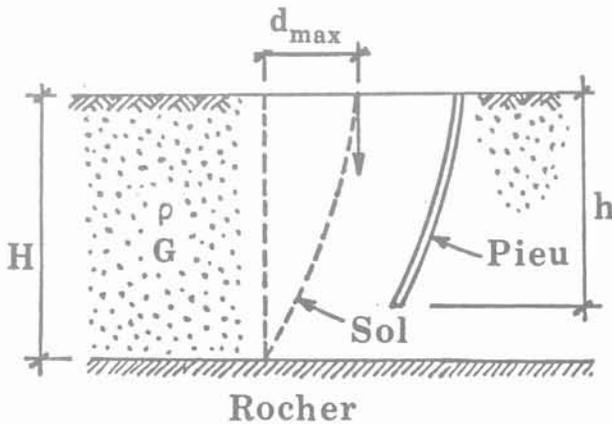
- la construction est suffisamment encastrée dans le sol pour qu'il n'y ait pas de déplacement relatif sensible entre la structure et le sol environnant ;
- la flexibilité des éléments de fondation profonde doit être également suffisante pour que l'intégrité des éléments de fondation soit assurée sous l'hypothèse qu'ils suivent les mouvements du sol en champ libre.

La première condition permet de compter sur la participation du sol par mise en butée autour de la partie enterrée de la construction ; elle explique pourquoi, dans le calcul de justification des éléments de fondation, on ne cumule pas les sollicitations horizontales venant du déplacement imposé par le sol et celles issues de la réponse inertielle de la structure (ces sollicitations ne se produisant par ailleurs pas en phase).

Cette hypothèse de non-cumul se trouve confortée par des calculs effectués a posteriori sur des constructions existantes ayant éprouvé un séisme.

Pour le calcul des sollicitations imposées par le mouvement du sol, on admet pour déformée du profil de sol soit le résultat d'un calcul de réponse direct, soit le premier mode de vibration en champ libre.

En présence d'un profil de sol homogène ou d'un profil stratifié dans lequel les caractéristiques mécaniques varient peu d'une couche à l'autre, on pourra admettre que la déformée a l'allure d'un quart de sinusoïde. Dans ce cas, un calcul statique classique de poutre sur appuis élastiques articulée en pied et encadrée en tête, montre qu'avec les élancements courants d'éléments de fondation profonde, même dans des sols très médiocres, la déformée du pieu peut être assimilée sans écart notable à la déformée du sol.



Dans les autres cas (profil de sol très hétérogène, élément de fondation très rigide), on déterminera par un calcul statique la déformée que prendrait le pieu ou la

barrette si l'on impose au sol la déformée du premier mode de vibration.

La méthode proposée dans les règles P.S. 86 amène à considérer que le comportement des éléments de fondation profonde doit être justifié principalement en termes de déplacements imposés et non vis-à-vis d'efforts imposés comme peuvent l'être les éléments de la structure dans les méthodes de calcul statique équivalent. En cela, les règles P.S. 86 se démarquent nettement par leur originalité des autres codes de construction parasismique.

Le comportement des fondations est vérifié vis-à-vis de l'état limite ultime de résistance du sol au cours et après le séisme, en considérant que, pour les fondations profondes ancrées sur un substratum très résistant, les terrains de couverture ne participent pas à la reprise des efforts verticaux. Par contre, on devra tenir compte du frottement négatif si l'on suspecte un tassement possible des terrains de couverture.

Vis-à-vis de l'état limite ultime de résistance du sol, on s'assurera que les sollicitations sous action sismique sont au plus égales aux charges de rupture du sol divisées par 2 pour le terme de pointe et par 1,33 pour le frottement latéral.

Les fondations doivent être conçues et calculées de telle façon que les états ultimes de fondation ne puissent être atteints avant les états ultimes de la structure.

La présentation de méthodes de calcul est complétée par la donnée des dispositions constructives, principalement de règles de ferrailage des pieux et barrettes en béton armé. Ces dispositions sont présentées en détail dans la communication de M. R. SOULOUMIAC.



**dispositions technologiques  
concernant la protection parasismique  
des ouvrages de fondation**

technological provisions concerning seismic protection  
of foundations works

**R. SOULOUMIAC**

Chef de la Division BAP au bureau VERITAS \*  
Secrétaire de rédaction des Règles P.S. 86  
Membre du comité de rédaction de l'Eurocode n° 8

**D'après un texte de J. DESPEYROUX**

Président de l'Association Française  
du Génie Parasismique \*\*

**Résumé**

Les futures règles parasismiques, dites P.S. 86, présentent l'incontestable originalité par rapport aux autres codes de proposer un chapitre complet comportant des règles propres aux problèmes de sols et de fondations.

Ce chapitre propose au concepteur des méthodes simplifiées lui permettant de dimensionner les fondations, et prescrit des dispositions technologiques minimales à respecter, qui font l'objet de la présente note.

**Abstract**

*The tentative new P.S. 86 Code compared to others existing codes, provides undoubtedly an original and specific contribution concerning soil behaviour and foundation design.*

*This contribution concerns mainly simplified foundation design methods and minimal construction requirements which might help the designer. Such methods and requirements are presented in this paper.*

\* 92077 Paris La Défense - Cedex 44.

\*\* A.F.P.S. - 9, rue La-Pérouse, 75784 Paris La Défense.

Les futures règles parasismiques, dites P.S. 86, présentent l'incontestable originalité par rapport aux autres codes de proposer un chapitre très complet comportant des règles propres aux problèmes de sols et de fondations.

Ce chapitre propose au concepteur des méthodes simplifiées lui permettant de dimensionner les fondations, et prescrit des dispositions technologiques minimales à respecter, qui font l'objet de la présente communication.

Il convient de signaler que l'Eurocode n° 8 prévoit dans le chapitre « Specific rules for foundations and retaining walls » des dispositions technologiques identiques car l'équipe française qui était chargée de la rédaction de ce texte a proposé celui des P.S. 86 à la Communauté Européenne. D'autre part, le seul autre code prescrivant des dispositions constructives minimales est le projet de code californien, actuellement mis à l'enquête, et intitulé « Tentative lateral force requirements, October 1985 » ; les propositions de ce code sont très voisines de celles préconisées par le règlement français, et seront comparées point par point dans la communication.

## 1. LIAISONS

### 1.1. Solidarisation des points d'appui

Les points d'appui d'un même bloc de construction doivent être en règle générale solidarisés par un réseau bidimensionnel de longrines (ou tout autre système équivalent) tendant à s'opposer à leur déplacement relatif dans le plan horizontal.

Cette règle s'applique suivant les modalités ci-après :

— la solidarisation des points d'appui est obligatoire dans le cas de fondations sur pieux, à moins qu'il ne soit disposé sous chaque appui un groupe d'au moins trois pieux (non alignés), centré sur la charge verticale ;

— elle est obligatoire dans le cas de fondations sur barrettes à moins que ces barrettes ne forment elle-même le réseau bidirectionnel demandé ;

— on ne peut se dispenser de réaliser cette solidarisation que sous la double condition que les déplacements différentiels soient sans conséquence pour les éléments non structuraux et qu'ils soient pris en compte dans le calcul de la structure ;

— aucune précaution particulière n'est exigée dans le cas de semelles convenablement engravées dans un sol rocheux ou de consistance rocheuse non fracturé et non délité.

**1.1.1.** Les longrines de solidarisation ou les éléments remplissant le même office, ainsi que les éléments d'ossature concourant à l'équilibre, doivent être calculés en supposant les points d'appui réunis par la longrine concernée soumis à des forces opposées, dans un sens puis dans l'autre, égales à :

$$F = \pm \frac{a_N}{g} \tau \alpha W \geq 20 \text{ kN}$$

et appliquées au niveau du centre de gravité des semelles dans le cas de fondations superficielles, et au niveau de l'interface avec la structure dans le cas de fondations profondes.

Dans l'expression ci-dessus les notations sont les suivantes :

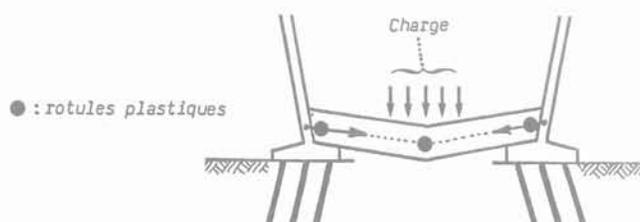
- $a_N$  = accélération nominale.
- $\tau$  = coefficient d'amplification topographique.
- $W$  = moyenne des valeurs des charges verticales apportées par les points d'appui reliés par la longrine considérée.
- $\alpha$  = coefficient dépendant de la nature du sol telle que définie en annexe et égal à :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3 \text{ dans les sols de catégorie a} \\ 0,4 \text{ dans les sols de catégorie b} \\ 0,6 \text{ dans les sols de catégorie c} \end{array} \right.$$

Les sollicitations résultant de la prise en compte des forces  $F$  sont à ajouter à celles résultant d'autres fonctions, en particulier, dans le cas de fondations sur pieux isolés ou groupes de pieux alignés, à celles dues aux écarts entre la position théorique de ces derniers et leur position réelle.

**1.1.2.** Les poutres du plancher inférieur d'une construction ne peuvent être considérées comme jouant le rôle de longrines que si elles sont situées à une distance de la ligne d'action des forces  $F$  inférieure à 1,20 m.

**1.1.3.** Dans le cas de locaux en rez-de-chaussée de type industriel ou commercial susceptibles de recevoir des charges d'exploitation importantes, toutes dispositions doivent être prises pour que les longrines ou les éléments en tenant lieu ne puissent exercer de traction sur les points d'appui suite à la formation de mécanismes.



### 1.2. Liaisons entre la fondation et la structure

Il doit être réalisé entre les éléments de fondation et la structure des liaisons capables d'équilibrer les efforts tranchants horizontaux et éventuellement les efforts verticaux de traction apportés par cette dernière.

Lorsque les efforts verticaux exercés par les structures sur la fondation sont des efforts de compression, il convient ce nonobstant de réaliser une liaison capable d'équilibrer un effort de traction égal à 10 % de la charge verticale apportée sur le point d'appui.

Dans le cas où les fondations ne font pas partie intégrante de la structure (puits, pieux, barrettes), il doit être établi entre la structure et ses fondations une liaison tendant à s'opposer à leur déplacement relatif.

**2. FONDATIONS PROFONDES**

**2.1. Dispositions générales**

**2.1.1.** L'emploi de pieux inclinés est interdit.

**2.1.2.** Des longrines de solidarisation formant un réseau bidirectionnel et conformes aux prescriptions de l'article 11 doivent être disposées dans le cas d'appuis reposant sur des pieux isolés, des groupes de deux pieux, et plus généralement dans le cas de groupes de pieux délimitant en plan un contour dont l'une des dimensions est faible par rapport à l'autre.

De telles liaisons sont à prévoir aussi dans le cas des barrettes à moins que ces dernières ne forment en plan un réseau continu dans les deux directions.

**2.2. Pieux en béton moulés dans le sol**

Ils doivent être armés sur toute leur longueur de la manière indiquée ci-après :

**2.2.1. Armatures longitudinales**

**SEAOC**

- Nombre minimal de barres : 6 4
- Diamètre minimal :  $\varnothing = 12 \text{ mm}$   $\varnothing = 20 \text{ mm}$
- Section totale rapportée à la section nominale du pieu
 

minimum :		0,5 %
sols de type a ou b (*)	0,5 %	
sol de type c (*)	0,6 %	
maximum :		3 %

Dans le cas où le pieu doit traverser des couches de sols de types différents, le ferrailage longitudinal le plus important doit être prolongé au-delà de l'interface des couches concernés sur une longueur au moins égale à la plus grande des deux longueurs suivantes :

- deux fois le diamètre nominal du pieu ;
- cinquante fois le diamètre des barres constitutives.

**2.2.2. Armatures transversales**

Elles doivent être composées de spires et/ou de cerces répondant aux conditions ci-après :

**SEAOC**

- diamètre minimal :  $\varnothing = 6 \text{ mm}$   $\varnothing = 10$   
pour  $B \leq 0,50$
- pourcentage minimal en volume  $\varnothing = 12$   
pour  $B > 0,50$

(\*) Cf. annexe.

- { 0,6 % en partie courante
- { 0,8 % en zone critique
- espacement maximal du nu à nu des spires ou des cercles :
 

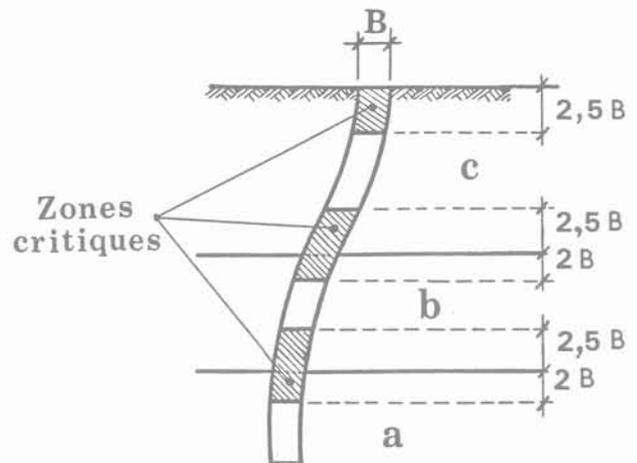
{ $s' = 12$ fois le diamètre des barres	8 $\varnothing$
longitudinales en partie courante	
{ $s' = 10 \text{ cm}$ en zone critique	7,5 cm

Sauf dispositions technologiques spéciales, sont considérées comme zones critiques en raison des courbures que les pieux sont exposés à y subir :

- la partie supérieure des pieux sur une longueur égale à 2,5 fois leur diamètre nominal ;
- les zones où les pieux traversent des sols de types différents.

Ces zones s'étendent sur une longueur égale à 2 fois le diamètre nominal des pieux dans le sol le plus résistant et à 2,5 fois le diamètre nominal des pieux dans le sol le moins résistant.

Dans le cas où le béton est mis en place dans une chemise ou une gaine métallique abandonnée dans le sol après coulage, la section d'acier de cette chemise ou de cette gaine peut, déformée par la pression de l'épaisseur de métal susceptible de se corroder pendant la durée de vie de l'ouvrage, être prise en compte dans l'évaluation de la quantité d'armatures transversales définies ci-dessus sans avoir cependant pour effet de réduire ces armatures de plus de 50 %.



**2.3. Barrettes en béton moulé dans le sol**

Les prescriptions qui suivent concernent les éléments faisant partie d'un ensemble comportant des barrettes placées orthogonalement (ou dans des directions convenables) et constituant un système complet de fondation.

Les barrettes dont la déformation latérale n'est pas limitée par leur disposition d'ensemble, doivent être armées en suivant les mêmes prescriptions que celles édictées en 2.2.1. pour les pieux de section circulaire.

Les barrettes doivent être armées sur chacune de leurs grandes faces d'un quadrilatère d'armatures horizontales et verticales à l'espacement maximal de 35 cm.

La section totale des armatures verticales ne doit pas être inférieure à 0,25 % de la section horizontale des barrettes lorsque celle-ci est supérieure à 1 m<sup>2</sup> et à 0,5 % de cette section lorsque celle-ci est égale ou inférieure à 1 m<sup>2</sup>. Elle ne doit pas excéder 3 % de la section.

Les armatures horizontales doivent être dessinées de façon à assurer leur participation à la résistance aux efforts tranchants agissant suivant la grande dimension horizontale de la barrette et à s'opposer au flambement des armatures verticales disposées sur les petites faces ; à défaut, elles doivent être complétées par une armature appropriée.

Les deux nappes doivent être reliées par des armatures transversales susceptibles, entre autres fonctions, de s'opposer au flambement des armatures comprimées.

La section des armatures horizontales doit être au moins 0,1 % de la section verticale transversale des barrettes.

Les armatures transversales doivent représenter un pourcentage d'au moins 0,1 % de la section verticale longitudinale des barrettes.

**2.4. Pieux de fondation préfabriqués en béton armé**

SEAO

La section totale des armatures longitudinales des éléments de fondation préfabriqués en béton armé doit être au moins égale à 1 % de la section droite de ces éléments et inférieure à 3 % de cette section.

1 %

Toutes les autres dispositions relatives au nombre minimal de barres et aux armatures transversales spécifiées dans les articles 22 et 23 restent applicables à ces éléments préfabriqués selon leur forme.

**PS · 86**

Paramètres d'identification des Sols

Annexe

TYPE DE SOL		Pénétrôme- tre Statique: résis- tance (MPa)	Pressiomètre		Résis- tance Compres- sion simple (MPa)	SPT Nombre de coups	Densité relative (%)	Indice de compres- sion C <sub>c</sub>	Vitesse des ondes de cisail- lement (m/s)	Vitesse des ondes longitudinales	
			Module résis- tance (MPa)	Pression limite (MPa)						Sous la nappe (m/s)	hors nappe (m/s)
ROCHERS	Rochers sains et Craies dures		>100	> 5	> 10				> 800		> 2500
a Sols de bonne à très bonne résistance mécanique	Sols granulaires compacts	> 15	> 20	> 2		> 30	> 60		> 400	>1800	> 800
	Sols cohérents (argiles ou marnes dures)	> 5	> 25	> 2	> 0,4			< 0,02			> 1800
b Sols de résistance mécanique moyenne	Rocher altéré ou fracturé		50 à 100	2,5 à 5	1 à 10				300 à 800		400 à 2500
	Sols granulaires moyennement compacts	5 à 15	6 à 20	1 à 2		10 à 30	40 à 60		150 à 400	1500 à 1800	500 à 800
	Sols cohérents moyennement consistants et Craies tendres	1,5 à 5	5 à 25	0,5 à 2	0,1 à 0,4			0,02 à 0,10			1000 à 1800
c Sols de faible résistance mécanique	Sols granulaires lâches	< 5	< 6	< 1		< 10	< 40		< 150	< 1500	< 500
	Sols cohérents mous (argiles molles ou vases) et craies altérées	< 1,5	< 5	< 0,5	< 0,1	< 2		> 0,10			

Annexe. — Paramètres d'identification des sols.

# mesure des propriétés dynamiques des sols

## measurement of dynamic soil characteristics

M.P. LUONG

Maître de recherche C.N.R.S. UA 317  
Laboratoire de Mécanique des Solides\*  
E.P. - E.N.S.M.P. - E.N.P.C.

### Résumé

Le texte présente successivement les différentes techniques de mesure — en laboratoire et in situ — des principales caractéristiques dynamiques des sols — modules de déformation et coefficients d'amortissement — sur une large gamme de déformation intéressant les calculs de réponse sismique des ouvrages de génie civil.

### Abstract

*The paper reviews the different measurement techniques — in laboratory and in field — of deformation moduli and damping ratio, over a wide range of deformation amplitude being of interest for earthquake resistant design of engineering structures.*

\* École Polytechnique - 91128 Palaiseau Cedex.

## 1. INTRODUCTION

Des progrès considérables ont été réalisés en dynamique des sols au cours de ces dernières décades aussi bien en investigation de laboratoire qu'en expérimentation sur le site. Ils ont permis une meilleure connaissance du comportement des sols soumis aux sollicitations cycliques, vibratoires, transitoires et dynamiques. Ils ont surtout offert des techniques fiables de mesure des paramètres physiques indispensables aux concepteurs d'ouvrages en cas de calcul de réponse dynamique.

En effet, les problèmes de l'ingénierie moderne couvrent une vaste gamme de situations : depuis les très petits mouvements admis pour les fondations des installations pour laser ou des télescopes, jusqu'aux mouvements destructeurs des séismes ou des explosions nucléaires. Cette principale difficulté a stimulé le développement de nombreuses techniques de laboratoire et d'innombrables procédures expérimentales en place pour évaluer d'une manière réaliste les propriétés mécaniques du sol, si possible utilisables sur plusieurs décades de déformation relative. Les principales caractéristiques à prendre en compte par les méthodes numériques de calcul de réponse dynamique des structures sont :

- i. Caractéristiques de déformation : module dynamique, module d'Young  $E$ , module de cisaillement  $G$ , module volumique  $K$ , raideur contenue, coefficient de Poisson  $\nu$ , ...
- ii. Caractéristiques de dissipation d'énergie : amortissement, dispersion, atténuation, ...
- iii. Caractéristiques de liquéfaction : nombre de cycles conduisant à la liquéfaction totale, coefficient de cisaillement cyclique, réponse en déformation cyclique et en pression interstitielle, ...
- iv. Caractéristiques rhéologiques : effets des vitesses de déformation ou de contrainte.

Certains paramètres sont mieux évalués ou étudiés in situ, d'autres en laboratoire, et un certain nombre peuvent être mesurés à la fois en laboratoire et sur le site.

## 2. NATURE DU COMPORTEMENT CONTRAINTE-DÉFORMATION DES SOLS

La dynamique des sols se réfère généralement au comportement élastique ou pseudoélastique dans le domaine des faibles déformations alors que la statique ne s'intéresse pratiquement qu'aux caractéristiques asymptotiques à la rupture dans le cas des grandes déformations. Il est intéressant de rappeler le problème du contact de deux grains sphériques élastiques pressés l'un vers l'autre (MINDLIN et DERESIEWICZ, 1953) pour mieux préciser la nature du comportement d'un assemblage de particules solides constituant le sol.

Au point de contact, la réaction intergranulaire est supposée obéir aux lois de frottement solide : le rapport de la composante tangentielle à la composante normale est inférieur au coefficient de frottement  $f$ . Les déformations des grains sont supposées élastiques et il n'y a

aucune rupture : les forces intergranulaires sont peu élevées et la courbure des surfaces en contact est faible.

Dans le cas très simple de deux sphères identiques de rayon  $R$  comprimées statiquement par une force  $N$  dirigée suivant la ligne des centres, normale au plan tangent commun, la théorie de contact de Hertz prédit un contact plan circulaire de rayon :

$$a = [3(1 - \nu^2)NR/4E]^{1/3}$$

$E$  et  $\nu$  sont le module d'Young et le coefficient de Poisson du matériau constituant les sphères.

Sur le cercle de contact, la contrainte est uniquement normale (en première approximation) et sa valeur est :

$$\sigma = 3N(a^2 - \rho^2)^{1/2}/2\pi a^3$$

où  $\rho$  représente la distance du point à la ligne des centres.

Une force additionnelle  $T$  est supposée agir dans le plan de contact avec une intensité croissant progressivement de zéro à une certaine valeur.

A cause de la symétrie, la distribution de pression normale reste inchangée. Si aucun glissement ne se produit sur cette surface de contact, la contrainte de cisaillement  $\tau$  a pour valeur :

$$\tau = T/2\pi a(a^2 - \rho^2)^{1/2}$$

La contrainte de cisaillement  $\tau$  est infinie sur les bords. Ce qui est impossible si l'on admet la validité de la loi de frottement de COULOMB :  $|\tau| \leq f\sigma$ .

Un glissement apparaît sur les bords du cercle de contact et se propage vers l'intérieur formant un anneau de glissement de rayons  $a$  et  $c$  (fig. 1).

$$c = a[1 - (T/fN)]^{1/3}$$

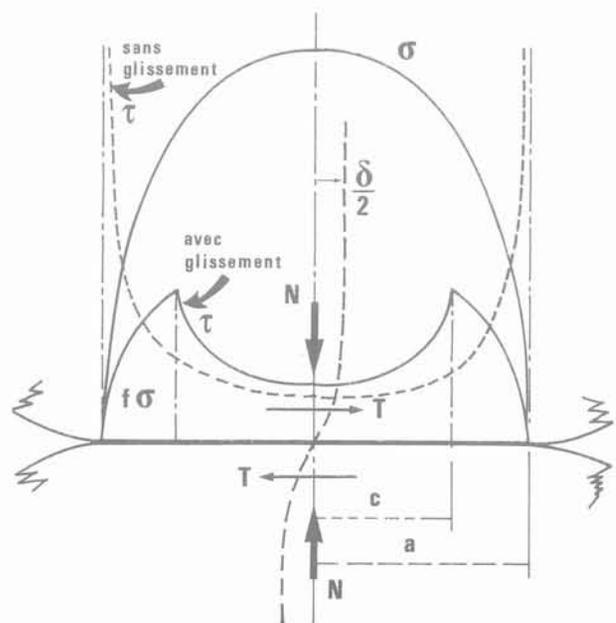


Fig. 1. — Contraintes au contact de Hertz.

On se rend ainsi compte que le phénomène est affecté d'une certaine irréversibilité due au glissement de la portion annulaire de la plage de contact.

La zone de glissement augmente avec  $T$  pour recouvrir toute la surface de contact lorsque  $T = fN$ .

Après avoir atteint une valeur  $T^*$  avec  $0 < T^* < fN$ , si la force tangentielle  $T$  est réduite, il faut à nouveau supposer qu'un glissement se produit dans la direction opposée au glissement initial (croissant de 0 à  $T^*$ ). Un anneau de contre-glissement est formé sur les bords et se propage radialement vers l'intérieur au fur et à mesure que  $T$  diminue. Son rayon intérieur est :

$$b = a [1 - (T^* - T) / 2 fN]^{1/3}$$

avec  $c \leq b \leq a$  tant que  $-T^* < T < +T^*$ .

Le caractère inélastique lors de la décharge apparaît évident car l'anneau de contre-glissement persiste lorsque la force tangentielle  $T$  s'annule (fig. 2).

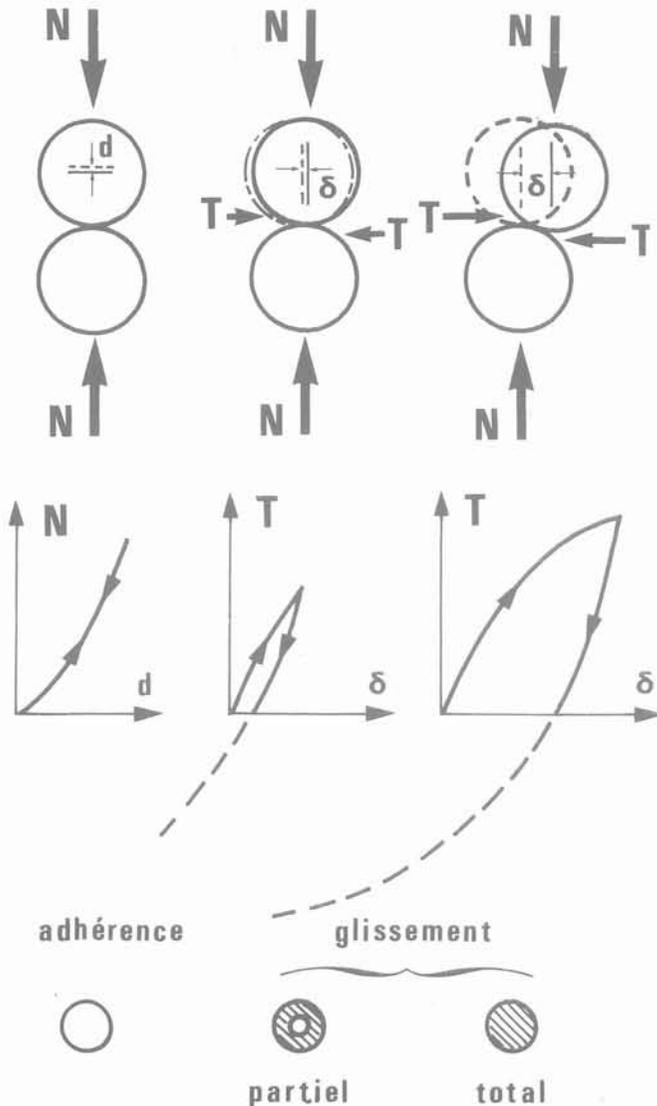


Fig. 2. — Glissements au contact de Hertz.

Si l'on fait osciller la force tangentielle entre  $+T^*$  et  $-T^*$ , la courbe effort-déformation devient un cycle fermé. L'aire du cycle représente le travail dissipé sous forme de frottement. Sa valeur est :

$$W = (2 - \nu) T^{*3} / 36 \mu a fN$$

où  $\mu$  est le module de glissement de LAME.

Ainsi on peut constater que les réactions tangentielles (mécanisme de distorsion), contrairement aux réactions normales (mécanisme de consolidation), donnent lieu à des déformations inélastiques et à des dissipations d'énergie. A faible amplitude de la force tangentielle ( $T^* < fN$ ), l'énergie dissipée résulte des déformations plastiques sur une petite portion de la surface de contact. A plus forte amplitude  $T^* > fN$ , l'effet du glissement de COULOMB prédomine par une grande dissipation d'énergie en chaleur.

Le schéma de MINDLIN montre que la réversibilité des déformations n'implique pas l'inexistence de dissipation d'énergie, qui constitue la source du phénomène d'amortissement.

Une part de la déformation du sol est due à la déformation élastique des particules solides. Elle est d'autant plus significative que la sollicitation de cisaillement au point de contact est petite. C'est le cas des petits mouvements dans le sol. Au contraire, lorsque l'amplitude de la déformation totale devient importante, la part élastique peut devenir très petite et, de ce fait, souvent masquée par la déformation irréversible résultant du glissement, du ré-arrangement avec variation du nombre de contacts intergranulaires et de l'écrasement éventuel des particules. Examinons successivement ces différents cas.

### 3. PETITS MOUVEMENTS DANS LE SOL

Les petits mouvements au voisinage d'un état d'équilibre quasi naturel sont régis par les équations suivantes :

- équation de continuité,
- équations dynamiques,
- relations de comportement,
- équation thermique.

L'ensemble définit une propagation complexe des ondes à travers le milieu car l'intervention de la conduction, phénomène irréversible, tout comme la viscosité entraîne :

— une diminution progressive de la fonction  $U - T_0 S + W + C$  ( $U$  énergie interne,  $S$  entropie,  $W$  énergie potentielle des forces extérieures et  $C$  énergie cinétique) ;

— un amortissement des ondes sinusoïdales ou ondes de phase. Leur célérité est fonction de leur fréquence à cause de la dispersion.

Dans l'hypothèse de l'adiabaticité, on constate que :

1° la dilatation cubique  $\theta$  se propage par ondes longitudinales de dilatation de célérité :

$$V_L = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}}$$

2° la rotation se propage par ondes transversales de rotation de célérité :

$$V_S = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}}$$

Ces mouvements satisfont séparément à l'équation indéfinie :

$$(\lambda' + \mu) \text{grad div } \vec{\xi} + \mu \Delta \vec{\xi} - \rho \frac{\partial^2 \vec{\xi}}{\partial t^2} = 0$$

mais non aux conditions à la surface dans le cas d'un milieu élastique limité.

La réflexion des ondes à la surface complique les phénomènes :

— une onde de cisaillement polarisée dans le plan d'incidence  $i$  donne naissance à une onde de cisaillement et une onde de dilatation réfléchie sous un angle  $r$  tel que  $\sin r = \frac{V_L}{V_S} \sin i$  lorsque  $\sin i < \frac{V_S}{V_L}$  ;

— dans le cas où  $\sin i > \frac{V_S}{V_L}$ , l'onde de dilatation est remplacée par une onde de surface qui se propage parallèlement à la surface, et reste localisée au voisinage de celle-ci. Cette onde de RAYLEIGH de célérité un peu inférieure à  $V_S$  se disperse dans deux dimensions tandis que les deux autres se propagent dans trois dimensions.

#### 4. PROPAGATION D'ONDES

La célérité des ondes ultrasonores est analysée le plus souvent en laboratoire, par la méthode de transparence à l'aide des céramiques ferro-électriques comme émetteur et récepteur. La technique utilisée (NAUROY, 1975) est dite première arrivée d'impulsion (0,2 à 2 MHz). On mesure le temps de transit d'un train d'ondes longitudinales ou transversales à travers une épaisseur connue de sol soumis à une compression oedométrique ou triaxiale cylindrique (fig. 3).

Les vitesses de propagation des ondes longitudinales et transversales  $V_L$  et  $V_S$  varient en fonction de la porosité et de la contrainte appliquée (fig. 4). On en déduit les modules dynamiques d'YOUNG  $E$  et de cisaillement  $G = \mu$ . On peut constater que par sa morphologie, un sol sableux joue le rôle d'un filtre de fréquence passe-bas. La granulométrie et la porosité régissent l'atténuation des ondes élastiques. Le matériau sec se comporte comme un solide élastique continu avec une onde longitudinale et une onde transversale. Le matériau saturé d'eau se présente comme un solide poreux de Biot. Les paramètres mécaniques sont fonction de la porosité et de la contrainte appliquée.

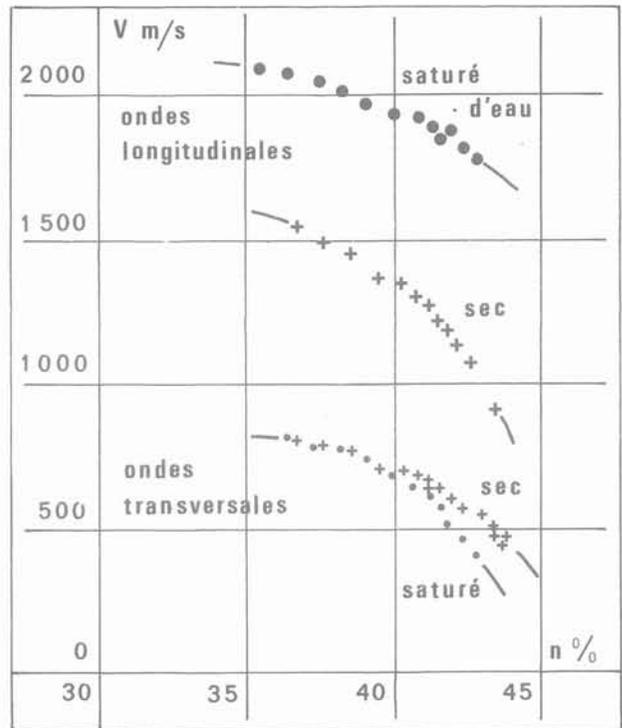


Fig. 4. — Célérité des ondes acoustiques en fonction de la porosité de l'échantillon Texsol-Fontainebleau.

In situ, la propagation d'ondes ultrasonores est analysée par des essais sismiques en forage ou de surface.

La distinction entre essais en forage entre trou (cross-hole), en descendant (down-hole), en remontant (up-hole), dans un seul trou (in-hole) ou en fond de trou (bottom-hole) est faite d'après les positions relatives de la source et des récepteurs, suivant le volume testé, ce qui conditionne la trajectoire des ondes sismiques.

Les essais de surface, profitant de l'avantage de la rapidité d'exécution, d'une étendue plus grande et d'un coût relativement modéré, analysent les phénomènes de réflexion-réflexion, ainsi que les ondes de RAYLEIGH stationnaires ou en dispersion lors d'une source impulsionnelle.

Les modules d'YOUNG  $E$ , de cisaillement  $G$  et le coefficient de Poisson  $\nu$  sont déduites des vitesses de propagation longitudinale et transversale par :

$$E = 2\rho V_L^2 (1 + \nu) = \rho V_L^2 \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{1 - \nu}$$

$$G = \rho V_S^2$$

Le niveau de déformation est estimé par :

$\varepsilon = \dot{u}_{L/V_L}$  dans le cas des ondes longitudinales  
 et  $\gamma = \dot{u}_{S/V_S}$  lorsqu'il s'agit d'ondes de cisaillement.

$\varepsilon$ ,  $\dot{u}_L$  et  $\gamma$ ,  $\dot{u}_S$  sont respectivement la déformation et la vitesse particulière des ondes longitudinales et transversales.

L'ordre de grandeur de l'amplitude des déformations est inférieur à  $10^{-5}$ .

Le coefficient d'amortissement est déduit des essais de propagation d'ondes par différentes méthodes :

— Rapport spectral (spectral ratio) déterminé par la décroissance des amplitudes des ondes en s'éloignant de la source. Le taux de la variation de la pente spectrale donnée par des mesures à différentes distances de la source donne une constante d'atténuation « a » reliée

au coefficient d'amortissement et à la vitesse de propagation par la relation :

$$D = \frac{aV}{2\pi}$$

— Temps de montée donné par l'observation de la variation de la forme du signal :

$$D = \frac{\delta t / \delta T}{x}$$

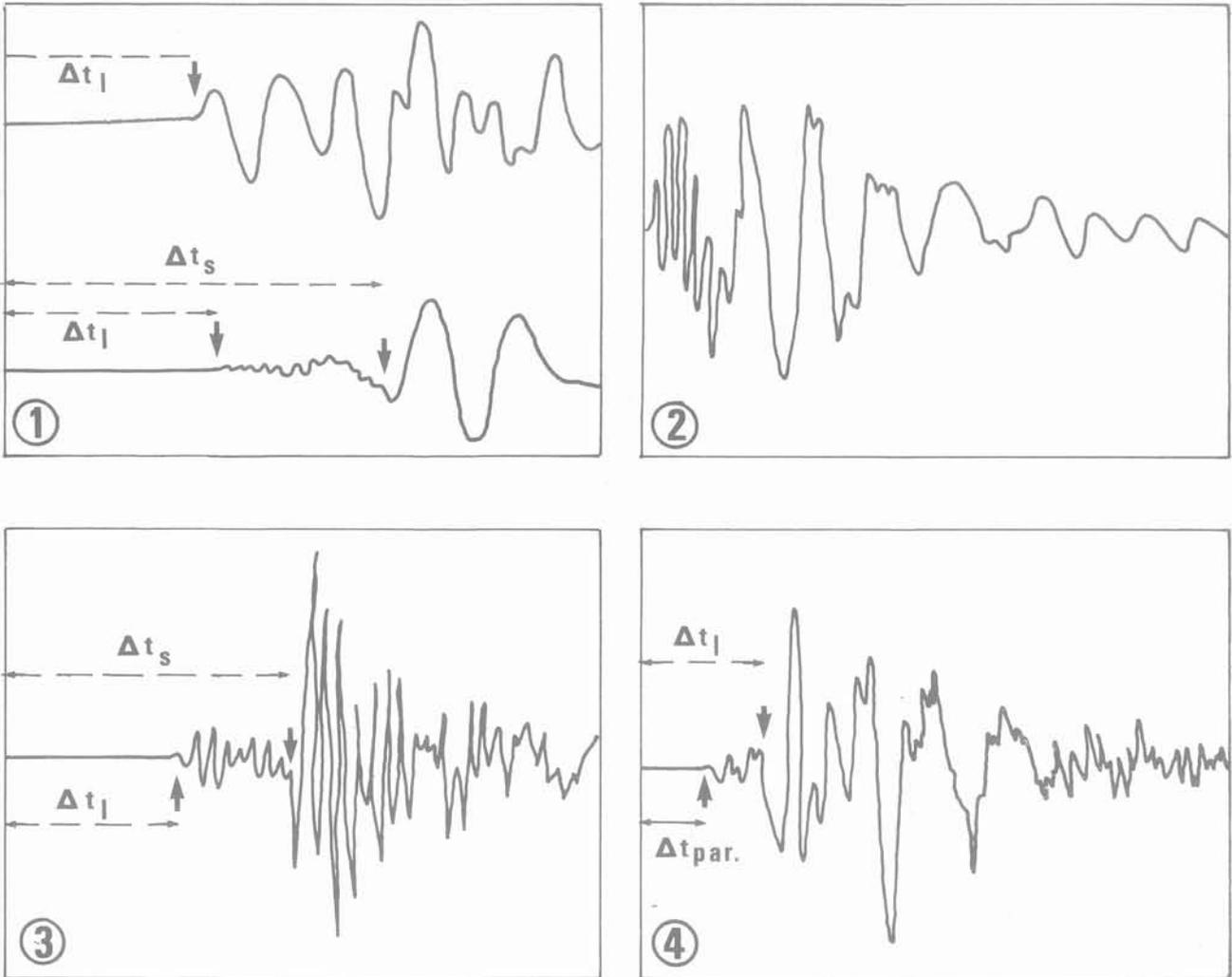


Fig. 3. — Signaux acoustiques enregistrés à l'œdomètre.

1. Signaux reçus dans du Texsol-Fontainebleau sec par un capteur équipé de céramiques « longitudinales » et « transversales » superposées.  
En haut : arrivée des ondes longitudinales.  
En bas : arrivée des ondes transversales.
2. Signal reçu capteur contre capteur en ondes longitudinales.
3. Signal reçu dans du Texsol-Fontainebleau sec par un capteur équipé d'une céramique « transversale », les arrivées des ondes longitudinales (les plus rapides) et des ondes transversales (plus lentes) se distinguent nettement.
4. Signal reçu dans du Texsol-Fontainebleau sec ; devant l'arrivée normale des ondes longitudinales, on distingue une arrivée parasite d'amplitude plus faible due au passage des ondes par le corps de l'œdomètre.

où  $t$ ,  $T$  et  $\chi$  sont respectivement le temps de montée à la source, le temps de parcours et une constante proche de 0,5.

- Ajustement avec une loi de comportement en comparant les mesures avec des résultats numériques.
- Décrément aléatoire en vibration libre.

## 5. RÉPONSE VIBRATOIRE

En laboratoire, les essais à la colonne résonnante sont les plus souvent utilisés pour évaluer le module dynamique en vibrations et le coefficient d'amortissement correspondant. Le principe consiste à appliquer une excitation harmonique à l'une des extrémités d'un échantillon cylindrique de sol et à enregistrer sa réponse (photo 1).

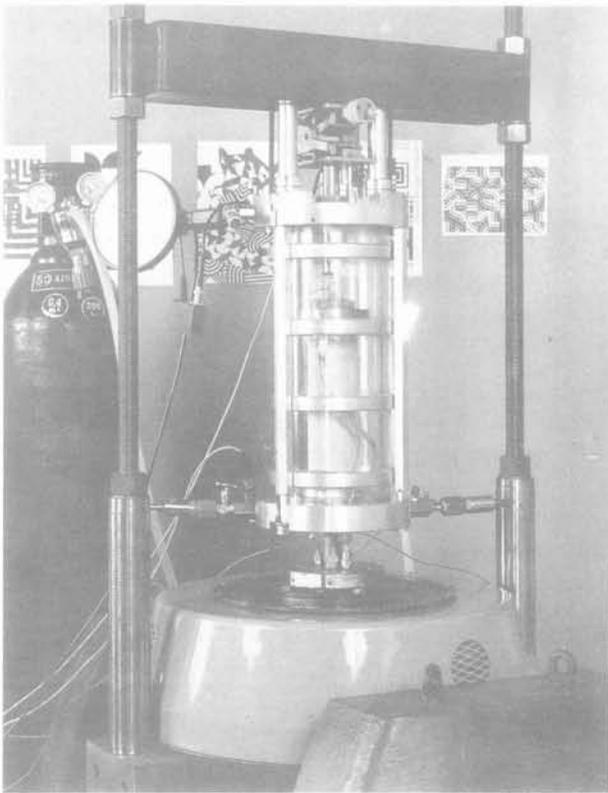


Photo 1. — Résonance longitudinale à l'appareil triaxial cylindrique.

Il existe une grande diversité d'appareils de résonance dans le monde et en France (MECASOL, Laboratoire de Mécanique des Sols de l'École Centrale, Laboratoire de Mécanique des solides de l'École Polytechnique...). Les dispositifs expérimentaux et la méthode d'interprétation varient avec le type de conditions aux limites choisies. Les résultats conduisent cependant à des valeurs comparables des propriétés du sol testé.

a) Vibrations longitudinales (MECASOL, École Centrale, École Polytechnique).

En négligeant l'influence des forces d'inertie transversales dues à la contraction ou à la dilatation des sections droites, l'équation :

$$E \frac{\partial^2 \xi}{\partial x^2} = \rho \frac{\partial^2 \xi}{\partial t^2}$$

définit une propagation par ondes de célérité :

$$V_L = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$$

Cette célérité est un peu plus petite que celle des ondes longitudinales dans un solide à trois dimensions. Cette différence est due au fait que dans le cas de la tige, les déplacements latéraux sont possibles alors que dans le milieu à trois dimensions, il n'y a pas de déplacements latéraux.

b) Vibrations de torsion (MECASOL, École Polytechnique).

Dans le cas d'une section circulaire, l'équation du mouvement s'écrit :

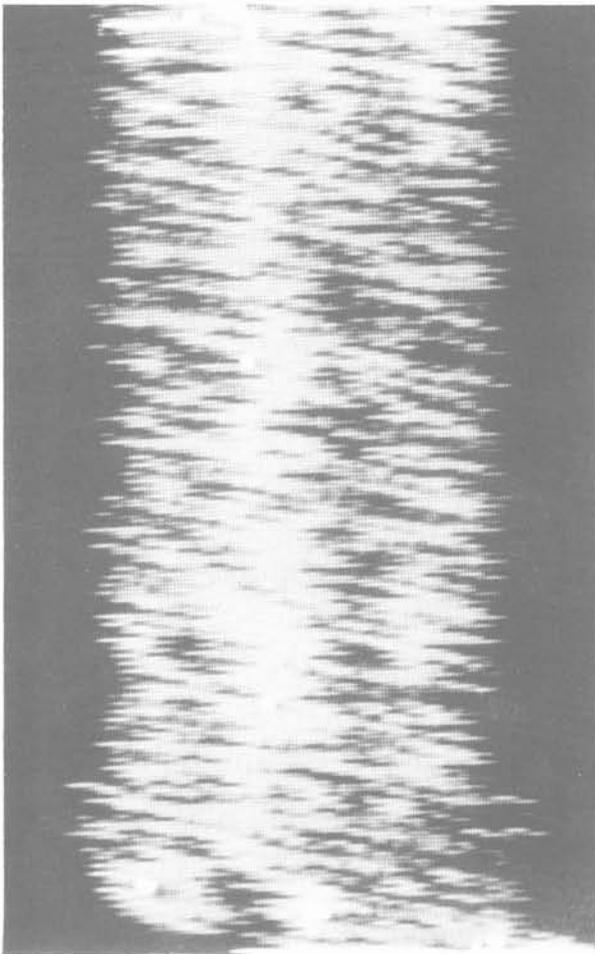
$$\mu \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} = \rho \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2}$$

Les équations de mouvement longitudinal ou de torsion peuvent être intégrées par deux procédés :

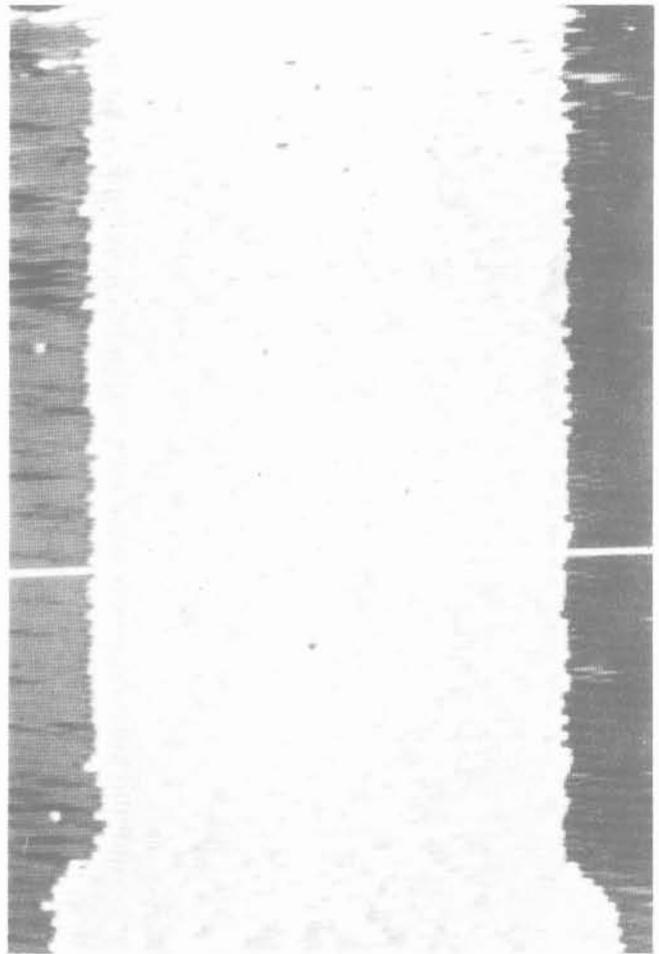
- l'un (d'ALEMBERT-EULER) met en évidence la propagation du mouvement,
- l'autre (BERNOULLI - développement en série de FOURIER) décrit l'aspect vibratoire ou périodique dans le temps comme une conséquence de la réflexion des ondes aux extrémités.

Les solutions élémentaires utilisées dans la solution de BERNOULLI sont des vibrations sinusoïdales stationnaires dont les fréquences sont déterminées par les conditions à la limite. En effet pour un système dont la position dépend d'un nombre fini  $r$  de paramètres et lorsque les forces ne dépendent que de la position, n'importe quel petit mouvement peut s'obtenir en superposant  $r$  oscillations principales. La période et la phase sont les mêmes pour tous les points du système. Ces propriétés subsistent pour un milieu continu élastique avec une infinité de paramètres, les actions élastiques jouant le rôle des forces de rappel ne dépendant que de la position.

Au Laboratoire de Mécanique des Solides, on s'est attaché à obtenir une homogénéité de déformation en torsion comme en compression pour toute l'éprouvette en utilisant dans les essais de résonance une masse active  $M$  importante par rapport à la masse  $m$  du matériau testé ( $M/m > 3$ ). Le déplacement et la déformation calculés le long de l'éprouvette dans le cas de la compression sont donnés dans la figure 5. Les photos 2a et 2b montrent l'homogénéité de dissipation thermique de l'éprouvette soumise à des sollicitations crois-



a) faible déformation  
 $\varepsilon \sim 10^{-4}$



b) déformation plus importante  
 $\varepsilon \sim 10^{-3}$

Photo 2. — Thermographie infrarouge d'un échantillon de sable en vibrations longitudinales : la masse active  $M$  est trois fois plus importante que la masse  $m$  de l'éprouvette. On observe une uniformité de l'échauffement le long de l'échantillon.

santes. La photo 3 montre un ventre de déformation localisée lorsque la masse active  $M$  est faible ( $M = m$ ).

Nous disposons d'autre part d'un système de résonance utilisant des échantillons de grand diamètre (300 mm) pour des matériaux plus grossiers comme les graves.

Les figures 6a et 6b présentent le module d'YOUNG  $E$  et le coefficient d'amortissement  $D$  déterminés au triaxial cylindrique dynamique par un balayage en fréquence de 300 Hz à 10 Hz pour différentes pressions de confinement.

Tous les matériaux présentent une hystérésis mécanique sous déformation oscillatoire.

L'amortissement visqueux est défini pour les systèmes linéaires à multiples degrés de liberté (MDOF) ou simplement continu en multipliant les termes de vitesse par

des coefficients constants. Ce type d'équation est utilisé également avec une excitation transitoire simple ou aléatoire.

L'amortissement hystérétique ou structural, aussi appelé à module complexe, semble donner un meilleur accord avec les réponses mesurées sur des structures à basse fréquence.

A amortissement relativement faible, le mouvement est contrôlé par la masse et la raideur, de sorte qu'il est possible de calculer un amortissement linéaire équivalent constant. Cette technique a été étendue aux systèmes à multiples degrés de liberté (MDOF) et continu avec un coefficient d'amortissement fonction de la fréquence afin d'ajuster les valeurs mesurées. Cette méthode n'est valable que si les forces d'amortissement sont faibles par rapport aux forces élastiques et d'inertie.

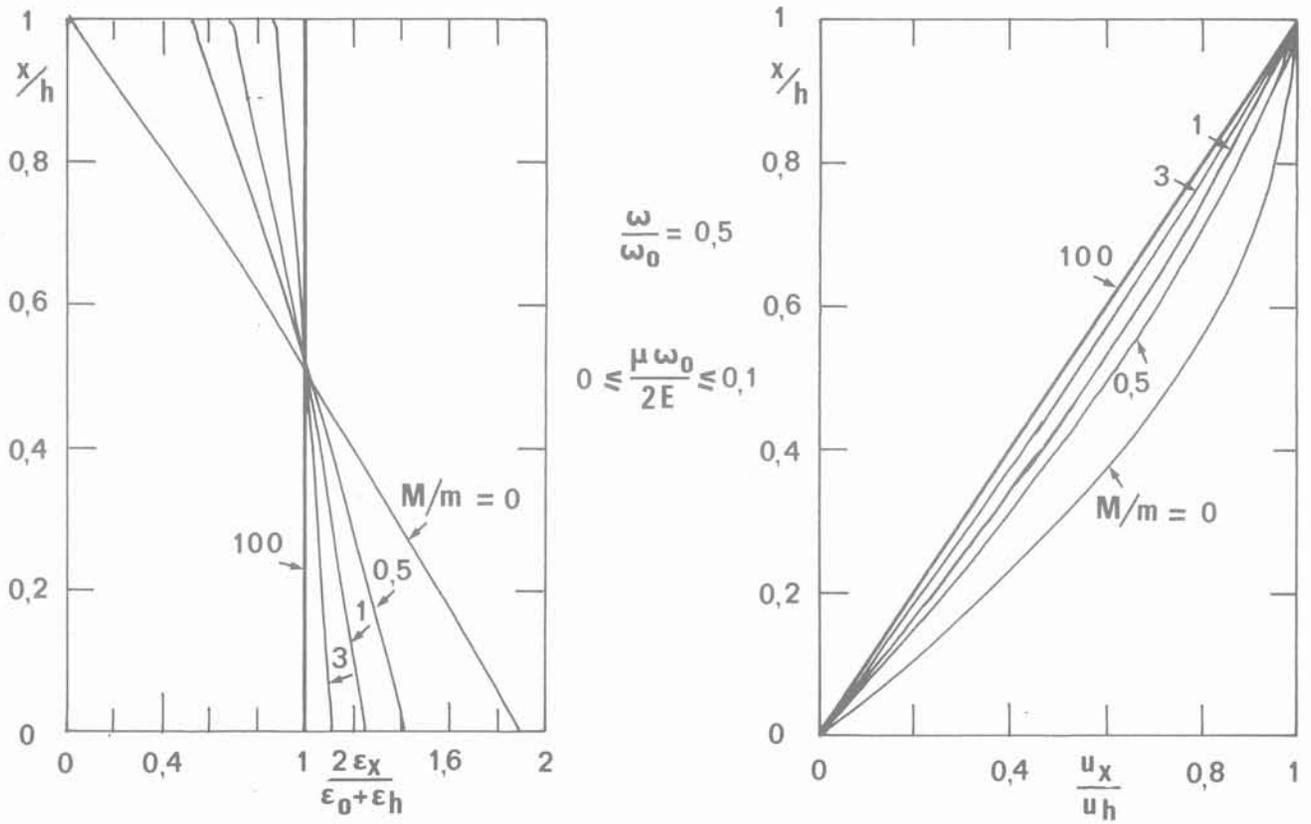


Fig. 5. — Déplacement et déformation en fonction de la masse active  $M$  par rapport à la masse  $m$  de l'échantillon.

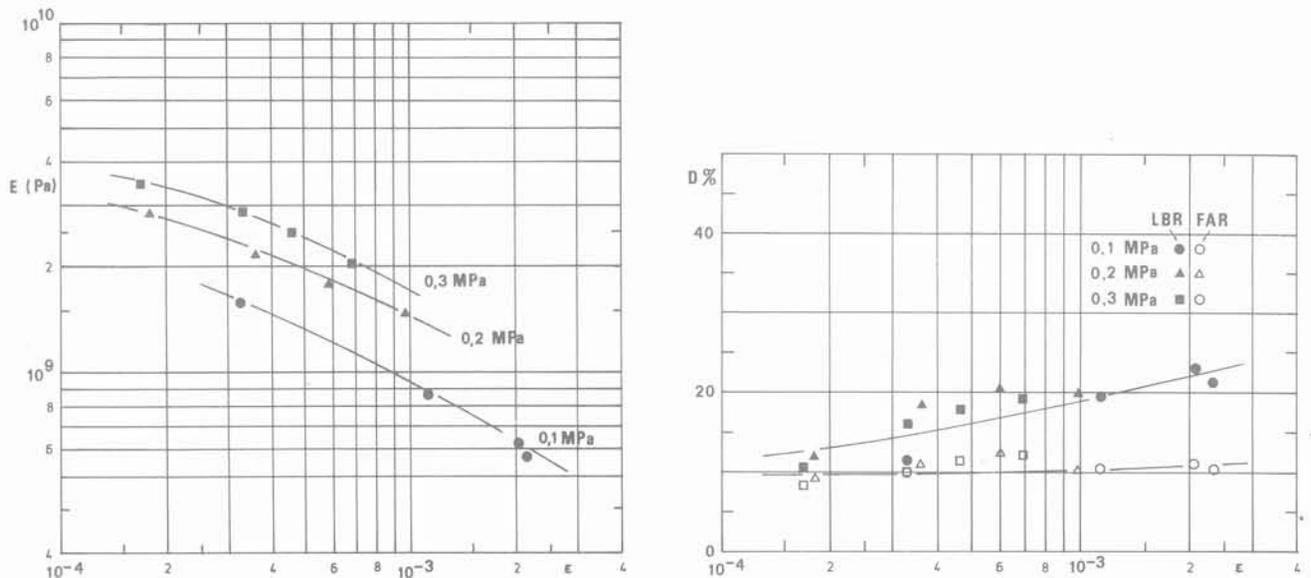


Fig. 6a. — Module longitudinal  $E$  d'une argile champenoise déterminé par des essais de résonance longitudinale à l'appareil triaxial cylindrique sous différentes pressions de confinement.

Fig. 6b. — Coefficient d'amortissement  $D$  déterminé par la largeur de bande de résonance LBR et par le facteur d'amplification à la résonance FAR de l'argile champenoise.

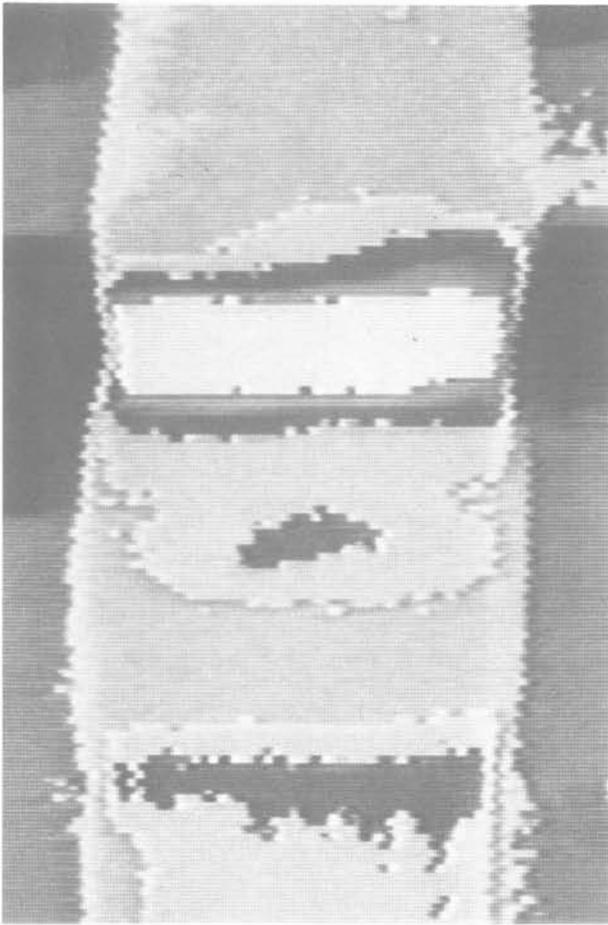


Photo 3. — Thermographie infrarouge d'un échantillon de sable en vibrations longitudinales : la masse active  $M$  est égale à la masse  $m$  du spécimen. On constate un échauffement important dans la zone de striction où les déformations sont plus importantes que dans les autres parties.

Le coefficient d'amortissement  $D$  peut être évalué par les différentes techniques suivantes :

- A. Énergie emmagasinée ou dissipée par cycle de contrainte  
 $U$  énergie de déformation élastique par unité de volume  
 $D$  énergie d'amortissement par unité de volume

B. Module complexe

$$E^* = E' (1 + i\eta) = |E^*| e^{i\varphi}$$

$$|E^*| = [E'^2 + E''^2]^{1/2}$$

Module emmagasiné ou réel ou élastique

$$E' = |E^*| \cos \varphi$$

Module de perte ou de dissipation

$$E'' = |E^*| \sin \varphi$$

C. Énergie relative

Coefficient de perte ou facteur d'amortissement

$$\eta = \frac{D}{2\pi U} = \frac{E''}{E'} = 2D$$

Facteur de qualité

$$Q = \frac{2\pi U}{D} = \frac{1}{\eta} = \frac{1}{2D}$$

D. Décroissance temporelle des vibrations libres

décroissement logarithmique  $\delta = \frac{D}{2U}$   
 constante de décroissance.

E. Atténuation spatiale des ondes

atténuation logarithmique  
 constante d'atténuation.

In situ, l'onde de RAYLEIGH offre la possibilité de déterminer le module de cisaillement. Les ondes stationnaires générées par un vibreur harmonique sont mesurées par des géophones qui détectent les points en phase avec le signal excitateur. La longueur d'onde ainsi estimée donne la vitesse des ondes de cisaillement (RICHART et al., 1970).

$V_R = \lambda_R N_e$  où  $N_e$  est la fréquence excitatrice.

Lorsque le profil géotechnique présente une couche de faible vitesse de propagation recouvrant une couche de forte vitesse, les ondes stationnaires de LOVE peuvent être utilisées pour évaluer les célérités des ondes de cisaillement (JONES, 1958).

De même, l'utilisation d'une excitation stationnaire en forage a permis de mesurer correctement les paramètres du sol en faibles déformations (BALLARD, 1976). Le calcul des vitesses des ondes de cisaillement et des déformations de cisaillement s'effectue avec la mesure des différences de phase entre la source et les capteurs placés dans des trous de forage adjacents.

La réponse vibratoire des fondations en oscillation verticale, horizontale, en rotation ou en torsion a également été utilisée pour évaluer le module de cisaillement et le coefficient d'amortissement aussi bien in situ qu'en centrifugeuse (LEGUAY et al., 1984).

L'amélioration constante des techniques de mesures (capteurs de plus en plus performants), de l'électronique et des analyseurs digitaux a permis l'utilisation de l'analyse modale pour déterminer les propriétés dynamiques du sol. En effet le test modal est un processus de construction d'un modèle mathématique pour décrire les propriétés vibratoires d'une structure, basé sur les données expérimentales. Il permet donc d'estimer avec précision les fréquences naturelles et les niveaux d'amortissement modal grâce à des procédures d'ajustement pour arriver à la plus proche description du comportement réellement observé.

Certaines propriétés géométriques des courbes de fonction de réponse en fréquence (FRF) du système à un seul degré de liberté (SDOF) ou oscillateur, peuvent aider la distinction entre amortissement visqueux et amortissement hystérétique.

Ainsi à faible amortissement (< 1 %), la mobilité présente une pseudosymétrie par rapport à la verticale de la résonance dans le plan de BODE. Dans le diagramme de NYQUIST, la mobilité d'un système à amortissement visqueux et la réceptance d'un système à amortissement hystérétique apparaissent exactement sous forme de cercle lorsque la fréquence est balayée de 0 à  $\infty$ .

En effet, lorsque l'amortissement est visqueux, l'équation du mouvement en vibration forcée s'écrit :

$$m\ddot{x} + d\dot{x} + kx = Fe^{i\omega t}$$

Avec la solution  $x^{(t)} = xe^{i\omega t}$ , la réceptance est de la forme :

$$\alpha(\omega) = \frac{1}{(k - \omega^2 m) + i\omega d}$$

La mobilité est alors donnée par :

$$Y(\omega) = i\omega \alpha(\omega) = \frac{i\omega}{(k - \omega^2 m) + i\omega d}$$

$$= \frac{\omega^2 d + i\omega(k - \omega^2 m)}{(k - \omega^2 m)^2 + (\omega d)^2}$$

En posant

$$U = \text{Re}(Y) = \frac{1}{2d}$$

$$V = \text{Im}(Y)$$

on constate que  $U^2 + V^2 = \left(\frac{1}{2d}\right)^2$

La mobilité est donc représentée dans le diagramme de NYQUIST par un cercle de rayon  $\frac{1}{2d}$  et centré sur l'axe réel.

Dans le cas de l'amortissement hystérétique, la réceptance est donnée par :

$$\alpha(\omega) = \frac{1}{(k - \omega^2 m) + ih} = \frac{(k - \omega^2 m) - ih}{(k - \omega^2 m)^2 + h^2}$$

On peut voir que :

$$\left(\text{Re}[\alpha(\omega)]\right)^2 + \left(\text{Im}[\alpha(\omega)] + \frac{1}{2h}\right)^2 = \left(\frac{1}{2h}\right)^2$$

La réceptance d'un système amorti hystérétiquement dessine donc un cercle de rayon  $\left(\frac{1}{2h}\right)$  et centré sur l'axe imaginaire dans le diagramme de NYQUIST.

## 6. COMPORTEMENT CYCLIQUE

Sous sollicitations cycliques, le matériau sol se comporte comme un assemblage de particules solides baignées ou non dans l'eau interstitielle. Les déformations proviennent alors essentiellement de la modification de la structure granulaire, c'est-à-dire des réarrangements de la fabrique avec changement du nombre des contacts intergranulaires.

Les principaux mécanismes de déformation possibles sont un serrage et surtout un déplacement relatif des grains pouvant être associés à une déformation volumique très significative, en particulier lors d'une phase de dilatance. Les glissements des grains deviennent alors suffisamment importants pour provoquer un désenchevêtrement rapide de la structure granulaire.

L'étude expérimentale dans le cadre du concept de l'état caractéristique ou état de dilatance nulle a permis de reconnaître les différents comportements cycliques du sol sableux à l'appareil triaxial cylindrique : adaptation, accommodation, rochet en condition drainée ou à sec et durcissement cyclique, amollissement cyclique, liquéfaction en condition non drainée (fig. 7). En fonction du niveau déviatorique des contraintes  $\eta = q/p$  et du trajet de chargement suivi, on peut estimer et mesurer les principaux paramètres de déformation et d'amortissement en fonction du nombre de cycles de chargement. Les caractéristiques de liquéfaction sont souvent mesurées lors des essais à déformation axiale contrôlée.

Lorsqu'on essaie de reproduire les conditions dynamiques in situ, l'essai triaxial cyclique présente quelques limitations :

- Les mesures des déformations inférieures à  $10^{-2}$  sont très difficiles et ne sont pas précises.
- Les phases d'extension et de compression à chaque cycle produisent des résultats différents à cause de la rotation des axes de contrainte : les boucles d'hystérésis ne sont pas symétriques en déformation contrôlée et les éprouvettes sont souvent sujettes à des strictions en contrainte contrôlée.
- L'indice des vides se redistribue à l'intérieur de l'échantillon.
- Le fretage des extrémités peut être significatif dans certains cas.

Pour le calcul sismique, les techniques utilisant le cisaillement simple et de torsion cycliques paraissent plus appropriées malgré les difficultés aussi bien de principe que de réalisation d'un état parfait de cission du sol.

Les caractéristiques du comportement cyclique en place peuvent être obtenues à l'aide des essais pressiométriques cycliques et des chargements cycliques des pieux. Parfois les techniques de chargement cyclique de plaque et de cission cyclique en forage ont été également utilisées.

Le principe consiste à appliquer des contraintes (ou déformations) sur une surface donnée et à enregistrer les déplacements engendrés. On obtient ainsi les relations contraintes-déformations, les variations de

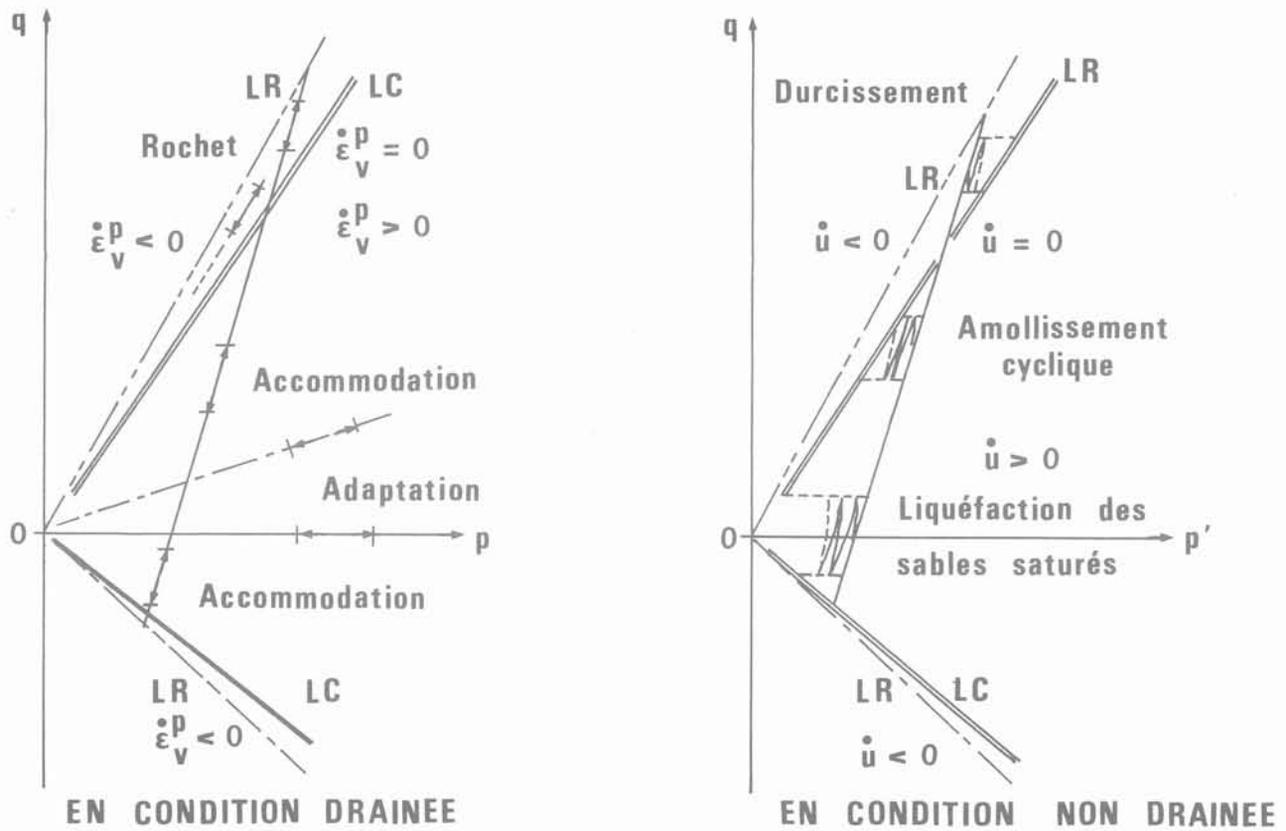


Fig. 7. — Divers comportements cycliques facilement observables à l'appareil triaxial conventionnel.

volume, la résistance limite du sol et éventuellement le développement de la pression interstitielle en milieu saturée avec le piézocône ou le pénétromètre SPT. L'amortissement est déduit de la dissipation d'énergie à partir de la boucle du chargement cyclique enregistrée.

**7. CHOCS ET EXPLOSIONS : EFFET DU TAUX DE DÉFORMATION**

En laboratoire, de nombreux essais dynamiques des sols utilisant l'appareil triaxial cylindrique, de torsion, de cisaillement direct ont été conduits pour déterminer la différence entre les modules de déformation en statique et en dynamique, ainsi que les résistances à la rupture (CASAGRANDE et SHANNON, 1948). Un facteur taux de déformation (strain rate factor) caractérise l'effet de la vitesse de sollicitation. La figure 8 montre la tenue d'un échantillon de Texsol-Fontainebleau après un choc développant 19,62 J produit par une masse tombant sur sa tête.

In situ, l'Université de Zurich a développé dans les années 60 un canon à eau capable de déterminer la raideur dynamique du sol de support (BAMERT et al., 1967).

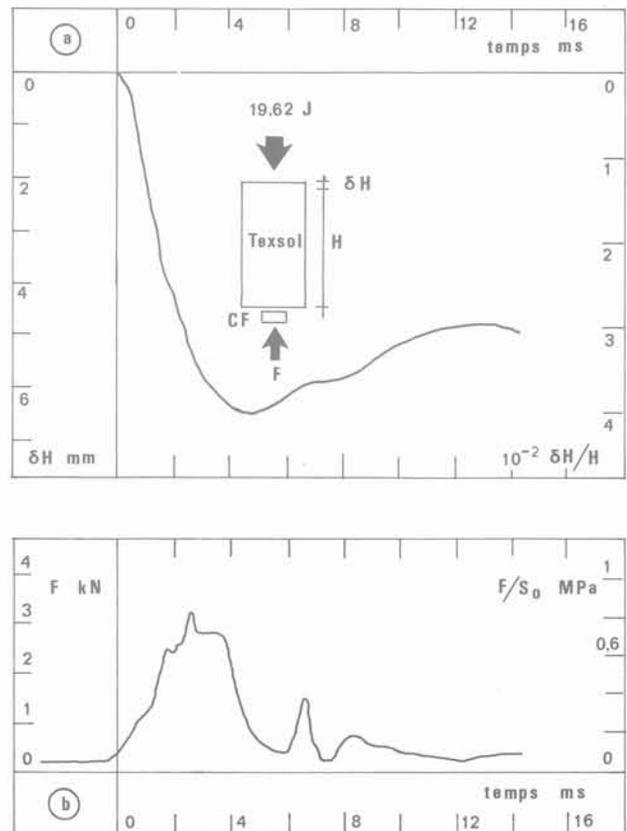


Fig. 8. — Tenue au choc d'un échantillon de Texsol-Fontainebleau.

Pour étudier le comportement du sol lors des explosions thermonucléaires, l'essai CIST (cylindrical in situ Test) de l'armée américaine consiste à faire exploser une charge répartie d'explosif PETN dans une cavité cylindrique tubée. L'explosion créa des pressions de l'ordre de 42 MPa et causa la rupture des matériaux situés en champ proche. Les paramètres élastoplastiques du sol ont été déduits par ajustement des courbes de calcul avec celles mesurées in situ (BRATTON et HIGGINS, 1978). D'autres essais analogues ont été également réalisés : PM (PLANAR METHOD) et SISM (SPHERICAL IN SITU METHOD).

SHANNON et WILSON en collaboration avec AGBABIAN Associates ont développé l'essai d'impulsion intitulé « SW-AA » pour évaluer in situ les modules non linéaires et les coefficients d'amortissement du sol en grandes déformations couvrant la gamme  $10^{-5}$  à  $0,5 \cdot 10^{-2}$ . L'excitation est produite par un marteau tombant sur la tête d'un système d'ancrages cylindriques. Les modules de déformation sont déduits des vitesses de propagation des ondes et le coefficient d'amortissement a été évalué par l'aire de la boucle d'hystérésis.

## 8. CONCLUSION

Des techniques fiables de mesure des propriétés dynamiques des sols sont disponibles aussi bien en laboratoire qu'in situ.

Cependant les résultats obtenus comparés sont rarement concordants parce que le principe de mesure, la qualité des échantillons et les conditions aux limites ne sont pas analysés correctement dans les deux cas.

La prise en compte du sol dans les calculs de réponse dynamique s'effectue à travers une modélisation du sol. Il est donc plus logique de déterminer les paramètres, aussi bien en laboratoire qu'in situ, à l'aide des techniques appropriées ou compatibles avec cette modélisation. L'analyse modale en laboratoire et en place s'est révélée très prometteuse pour les prochaines années.

## BIBLIOGRAPHIE

- BALLARD R.F. (1976), *Method for cross-hole seismic testing*, ASCE, J.G.E.D., vol. 102, GT 12, déc. 1976, pp. 1261-1273.
- BAMERT E., SCHNITZER G. and WEBER M. (1967), *A Field Method of Determining Soil Properties by Impact Loading*, Proceedings of International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials, Albuquerque, N.M., Aug. 23-25, pp. 265-274.
- BARKAN D.D. (1962), *Dynamics of Basis and Foundations*, Mc Graw-Hill Book Company.
- BRATTON J.L. and HIGGINS C.J. (1978), *Measuring Dynamic In Situ Geotechnical Properties*, Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Geotechnical Engineering Division ASCE Specialty Conference Pasadena, June 19-21, pp. 272-289, vol. I.
- CASAGRANDE A. and SHANNON W.L. (1948), *Stress Deformation and Strength Characteristics of Soils under Dynamic Loads*, Proceedings of the Second International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Rotterdam, vol. V, pp. 29-34.
- EWINS D.J. (1984), *Modal Testing : Theory and Practice*, Research Studies Press Ltd, John Wiley & Sons Inc.
- HADJ HAMOU A. (1983), *Contribution à l'étude du comportement des Sols pulvérulents sous chargements cycliques et dynamiques*, Thèse de Docteur Ingénieur, E.N.P.C., Paris, décembre 1983.
- HAGHGOU M. (1985), *Mesure in situ de l'amortissement interne des Sols*, Sol Engineering, Études géotechniques.
- HARDIN B.O. (1978), *The Nature of Stress-Strain Behavior for Soils*, Earthquake Engineering and Soil Dynamics, vol. I, ASCE 1978, pp. 3-90.
- HARRIS C.M. and CREDE C.E. (1976), *Shock and Vibration Handbook*, 2nd ed. Mc Graw-Hill Book Company.
- JONES R. (1958), *In situ Measurement of the Dynamic Properties of Soil by vibration Methods*, Géotechnique, vol. VIII, n° 1, Mars, pp. 1-21.
- LEGUAY P., MORLIER P. et RIVIÈRE J. (1984), *Essais dynamiques de fondations en centrifugeuse*, Revue Française de Géotechnique, n° 28, 1<sup>er</sup> trim. 1984.
- LUONG M.P. (1986), *Characteristic Threshold and Infrared Vibrothermography of Sand*, ASTM Geotechnical Testing Journal, vol. IX, n° 2, June 1986 U.S.A.
- MANDEL J. (1966), *Cours de Mécanique des Milieux Continus*, tome II, *Mécanique des Solides*, chap. VIII et annexe XIX, Gauthier Villars.
- MINDLIN R.D. and DERESIEWICZ H. (1953), *Elastic Spheres in Contact Under Varying Oblique Forces*, Journal of Applied Mechanics, vol. XX, 1953, pp. 327-344.
- NAUROY J.F. (1975), *Étude de la vitesse de propagation des ondes acoustiques dans les sédiments argilo-sableux à différents stades de leur compaction*, Thèse Docteur Ingénieur, Paris-VI.
- RICHART F.E. Jr, HALL J.R. Jr, and WOODS R.D. (1970), *Vibrations of Soils and Foundations*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J., 414 pages.
- WOODS R. (1978), *Measurement of Dynamic Soil Properties*, Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Specialty Conference Pasadena June 15-21, Geotechnical Engineering Division ASCE 1978, vol. I, pp. 91-178.

# comportement des fondations sous sollicitation sismique

## behavior of foundations under seismic loading

A. PECKER

Gérant de ou, Géodynamique et Structure\*  
Maître de Conférence à l'E.N.P.C.

### Résumé

Le comportement des fondations sous sollicitation sismique est abordé sous l'aspect des déformations cycliques réversibles et des déformations non linéaires. Le calcul des déformations réversibles fait appel à la notion d'impédance de la fondation dont l'évaluation repose sur des concepts théoriques bien établis. Le développement des méthodes de calcul numérique permet de calculer, pour des sols stratifiés, les impédances des fondations superficielles, enterrées, profondes. Les quelques expériences réalisées, soit sur modèle réduit, soit en vraie grandeur, montrent un bon accord entre valeurs théoriques et valeurs expérimentales.

Vis-à-vis des déformations non linéaires, la situation est totalement différente; les problèmes de décollement et glissement des fondations peuvent être abordés de façon simple et rationnelle. Par contre, il n'existe aucune théorie approuvée, simple de mise en œuvre, permettant d'évaluer la capacité portante ou les tassements irréversibles d'une fondation sous séisme. Les exemples vécus lors de séismes récents ayant montré la réalité de ce problème, un effort de recherche important doit être fait dans cette direction.

### Abstract

*The behavior of foundations under seismic loading is described in terms of elastic cyclic deformations and in terms of non linear deformations. Computation of elastic cyclic deformations is based upon well-established theories giving rise to the notion of foundation impedance. With the development of numerical methods, impedance functions can be evaluated for layered soil deposits and for shallow, embedded and deep foundations. Experimental results obtained either on scaled models or on actual foundations show a good agreement between experimental and theoretical values.*

*With regards to the non-linear deformations, the situation is totally different; uplift and sliding of foundations can be dealt with on a rational and simple basis. On the other hand, no well-established, easy to handle theory exists for the evaluation of the bearing capacity and permanent settlements of foundations under seismic loading. Actual examples from recent earthquakes have demonstrated the reality of this problem and further investigations should be undertaken in that area.*

\* 6, rue Eugène-Oudiné, 75013 Paris.

Lorsqu'en mécanique des sols on aborde le problème du comportement des fondations sous chargement statique, il est d'usage de distinguer le comportement à rupture de celui avant rupture.

La première approche consiste à évaluer la capacité portante de la fondation ; la seconde s'intéresse au tassement de celle-ci. La classification que nous retiendrons pour évaluer le comportement des fondations sous chargement dynamique, et plus particulièrement sismique, diffère de celle de la mécanique des sols classique. Elle a une origine plus mathématique que physique et a pour conséquence le fait que seule une des deux classes de problèmes envisagés ci-dessous a été abordée de façon satisfaisante.

## 1. CLASSIFICATION DES MÉTHODES D'ÉVALUATION DU COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES FONDATIONS

Cette classification, dictée par l'avancement de l'état des connaissances, distingue ce qui a trait au comportement élastique réversible de ce qui est comportement irréversible.

L'étude du comportement élastique réversible a pour but d'évaluer les déformations cycliques pendant la durée d'application des sollicitations. Cette étude débouche usuellement sur la définition pour la fondation, d'une impédance qui représente pour chaque degré de liberté, l'interaction dynamique entre le sol et la fondation. L'introduction de l'impédance permet une modélisation aisée de l'interaction sol-structure pour l'évaluation de la réponse dynamique du bâtiment supporté.

Cette classe de problèmes a fait l'objet d'études approfondies depuis une vingtaine d'années et l'état des connaissances est maintenant très avancé. Il est lié au développement des théories de l'élastodynamique et des méthodes numériques. Par ailleurs, les hypothèses de linéarité permettent de simplifier la modélisation du comportement du sol (voir paragraphe 2.) et de faire largement appel à des méthodes de superposition dans l'évaluation de la réponse du bâtiment. Il est actuellement possible d'aborder la réponse de fondations superficielles de formes quelconques, de fondations enterrées et même depuis peu, de pieux isolés ou en groupe.

Si l'étude du comportement élastique de la fondation est principalement orientée vers l'évaluation de la réponse dynamique du bâtiment, l'étude du comportement irréversible a pour objectif d'évaluer les déplacements (tassements) irréversibles de la fondation et sa capacité portante sous chargement dynamique. Il existe cependant d'autres formes de non-linéarités qui peuvent affecter grandement la réponse du bâtiment comme le glissement ou le décollement partiel de la fondation sous l'effet des efforts sismiques (effort horizontal et moment).

Aucun de ces problèmes ne peut être abordé par les méthodes utilisées pour les problèmes linéaires pour

lesquelles, en utilisant la propriété de linéarité, il est largement fait appel à des méthodes de superposition. La solution à ces problèmes passe nécessairement par un traitement global de l'ensemble sol-fondation-bâtiment avec prise en compte de comportements non linéaires pour le sol ou l'interface sol-fondation. Cette grande complexité fait qu'il n'existe pas actuellement dans la pratique courante de méthodes ayant un fondement théorique, mais de mise en œuvre suffisamment simple, permettant d'évaluer ne serait-ce que la capacité portante d'une fondation sous chargement sismique.

Dans la suite de l'exposé, nous aborderons successivement les deux classes de problèmes énoncés ci-dessus en essayant de dégager l'état d'avancement des connaissances et les grands axes vers lesquels il semble important de concentrer les efforts de recherche.

## 2. MODÉLISATION DU COMPORTEMENT DU SOL

Seuls les éléments nécessaires à la bonne compréhension du texte seront rappelés dans ce paragraphe ; pour de plus amples détails concernant le comportement des sols sous chargement sismique, on pourra se reporter à Pecker (1984). Il est bien évident que suivant la classe de problèmes à laquelle on s'intéresse, on aura recours à une modélisation différente du comportement du sol.

### 2.1. Problèmes linéaires

Pour l'évaluation des déformations cycliques réversibles, le comportement du sol est représenté à l'aide du modèle viscoélastique linéaire équivalent.

Dans ce modèle, les caractéristiques de déformabilité du sol sont représentées par un module de cisaillement sécant et usuellement un coefficient de Poisson  $\nu$ . Le module sécant  $G_s$  est défini par la pente de la droite joignant les extrémités de la boucle d'hystérésis obtenue pour un cycle complet de chargement (fig. 1). Le caractère dissipatif du sol, traduit par l'apparition d'une boucle d'hystérésis, est représenté à l'aide d'un pourcentage d'amortissement critique équivalent  $\beta$ , égal au quotient de l'aire de la boucle par l'énergie élastique emmagasinée au cours du cycle. En accord avec les données expérimentales, le module  $G$  et le coefficient  $\beta$  sont indépendants de la vitesse de sollicitation, ce qui permet de représenter le comportement du sol sous chargement harmonique à l'aide d'un module complexe  $G^*$  défini par exemple, par :

$$G^* = G_s [1 - 2\beta^2 + 2i\beta\sqrt{1 - \beta^2}] \quad (1)$$

La loi de comportement sous sollicitation harmonique est analogue à celle de l'élasticité linéaire obtenue en substituant les modules  $G$  par les modules complexes définies par l'équation (1). En particulier, sous chargement unidimensionnel, on a :

$$\tau = G^* \gamma \quad (2)$$

où  $\gamma$  est la déformation de cisaillement.

Les non-linéarités du comportement (fig. 1) sont prises en compte en choisissant le module et le pourcentage d'amortissement compatibles avec le niveau moyen de déformation induit. Ce choix s'opère par des calculs itératifs.

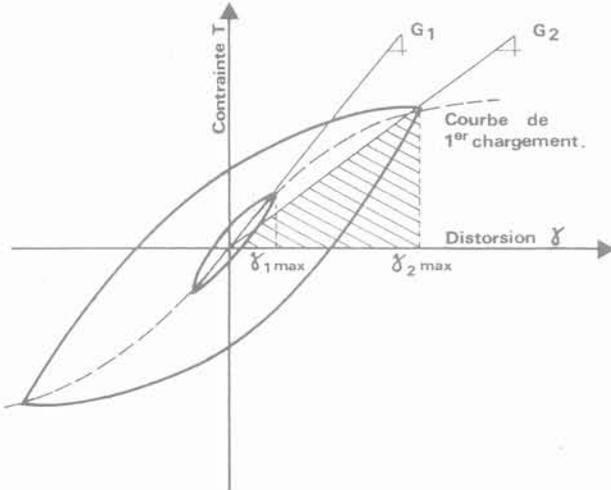


Fig. 1. — Courbe effort. Déformation cyclique.

A l'échelle de temps des sollicitations sismiques, la plupart des sols ont, au cours de la sollicitation cyclique, un comportement non drainé. La perméabilité du sol n'est pas suffisante (par rapport à la vitesse d'application des charges) pour permettre un drainage de celui-ci. En conséquence, avec le modèle décrit ci-dessous, on raisonne en contraintes *totales*. Les modules et coefficient de Poisson représentent les valeurs non drainées des paramètres; en particulier pour un sol saturé, on a  $\nu = 0,50$ .

La formulation définie ci-dessus est parfaitement adaptée à l'étude des problèmes linéaires pour lesquels les méthodes de résolution mathématique font largement appel aux décompositions harmoniques en séries de Fourier (AUBRY et al., 1985).

**2.2. Problèmes non linéaires**

Pour appréhender les problèmes non linéaires liés au comportement du sol (tassements irréversibles, force portante), il est nécessaire de disposer d'une loi de comportement, c'est-à-dire d'une relation liant le tenseur de contrainte  $\sigma$ , le tenseur de déformation  $\epsilon$ , leurs incréments  $d\sigma$  et  $d\epsilon$ . Cette relation doit être formulée en contraintes *effectives* puisque ce sont ces dernières qui gouvernent le comportement du sol. Une loi de comportement doit refléter l'histoire antérieure des contraintes et déformations subies par le sol, être capable de prédire l'état de déformation (ou de contrainte) engendré par un incrément quelconque de contrainte (ou de déformations) et représenter le comportement du sol depuis les faibles déformations (déformations élastiques) jusqu'à la rupture. De plus, pour être commodément utilisable une loi de comportement doit faire intervenir un nombre restreint de paramètres expérimentaux facilement mesurables par des essais.

On mesure donc toute la difficulté qu'il y a à définir une loi de comportement, ce qui explique la multiplicité de lois proposées dans la littérature. Il n'est pas actuellement possible de dire qu'une loi est supérieure aux autres; chacune a un domaine de validité qu'il importe de connaître pour en faire une utilisation rationnelle.

Compte tenu du fait expérimental déjà mentionné que le comportement du sol n'est pas influencé par la vitesse de chargement, la plupart des lois de comportement utilisées, sont bâties dans le cadre de la théorie de l'élastoplasticité. L'introduction d'un écrouissage cinématique, éventuellement combiné à un écrouissage isotrope, permet de rendre compte de certaines particularités de comportement liées aux chargements cycliques, tels que l'effet Baushinger. Certaines lois font d'autre part appel à des potentiels plastiques multiples définis de façon discrète (PRÉVOST, 1978, 1980) ou de façon continue (HUJEUX, 1985).

L'exposé détaillé de ces lois dépasse le cadre de cet article et on pourra se reporter aux articles mentionnés pour de plus amples détails.

**3. COMPORTEMENT ÉLASTIQUE SOUS CHARGEMENT SISMIQUE**

On s'intéressera d'abord au cas où la fondation est sollicitée par une force directement appliquée puis on montrera comment les résultats obtenus peuvent être utilisés pour l'évaluation de la réponse à une sollicitation sismique.

**3.1. Aspect historique**

Initialement, l'évaluation de la réponse d'une fondation à une sollicitation dynamique était faite de façon empirique. Ces approches ont donné naissance aux notions de « masse de sol associée à la fondation » ou de « fréquence naturelle réduite » de la fondation (RICHART et al., 1970). Ces notions n'ayant aucun fondement théorique ni physique, ont souvent conduit à des incidents. Parallèlement, la notion de modèle de Winkler dynamique a été introduite (BARKAN, 1962); le sol est représenté par un ensemble de ressorts indépendants. Il est évident que ce modèle peut donner des renseignements utiles pour les faibles fréquences (proches du chargement statique) mais, puisque toute notion de dissipation d'énergie par propagation des ondes émises par la fondation est omise, la réponse au voisinage de la fréquence de résonance ne peut être estimée. L'argument consistant à dire que les fréquences de résonance sont correctement évaluées avec ce modèle est faux car un amortissement élevé, comme celui qui existe pour les modes de translation, affecte la fréquence de résonance; par ailleurs, s'écarter systématiquement de la fréquence de résonance n'est pas toujours possible et peut conduire à une conception beaucoup trop conservatrice de la fondation.

L'utilisation des concepts énumérés ci-dessus semble d'autant moins justifiée que l'on dispose de théories rationnelles pour étudier la réponse dynamique des fondations.

L'étude théorique de cette réponse pour un massif de fondation posé sur un semi-espace trouve son origine dans les travaux de LAMB du début du siècle. REISSNER puis QUINLAN et SUNG ont étudié la réponse à une sollicitation harmonique d'une fondation circulaire posée en surface d'un semi-espace élastique en intégrant la solution de LAMB pour certaines répartitions de contraintes sous la fondation (uniforme, elliptique, parabolique) choisies a priori. En réalité, la répartition de contraintes dépend de la fréquence de la sollicitation et ne présente pas les allures simplifiées envisagées.

Avec l'avènement des méthodes numériques, les premières solutions rigoureuses ont été obtenues par LYSMER (1965) pour des sollicitations verticales puis généralisées à d'autres degrés de liberté ultérieurement par différents auteurs. Ces travaux ont permis de définir la notion d'impédance de la fondation.

### 3.2. Définition de l'impédance d'une fondation

Considérons une fondation de forme quelconque reposant à la surface d'un milieu semi-infini et soumise à une sollicitation harmonique  $P_0 \exp(i\omega t)$  (fig. 2). Outre la sollicitation appliquée, les forces s'exerçant sur la fondation sont les forces d'inertie et les forces de réaction du sol  $R(t)$ . Il en résulte, en régime stationnaire, un déplacement  $Z_0 \exp(i\omega t)$  de la fondation. Associons à la fondation réelle une fondation fictive de mêmes caractéristiques géométriques, de masse nulle. Soit  $Z(t)$  son déplacement lorsqu'elle est soumise à la force appliquée  $P(t)$ . Par définition on appelle impédance de la fondation le quotient de la force appliquée au déplacement de la fondation sans masse :

$$K = \frac{P(t)}{Z(t)} \quad (3)$$

Il est évident, les forces d'inertie de la fondation étant nulles, que l'impédance est égale au quotient de la réaction  $R(t)$  exercée par le sol sur la fondation au déplacement de celle-ci :

$$K = \frac{R(t)}{Z(t)} \quad (4)$$

Dans le cas d'une fondation partiellement enterrée, la réaction  $R(t)$  se compose des efforts développés sous la base de la fondation et des efforts développés le long des faces latérales en contact avec le sol.

A partir de l'équation (3) on peut définir une impédance de la fondation pour les modes de translation (horizontale ou verticale), de balancement, de torsion. Notons que l'application d'une force horizontale donnant naissance à la fois à un déplacement horizontal et à une rotation, il existe également une impédance couplée rotation-déplacement horizontal ; celle-ci se définit comme le rapport de la force (ou du moment) appliquée à la rotation (ou au déplacement horizontal) résultant.

La considération d'un oscillateur simple à un degré de liberté est utile pour la compréhension de la forme générale prise par les fonctions d'impédance.

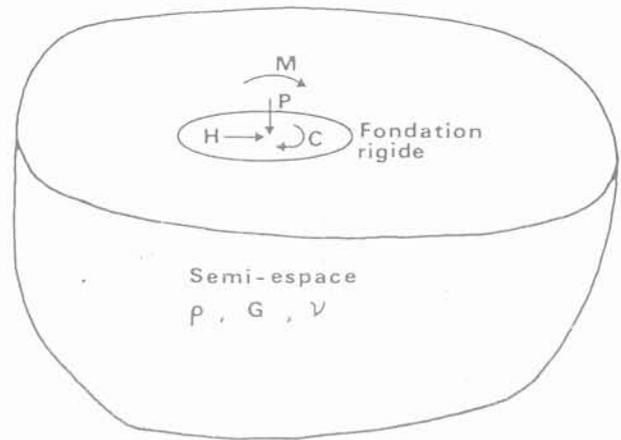


Fig. 2. — Réponse d'une fondation à une oscillation harmonique.

La solution générale de l'équation du mouvement d'un oscillateur soumis à une force harmonique d'amplitude  $P$  est :

$$Z(t) = \frac{P e^{i\omega t}}{(k - m\omega^2) + i\omega c} \quad (5)$$

En rapprochant cette équation de l'équation (3), l'impédance dynamique s'écrit alors :

$$K = (k - m\omega^2) + i\omega c \quad (6)$$

Elle se compose d'une partie réelle  $K_1(\omega)$  et d'une partie imaginaire  $K_2(\omega)$ , dépendant toutes deux de la pulsation de la sollicitation. Le déplacement est la somme d'une partie en phase avec la sollicitation, qui traduit les caractéristiques de raideur et d'inertie du système, et d'une partie déphasée de  $90^\circ$  qui traduit les caractéristiques d'amortissement.

En faisant intervenir la pulsation propre  $\omega_n = (k/m)^{1/2}$  et le pourcentage d'amortissement critique  $\lambda = c/2/(km)^{1/2}$ , l'équation (6) peut se réécrire :

$$K = k \left[ 1 - \left[ \frac{\omega}{\omega_n} \right]^2 + i 2 \lambda \frac{\omega}{\omega_n} \right] \quad (7)$$

qui montre que l'impédance peut s'exprimer sous la forme du produit de la raideur statique  $k$  par un nombre complexe  $k_1 + i\omega c_1$  qui regroupe les caractéristiques dynamiques du système : on le dénomme impédance dynamique. Lorsque la pulsation tend vers 0, l'impédance tend vers la raideur statique  $k$ . Les variations de  $k_1$  et  $c_1$  sont données sur la figure 3 en fonction de  $\omega/\omega_n$ .

Les considérations précédentes, relatives à l'oscillateur simple à un degré de liberté, suggèrent que de façon générale le déplacement d'une fondation soumise à une sollicitation harmonique peut être décomposé suivant une composante en phase avec la sollicitation et une composante déphasée de  $90^\circ$  :

$$Z = P_0 (f_1 + i f_2) e^{i\omega t} \quad (8)$$

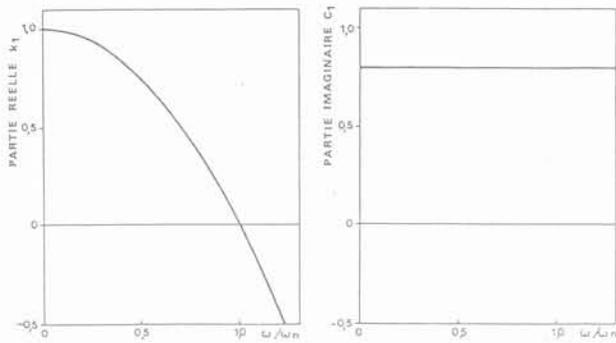


Fig. 3. — Impédance dynamique de l'oscillateur simple.

Il en résulte que l'impédance s'écrira sous la forme :

$$K = k_1 + ik_2 \tag{9}$$

avec

$$k_1 = \frac{f_1}{f_1^2 + f_2^2} \quad k_2 = \frac{-f_2}{f_1^2 + f_2^2} \tag{10}$$

Il est souvent intéressant de formuler l'expression de l'impédance en faisant ressortir, comme pour l'oscillateur simple, la partie statique  $k$  :

$$K = k(k_1 + ik_2) \tag{11}$$

Pour la présentation des résultats donnant les variations des fonctions d'impédance avec la fréquence, il est utile d'introduire une fréquence adimensionnelle  $a_0$  définie par :

$$a_0 = \frac{\omega r_0}{V_s} \tag{12}$$

où  $r_0$  désigne une dimension caractéristique de la fondation (rayon pour la fondation circulaire, demi-largeur pour la semelle filante, ...) et  $V_s$  une valeur caractéristique de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans le demi-espace (vitesse de propagation du milieu dans le cas d'un milieu homogène).

Par analogie avec l'équation (6), l'impédance peut alors s'écrire :

$$K = k(k_1 + ia_0 c_1) \tag{13}$$

$k_1$  et  $c_1$  sont des paramètres adimensionnels variant avec la fréquence adimensionnelle  $a_0$ .

Considérons le cas d'une fondation rigide, de rayon  $r_0$ , posée à la surface d'un demi-espace élastique, homogène, isotrope. D'après l'équation (11), son impédance pour une sollicitation verticale s'écrit :

$$K = \frac{4 Gr_0}{1 - \nu} (k_1 + ik_2) \tag{14}$$

La réaction du sol sous la fondation a pour expression :

$$R(t) = KZ(t) = \frac{4 Gr_0}{1 - \nu} (k_1 + ik_2) Z(t) \tag{15}$$

Notant que pour une sollicitation harmonique :

$$\dot{Z}(t) = i\omega Z(t) \tag{16}$$

l'équation (15) peut se transformer en :

$$R(t) = \frac{4 Gr_0}{1 - \nu} k_1 Z(t) + \frac{4 Gr_0 k_2}{1 - \nu} \dot{Z}(t) \tag{17}$$

et l'équation d'équilibre dynamique de la fondation de masse  $m$  s'écrit alors (HSIEH, 1962) :

$$m\ddot{z} + \frac{4 Gr_0 k_2}{1 - \nu} \dot{z} + \frac{4 Gr_0}{1 - \nu} k_1 z = P(t) \tag{18}$$

Cette équation est l'équation d'un oscillateur simple à un degré de liberté. Le mouvement de la fondation est celui d'une masse  $m$  (masse de la fondation) posée sur un ressort et un amortisseur de caractéristiques :

$$K = \frac{4 Gr_0}{1 - \nu} k_1 \quad C = \frac{4 Gr_0 k_2}{1 - \nu} \tag{19}$$

Ce ressort et cet amortisseur représentent le demi-espace sous-jacent. Ces caractéristiques, qui *dépendent de la fréquence*, incluent les effets de masse, raideur et éventuellement amortissement matériel du demi-espace. L'équation (18) met en évidence le fait que, même dans un demi-espace élastique ( $G$  réel), il existe un terme d'amortissement  $C$  résultant de la propagation d'ondes depuis la fondation vers l'infini : il s'agit d'un amortissement radiatif qui dépend de la fréquence. A cet amortissement peut se superposer un amortissement matériel indépendant de la fréquence, si le matériau constitutif du demi-espace a des propriétés dissipatives ; dans ce cas  $G$  est complexe. La partie réelle de l'impédance représente les effets d'inertie et de raideur ; la dépendance sur la fréquence résulte du terme d'inertie (voir par analogie l'équation 6) tandis que la partie liée à la raideur est indépendante de la fréquence.

### 3.3. Exemples d'impédance

Une compilation très complète des fondations d'impédance publiées dans la littérature a été présentée par GAZETAS (1983) pour les fondations superficielles. Des résultats analogues existent pour les pieux isolés (ROESSET, 1981).

Nous ne retiendrons ici, à titre d'illustration, que le cas d'une fondation circulaire reposant sur un semi-espace homogène et celui d'un pieu isolé appuyé sur un substratum rigide.

#### 3.3.1. Impédance d'une fondation circulaire à la surface d'un semi-espace

Les valeurs de  $k_1$  et  $c_1$ , correspondant à chaque mode de vibration, sont données sur la figure 4 pour  $0 \leq a_0 \leq 8$ . L'expression de la raideur statique est également indiquée sur la figure. Les termes de couplage  $k_{x\phi}$ ,  $c_{x\phi}$  n'ont pas été représentés car ils sont très faibles et peuvent être raisonnablement négligés.

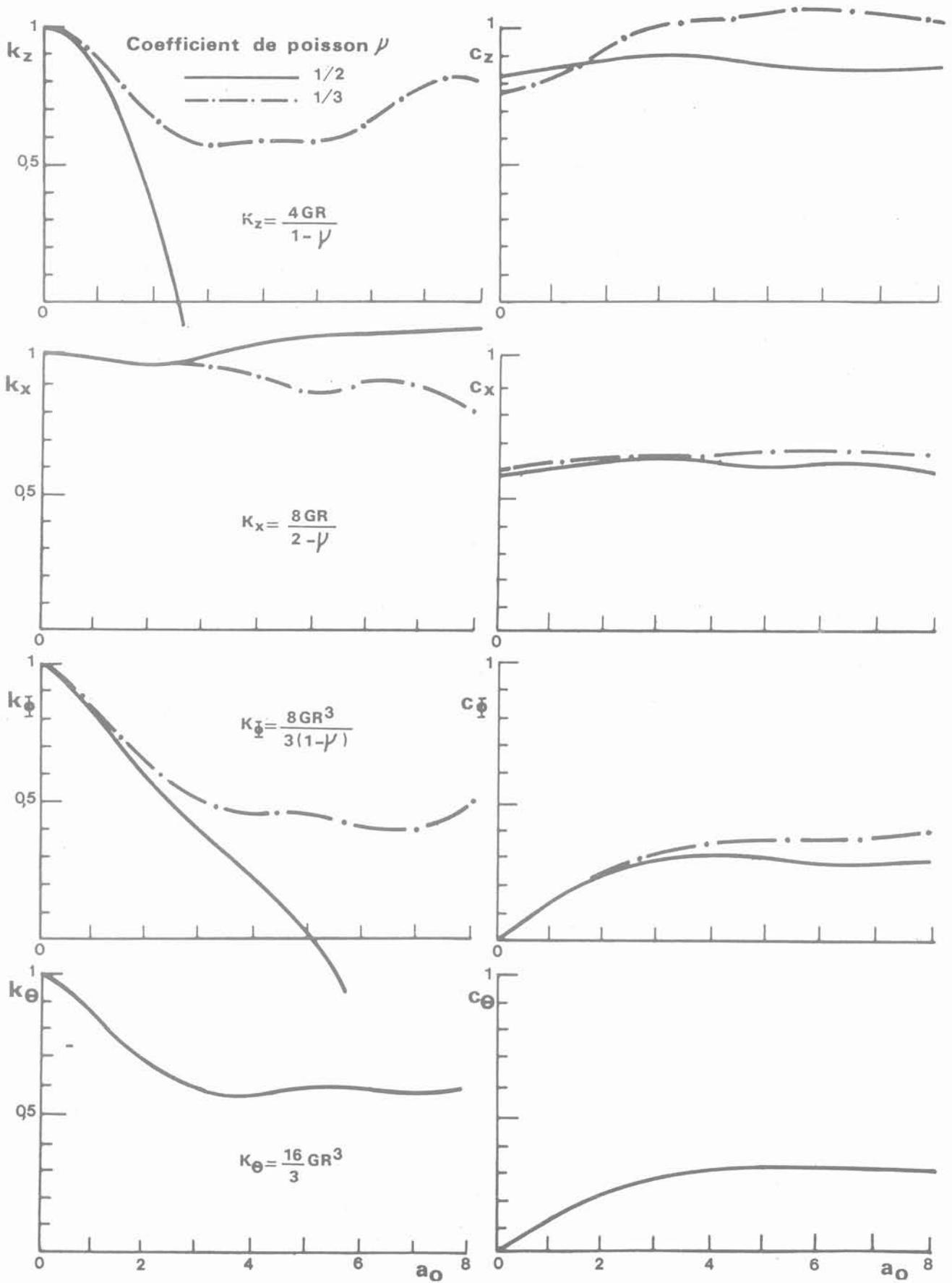


Fig. 4. — Impédance d'une fondation circulaire sur un semi-espace.

Mis à part les parties réelles  $k_z$  et  $k_\theta$  de l'impédance en translation verticale et en balancement, les autres coefficients sont pratiquement indépendants du coefficient de Poisson. De même les coefficients  $c_z$ ,  $c_x$ ,  $k_x$  ne varient que faiblement avec la fréquence et on peut, avec une bonne approximation, les considérer constants. Il en est de même pour  $k_\theta$ ,  $c_\theta$  et  $c_\phi$  dès que  $a_0 \geq 2$ .

La partie imaginaire de l'impédance correspondant aux modes de translation,  $c_z$  et  $c_x$  est nettement plus élevée que celle correspondant aux modes de rotation. En d'autres termes, l'amortissement radiatif issu de ces modes est plus important que celui issu des modes de rotation. Ce dernier est d'ailleurs pratiquement nul pour les modes de rotation aux faibles valeurs de  $a_0$  (fondation de dimension réduite ou fréquence d'excitation basse). Dans ce cas, le seul amortissement est apporté par l'amortissement matériel; il est donc important d'en tenir compte. Par contre il peut être négligé devant l'amortissement radiatif pour les modes de translation.

Les résultats de la figure 4 permettent de déterminer, à toute fréquence, le mouvement d'une fondation rigide circulaire reposant à la surface d'un semi-espace. Il est cependant possible, dans le cas du semi-espace, de simplifier plus avant la détermination de ce mouvement en définissant des coefficients d'impédance indépendants de la fréquence. Ces coefficients sont choisis de façon à ce que la réponse du massif de fondation soit aussi proche que possible de la réponse exacte. Ainsi, la réponse étant gouvernée aux faibles fréquences par la raideur statique, la partie réelle de l'impédance dynamique est choisie égale à  $k_1 = 1$ . Au voisinage de la résonance, la réponse étant contrôlée par l'amortissement du système, la partie imaginaire de l'impédance est choisie de façon à reproduire le mouvement à son voisinage. En suivant cette approche, LYSMER (1965), HALL (1967) ont proposé les valeurs d'impédance données dans le tableau I; ces valeurs sont indépendantes de la fréquence. Les valeurs des raideurs statiques sont données sur la figure 4.

Les valeurs données dans le tableau I conduisent à une très bonne approximation de la réponse sur la plage de fréquences définie par  $0 \leq a_0 \leq 4$  (exception faite peut-être du balancement). La figure 5 compare, à titre d'exemple, l'amplification (rapport du déplacement dynamique au déplacement statique) d'une fondation circulaire, sollicitée verticalement, évaluée de façon exacte et avec les coefficients d'impédance indépendants de la fréquence.

Pour mieux approcher la réponse du massif de fondation à l'aide de coefficients d'impédance indépendants de la fréquence, certains auteurs ont proposé d'ajouter une masse fictive à la fondation (NEWMARK-ROSENBLUETH, 1971). Cette masse ne représente pas une masse de sol « attachée » à la fondation mais constitue un artifice mathématique permettant de mieux rendre compte de la réponse de la fondation.

Notons enfin que, dans cette approche où les coefficients d'impédance sont pris indépendants de la fréquence, le sol de fondation est simplement modélisé à

l'aide de ressorts et d'amortisseurs (un couple pour chaque degré de liberté) de caractéristiques constantes. Ces simplifications sont essentiellement différentes d'un modèle de Winkler; elles correspondent à une approximation de l'impédance où tous les caractères de raideur, masse, amortissement du sol sont correctement pris en compte.

Mode de vibration	Coefficients de l'impédance équivalente	
	Partie réelle k	Partie imaginaire C
Vertical	1	0,85
Horizontal	1	0,576
Balancement	1	$1 + \frac{0,30}{3(1-\nu)I_x}$ $\frac{8\rho r_0^5}{3(1-\nu)I_x}$
Torsion	1	$\frac{V_s}{r_0} \sqrt{\frac{I_z}{k_\theta}}$ $1 + \frac{2I_z}{\rho r_0^5}$

Tableau I. — Impédance du semi-espace : coefficients indépendants de la fréquence.

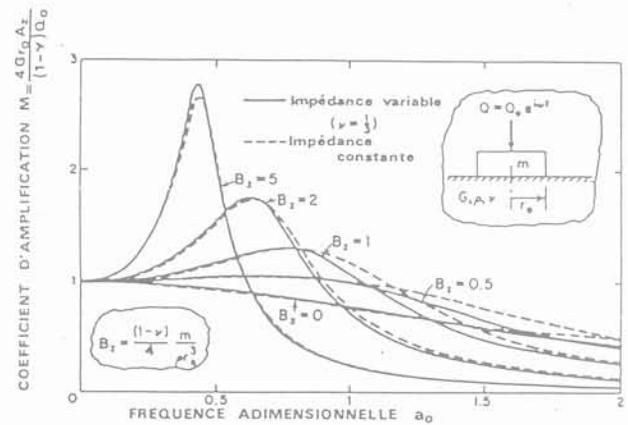


Fig. 5. — Réponse d'une fondation circulaire rigide à une force verticale (LYSMER, RICHART, 1966).

3.3.2. Impédance d'un pieu isolé

La figure 6 donne dans le cas d'un pieu appuyé sur un substratum rigide, les fonctions d'impédance pour les 4 degrés de liberté du pieu. Ce graphique est l'analogue de la figure 4. Les mêmes remarques que celles énoncées pour la fondation superficielle restent valables. Il est en particulier possible de définir avec une bonne approximation des coefficients indépendants de la fréquence.

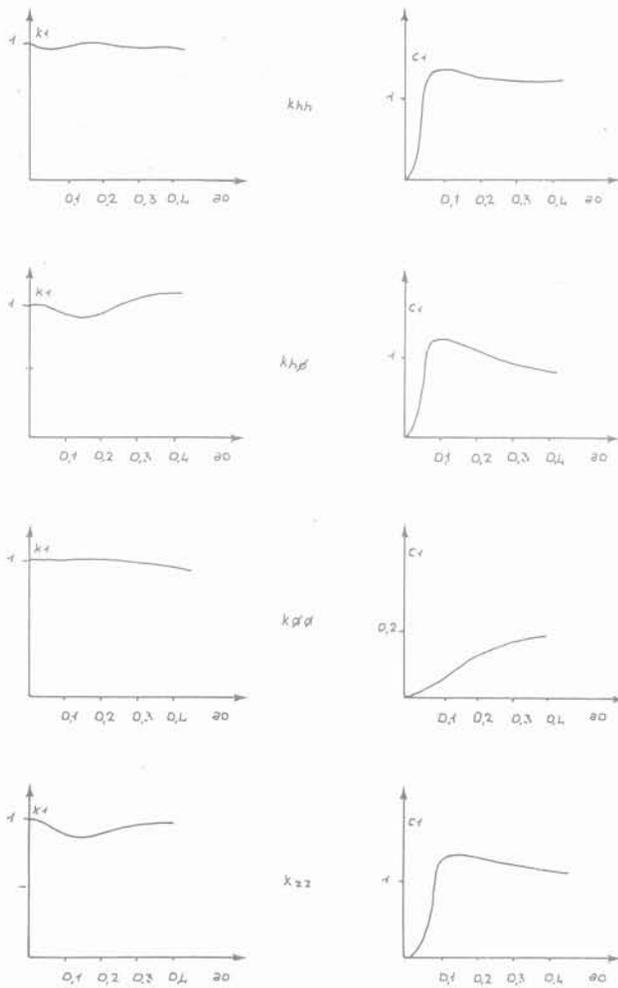


Fig. 6. — Variation de l'impédance d'un pieu avec la fréquence.

### 3.4. Utilisation des impédances pour l'évaluation de la réponse sismique des bâtiments

Pour l'évaluation de la réponse sismique d'un bâtiment dans le cas où on ne s'intéresse qu'à des phénomènes linéaires, il est largement fait appel à des méthodes de superposition. Ces méthodes, dites méthodes de sous-structures, ont pour objectif de scinder le problème global en plusieurs étapes successives; chacune des étapes est réputée plus facile à résoudre du point de vue de la modélisation ou du traitement que le problème global. Pour un traitement rigoureux et mathématique de ces méthodes, on pourra se reporter à AUBRY et al., 1985 ou à la communication de AUBRY à ces journées. On se bornera dans ce papier à énoncer les résultats (fig. 7) sur lesquels sont basées les méthodes pratiques de calcul d'interaction sol-structure (WALTER, 1985).

On montre que la réponse globale de la structure soumise à une onde sismique incidente s'obtient par résolution des trois étapes suivantes :

- détermination du mouvement d'une fondation rigide et sans masse soumise à la même sollicitation sismique que la structure. C'est la détermination du mouvement d'interaction cinématique ;
- détermination de l'impédance de la fondation rigide ;
- calcul de la réponse de la structure liée à cette impédance et soumise à la base des impédances au mouvement d'interaction cinématique.

La dernière étape, en particulier dans le cas où les impédances peuvent être choisies constantes (indépendantes de la fréquence) se ramène à un calcul de structure classique. Il est important de noter que si les deux premières étapes ont été traitées correctement, la solution de la dernière étape constitue la solution exacte du problème global et ce, bien que la modélisation du sol de fondation ait été réduite à de simples « ressorts et amortisseurs ».

Le caractère exact et rigoureux de la solution n'a pas toujours été bien perçu et contribue parfois à discréditer ces méthodes par rapport à des méthodes globales du type éléments finis.

Les mêmes principes s'appliquent dans le cas de structures sur pieux, l'impédance de la fondation étant définie en tête des pieux. Il convient cependant de noter que le problème est plus complexe car la détermination de l'impédance d'un groupe de pieux est une tâche difficile et peu de solutions sont publiées dans la littérature contrairement au cas des fondations superficielles.

Par ailleurs, pour les fondations sur pieux, il convient de vérifier les efforts induits dans ces derniers. On peut procéder en appliquant en tête du pieu l'effort dynamique calculé au niveau de l'impédance, le pieu étant représenté par une poutre connectée à des impédances latérales (WALTER, 1985). Une autre approche consiste à évaluer la déformation du pieu en admettant qu'il suit le mouvement du sol (SOULOUMIAC, 1986).

### 3.5. Comparaison entre impédances calculées et impédances mesurées

Diverses comparaisons ont été effectuées entre résultats expérimentaux, soit sur modèles réduits, soit en vraie grandeur et impédances théoriques (DOBRY et al., 1986, Crepel, communication à ces journées).

On observe généralement un bon accord si les conditions expérimentales sont correctement modélisées dans le calcul de l'impédance. Il convient de prêter une attention toute particulière à la stratification des sols naturels qui modifient le schéma de propagation des ondes par rapport à celui du milieu homogène; l'utilisation sans discernement des formules du semi-espace conduit dans ces cas à une surévaluation de l'amortissement radiatif qui est souvent cause de désaccord entre valeurs théoriques et expérimentales.

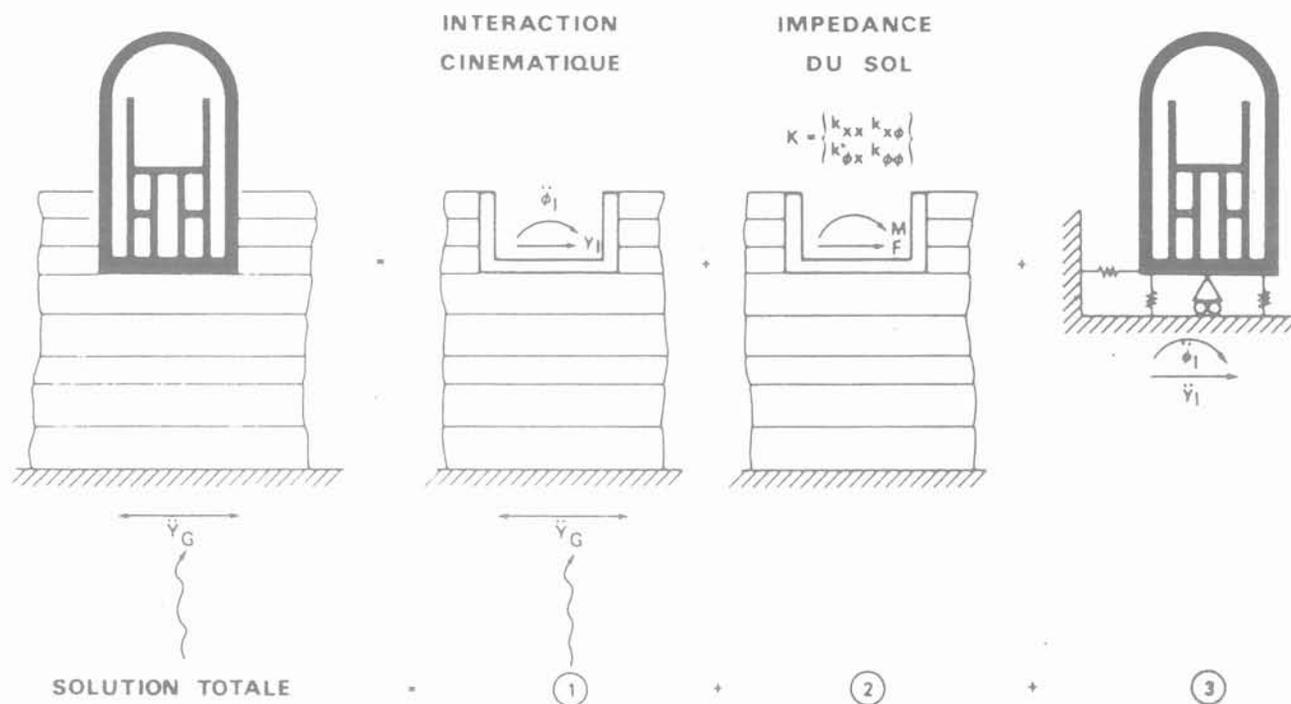


Fig. 7. — Théorème de superposition de Kausel.

#### 4. PROBLÈMES NON LINÉAIRES

Autant l'état des connaissances relatif au comportement dynamique élastique des fondations est bien développé, avec passage dans la pratique courante des résultats théoriques importants obtenus, autant les problèmes traitant du comportement non linéaire, irréversible des fondations, ont été peu abordés en théorie. Il en résulte une lacune certaine pour les praticiens confrontés à ces problèmes. Dans la pratique, la justification des fondations sous chargement sismique est souvent effectuée par des calculs approximatifs et sans fondement théorique valable ; ces justifications ont peu de valeur et il faut leur préférer les justifications tirées des leçons du comportement passé de fondations lors de secousses sismiques. L'observation de ce comportement peut conduire à prendre des dispositions constructives, non justifiables par le calcul, dont le mérite fondamental est d'avoir reçu la sanction de l'expérience. C'est l'approche souvent suivie dans les règlements parasismiques.

Parmi les causes de non-linéarités affectant le comportement d'une fondation sous sollicitations dynamique, on peut distinguer celles ayant trait à l'interface sol-fondation et celles se rapportant au comportement du sol.

##### 4.1. Non-linéarités liées à l'interface

Lors de la sollicitation sismique, un ouvrage est soumis à des forces d'inertie essentiellement horizontales qui se traduisent au niveau de la fondation par un effort horizontal et un moment de renversement. Ces efforts

peuvent induire un glissement ou un basculement de la fondation.

Il est bien évident que les approches pseudostatiques, consistant à vérifier le non-glissement ou le non-renversement de l'ouvrage sur sa fondation en appliquant de façon statique les efforts dynamiques maximaux calculés, ne sont d'aucun secours pour évaluer les déplacements irréversibles engendrés. Ces approches ignorent la notion de variabilité dans le temps et dans l'espace des forces d'inertie.

Des méthodes de calcul simplifiées mais cependant rationnelles ont été développées pour aborder ces problèmes. NEWMARK a développé une approche permettant d'évaluer le déplacement horizontal irréversible d'un bloc rigide dont le support est animé d'un mouvement sismique. Cette méthode a été appliquée à l'évaluation des déformations des barrages (SEED, 1979) ou au dimensionnement des murs de soutènement (CORTE et al., 1985). Elle est immédiatement transposable à l'évaluation du glissement d'un ouvrage sur sa fondation.

Le cas de décollement de radiers sous l'effet de moment de renversement peut également être abordé de façon rationnelle mais encore relativement simple. BETBEDER (1985) a développé une méthode d'évaluation du renversement d'un bâtiment basée sur une représentation du sol de fondation par des ressorts de Winkler non linéaires.

Que ce soit la méthode de NEWMARK ou celle de BETBEDER, les efforts appliqués, variables dans le temps, sont évalués par un calcul purement linéaire, en

négligeant la modification de ces efforts dus à l'apparition de ces non-linéarités.

Des méthodes numériques plus élaborées, mais de mise en œuvre encore raisonnable, peuvent être développées pour tenir compte de ce phénomène. La communication de Walter à ces journées en est un exemple.

#### 4.2. Non-linéarités liées au comportement du sol

Elles concernent les tassements irréversibles des fondations, les ruptures sous chargement sismique. Actuellement, il n'existe aucune méthode éprouvée, d'application suffisamment simple pour être utilisable par les praticiens, permettant d'appréhender ces problèmes. La seule alternative possible réside dans les calculs dynamiques aux éléments finis : toute la validité des résultats repose alors sur le choix de la loi de comportement (paragraphe 2.2.). Il est indiscutable que ces calculs, confrontés aux résultats d'expérience, sont nécessaires en l'état actuel des connaissances pour permettre le développement des méthodes simplifiées d'analyse.

En l'absence de tels calculs, les seules justifications trouvées dans la littérature consiste à calculer, par des méthodes dynamiques élastiques, la contrainte dynamique transmise à la fondation et à comparer cette contrainte à une résistance du sol évaluée par une formule de capacité portante.

Dans la formule de la capacité portante, il est tenu compte de l'excentrement et de l'inclinaison de la charge au niveau de la fondation.

L'aspect dynamique du problème est seulement pris en compte dans l'évaluation de l'effort maximal. Des facteurs fondamentaux sont négligés dans cette approche :

- L'augmentation de résistance du sol sous chargement dynamique (ou sa diminution sous chargement cyclique de longue durée) n'est généralement pas prise en compte.

- L'état de contrainte induit dans le sol par le passage de l'onde sismique est totalement négligé bien que le passage de cette onde mobilise déjà une part de la résistance du sol.

Si le premier facteur peut être considéré, et il l'est souvent implicitement par une diminution du coefficient de sécurité, aucune méthode de calcul de capacité portante ne permet de s'accommoder du second. Les justifications basées sur ces calculs ne peuvent donc être considérées comme réalistes.

Le seul recours du praticien, hors les calculs très élaborés, est d'analyser le comportement de fondations de bâtiments ayant supporté une secousse sismique. Le séisme de Mexico, de septembre 1985, permet de confirmer les comportements observés antérieurement et de tirer les enseignements suivants :

- les fondations superficielles sont susceptibles de tassements différentiels importants,

- les radiers ou les fondations sur pieux flottants peuvent subir des pertes de capacité portante lorsque le sol de fondation est très sensible (perte importante de résistance due au remaniement),

- les fondations sur pieux travaillant en pointe se comportent très bien lors de séismes.

Ces observations conduisent à prendre des dispositions constructives visant à limiter les risques de désordres ; la plupart de ces dispositions sont reprises dans les règlements parasismiques (ISNARD et CORTE, communication à ces journées). On citera à titre d'exemple, l'interdiction de fondations mixtes pour un bâtiment, la nécessité de liaisonner les semelles par un réseau de longrines, le liaisonnement des pieux en tête, ... D'autres technologies particulières peuvent être envisagées comme celle présentée par Fenoux à ces journées.

Si la capacité portante sous chargement sismique d'une fondation ne peut être évaluée aisément, le tassement irréversible est encore moins appréhendable. On retiendra simplement les évidences suivantes :

- un sable sec peu dense est susceptible de tasser pendant la sollicitation sismique sous l'effet du cisaillement alterné induit par l'onde sismique et la fondation. Ce tassement peut atteindre quelques pour cent de l'épaisseur de la couche,

- un matériau saturé (sable ou argile) développe pendant la sollicitation sismique des pressions interstitielles ; compte tenu de la faible perméabilité des matériaux vis-à-vis des vitesses de sollicitations, le comportement du sol est non drainé pendant cette phase. La dissipation ultérieure des pressions interstitielles (après arrêt de la secousse sismique) induit des tassements différés qui peuvent durer plusieurs jours. Ce phénomène a été observé sur certains bâtiments de Mexico.

## 5. CONCLUSIONS

En conclusion, on peut dire que si des méthodes rationnelles et simples d'utilisation existent pour l'évaluation des déformations réversibles des fondations sous chargement sismique, l'évaluation des comportements non linéaires n'a pas encore été abordée de façon suffisante. Il est urgent de développer des méthodes, fondées théoriquement, permettant d'évaluer la capacité portante dynamique des fondations. L'expérience récente du séisme de Mexico montre que ce problème est réel.

Notons enfin que tous les problèmes touchant au comportement des fondations sous séisme ne sont pas obligatoirement justiciables de calculs. De bonnes dispositions constructives, éprouvées lors de séismes, sont souvent préférables à des semblants de justifications théoriques.

## BIBLIOGRAPHIE

- AUBRY D. et al. (1985), *Interaction sol-structure linéaire sur un sol hétérogène*, Génie Parasismique, chap. VI-2, Presses de l'ENPC.
- BARKAN D.D. (1962), *Dynamics of bases and foundations*, McGraw-Hill.
- BETBEDER J. (1985), *Décollement sur sol mou*, Note interne E.D.F.
- CORTE J.F. et al. (1985), *Dimensionnement des ouvrages de soutènement, État de la pratique*, Génie Parasismique, chap. VIII-4, Presses de l'ENPC.
- DOBRY R. et al. (1986), *Dynamic Response of arbitrarily-shaped foundations Experimental verification*, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 112, n° 2.
- GAZETAS G. (1983), *Analysis of machine foundation vibrations : state of the art*, International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 2, n° 1.
- HALL J.R. (1967), *Coupled rocking and sliding oscillations of rigid circular footings*, Proceedings of International Symposium on wave propagation and dynamic properties of earth materials, Albuquerque, N.M.
- HSIEH T.K. (1962), *Foundation vibrations*, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, vol. 22, n° 211.
- HUJEU J.C. (1985), *Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols*, Génie Parasismique, chap. IV-2, Presses de l'ENPC.
- KAUSEL E., WHITMAN A., ELSABEE F. (1978), *The Spring Method for Embedded Foundations*, Nuclear Engineering and Design, vol. 48, 1978.
- LAMB E.H. (1904), *On the propagation of tremors over the surface of an elastic solid*, Philosophical Transactions of the Royal Society, London Serie A, vol. 203.
- LYSMER J. (1965), *Vertical motions of rigid footings*, Ph.D. Thesis, University of Michigan, Ann Harbor.
- NEWMARK N.M., ROSENBLUETH E. (1971), *Fundamentals of Earthquake Engineering*, Prentice Hall.
- PECKER A. (1984), *Dynamique des Sols*, Presses de l'ENPC.
- PREVOST J.H. (1978), *Plasticity theory for soil stress-strain behaviour*, Journal of Engineering Mechanics Division, vol. 104, n° EM5.
- PREVOST J.H. (1980), *Constitutive theory for soils*, Proceedings of the workshop on Limit Equilibrium Plasticity and Generalized Stress-Strain in Geotechnical Engineering, ASCE, Mac Gill University.
- QUINLAN P.M. (1953), *The elastic theory of soil dynamics*, Symposium on Dynamic Testing of Soils, ASTM-STP, n° 156.
- REISSNER E. (1936), *Stationare, axialsymmetrische, durch eine elastischen Halbraumes*, Ing. Archives, vol. 7, n° 381.
- RICHART F.E., HALL J.R., WOODS R.D. (1970), *Vibrations of soils and foundations*, Prentice Hall.
- ROESSET J.M. (1980), *Stiffness and damping coefficients of foundations. Dynamic response of pile foundations : analytical aspects*, Proceeding ASCE National Convention.
- SEED H.B. (1979), *Considerations in earthquake resistant design of earth and rockfill dams*, Geotechnique, vol. 29, n° 3.
- SOULOUMIAC R. (1986), *Méthode simplifiée de calcul des pieux en zone sismique*, 1<sup>er</sup> Congrès National Génie Parasismique, Saint-Rémy.
- SUNG T.Y. (1953), *Vibration in semi infinite solids due to periodic surface loading*, Sc. D. Thesis, Harvard.
- WALTER J.P. (1985), *Méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure*, Génie Parasismique, chap. VI-1, Presses de l'ENPC.
- WALTER J.P. (1985), *Comportement au séisme des ouvrages sur fondations profondes*, Génie Parasismique, chap. VI-4, Presses de l'ENPC.

# talus et soutènements en dynamique des sols

## dynamic behaviour and design of slopes and retaining structures

**F. SCHLOSSER**

Professeur à l'École Nationale des Ponts et Chaussées\*,  
Directeur de Terrasol

**L. DORMIEUX**

École Nationale des Ponts et Chaussées (C.E.R.M.E.S.)\*

### Résumé

La connaissance du comportement des talus et des ouvrages de soutènement sous l'action d'un séisme a beaucoup progressé depuis une vingtaine d'années. Ce rapport présente un état de connaissances sur le thème, divisé en trois parties : un exposé des résultats les plus récents sur le comportement dynamique des sols saturés, notamment les influences de la contrainte initiale et de la structure initiale sur la liquéfaction des sables (phénomène de déformation d'écoulement); une présentation des principales méthodes de dimensionnement des talus de barrages et des pentes naturelles; un point sur le comportement des murs-poids et sur l'évolution des méthodes de dimensionnement, avec le cas récent des murs en terre armée. On montre qu'il convient d'être prudent avec les modèles réduits et que l'inertie de l'ouvrage joue un rôle essentiel. Une liste assez exhaustive de références bibliographiques récentes accompagne le rapport.

### Abstract

*Knowledge of the behaviour of slopes and retaining structures under a seismic loading has largely increased during the last twenty years. A corresponding state-of-the-art is presented in this report which is divided into three parts : an indication of the most recent results on the dynamic behaviour of saturated soils, including the influences on liquefaction of sand of the initial shear stress and of the initial grain arrangement (flow deformation phenomenon); a review of the main design methods for embankment slopes and natural slopes; a presentation of the behaviour of the gravity retaining walls and of the evolution of the design methods, with a brief description of the seismic design of Reinforced Earth walls. It is shown that reduced scale models constitute a limited tool and that the inertia of the structure has a great effect. Comprehensive recent references on each topic are listed.*

\* 28, rue des Saints-Pères - 75007 Paris.

## 1. INTRODUCTION

L'effet des séismes sur les pentes et sur les ouvrages de soutènement a fait, depuis de nombreuses années et notamment depuis vingt ans, l'objet d'observations et d'études qui ont conduit à toute une panoplie de méthodes de dimensionnement. Pour autant, beaucoup de questions restent en suspens, et certains types d'ouvrages de soutènement, ainsi que les pentes naturelles d'une façon générale, n'ont été que très peu abordés.

Dans le domaine des pentes, les études ont été principalement motivées par la construction des barrages en terre en zone sismique. Il s'agit donc avant tout de pentes de remblais dans des conditions d'homogénéité très différentes de celles des pentes naturelles. Après les premières utilisations de la méthode pseudostatique par TERZAGHI en 1950, les deux principaux apports qui ont marqué les développements dans ce domaine sont :

- N.M. NEWMARK. 5<sup>e</sup> Conférence Rankine (1965).
- H.B. SEED. 19<sup>e</sup> Conférence Rankine (1979).

Dans le domaine des ouvrages de soutènement, l'origine des études est ancienne et remonte aux classiques travaux de MONONOBE et OKABE sur la poussée dynamique en 1929. Parmi les synthèses les plus intéressantes consacrées, en totalité ou en partie, à ce thème, on doit citer :

- H.B. SEED et R.V. WHITMAN. ASCE Specialty Conference. Ithaca (1970).
- H. NAZARIAN et A. HADJIAN (1979).
- R.V. WHITMAN. Rapport Général au Congrès de Lima (1979).
- S. PRAKASH. Rapport Général au Congrès de Missouri-Rolla (1981).

Certains phénomènes tels que la liquéfaction des sables saturés ou le développement de surpressions interstitielles dans les sols argileux, peuvent être rencontrés, au cours de séismes, dans les pentes comme dans les remblais des ouvrages de soutènements. C'est la raison pour laquelle ce rapport comporte un chapitre consacré à certains aspects spécifiques du comportement dynamique des sols, qui méritent d'être mis en lumière compte tenu d'études récentes et de leurs implications dans le dimensionnement des ouvrages en terre.

Chacun des deux chapitres portant sur l'un des types d'ouvrages en terre (pentes ou soutènements) comporte une analyse sommaire du comportement de l'ouvrage et un exposé de l'état actuel des connaissances et des méthodes de dimensionnement.

Ce rapport général est accompagné de trois notes rédigées respectivement par P. LONDE, F. BLONDEAU et M. BASTICK. Elles traitent de trois aspects particuliers à propos desquels des recherches s'avèrent encore nécessaires :

- La résistance au cisaillement dynamique des argiles.

- L'influence d'une contrainte de cisaillement initiale sur la liquéfaction.

- Le comportement et le dimensionnement des ouvrages en terre armée sous séisme.

## 2. ASPECTS SPÉCIFIQUES DU COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES SOLS

### 2.1. Généralités

Par rapport au comportement statique, le comportement des sols sous sollicitations cycliques se caractérise par le fait que l'accumulation des cycles peut provoquer de grandes déformations sans rapport avec celles provoquées par un cycle unique. Il en résulte la notion de seuil, illustrée à la figure 1, séparant un domaine de sollicitations conduisant à un état stabilisé, d'un domaine où les déformations cumulées s'accroissent jusqu'à la rupture (phénomène de rochet). La plupart des résultats obtenus dans les études récentes mettent en évidence l'existence de tels seuils, notamment dans le plan des contraintes principales (courbes ou droites limites) et dans l'espace ( $p, q, e$ ) introduit par l'école de Cambridge.

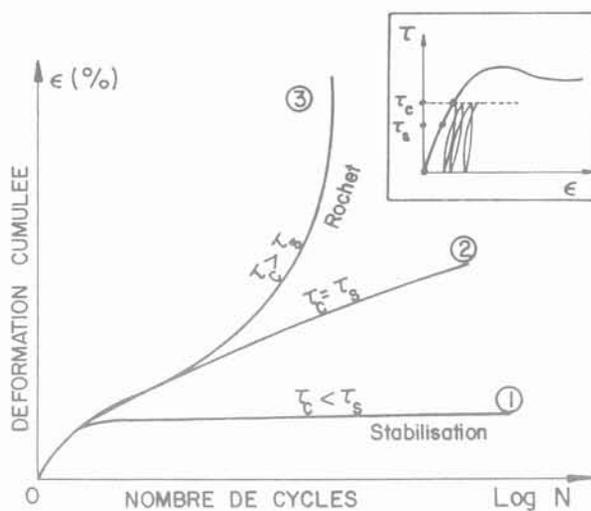


Fig. 1. — Effets cumulés de cycles de chargement sur un sol. (Essais à la boîte de cisaillement).

La notion de seuil permet donc de caractériser les sollicitations ne conduisant pas à la rupture, même lorsqu'elles sont appliquées durant un nombre élevé de cycles. Toutefois, une sollicitation sismique réelle intervient pendant une durée limitée qui peut être suffisamment courte pour qu'un chargement d'amplitude supérieure au seuil ne provoque que des déformations admissibles. Aussi, utilisé pour caractériser la résistance au cisaillement cyclique, le seuil constitue-t-il en général un critère trop conservatif. En fait, de nombreux auteurs préfèrent relier l'amplitude de la sollicitation cyclique  $\tau_c$  au nombre de cycles  $N$  requis pour provoquer la rupture définie en général par un taux arbitraire de déformation  $\epsilon_r$ .

A partir de la famille de courbes  $\tau_c(N, \varepsilon_r)$ , SEED (1966) relie la contrainte de cisaillement totale  $\tau_r = \tau_o + \tau_c$  (statique + cyclique), conduisant à la rupture en un nombre donné de cycles  $N_r$ , à la contrainte normale effective  $\sigma'_o$ , s'exerçant avant sollicitation sur la facette cisailée, et à l'inclinaison  $\tau_o/\sigma'_o$  de la contrainte statique initiale sur cette facette. Il obtient ainsi dans le plan de Mohr une famille de droites dépendant de trois paramètres et caractérisant la résistance au cisaillement cyclique :

$$\tau_r = f(\sigma'_o, N_r, \varepsilon_r, \tau_o/\sigma'_o)$$

Un tel critère constitue une généralisation du concept de courbe intrinsèque, utilisé classiquement pour les chargements monotones.

Certains aspects majeurs du comportement des sols sous chargement dynamique, qui sont présentés dans la suite, font largement appel à cette définition de la résistance au cisaillement dynamique.

## 2.2. Résistance au cisaillement dynamique des argiles

L'étude de la résistance au cisaillement des argiles saturées soumises à une sollicitation cyclique n'est vraiment devenue fructueuse qu'à dater du moment où l'on a mesuré le développement des surpressions interstitielles au cours d'essais à l'appareil triaxial, ce qui constitue et reste un difficile problème technologique.

D'une façon générale, on peut distinguer deux types de chargements cycliques, pour lesquels le comportement de l'argile est différent. Un chargement cyclique symétrique, dans lequel le sens du cisaillement total (statique + dynamique) s'inverse à chaque cycle, et un chargement cyclique dans lequel le sens de cette contrainte de cisaillement reste constant. Dans le premier cas, pour des cycles uniformes, on observe une augmentation progressive de l'amplitude de la déformation à chaque cycle, amplitude qui contrôle l'apparition éventuelle de la rupture. Dans le deuxième cas, il y a accumulation de la déformation dans la direction du cisaillement et c'est la déformation cumulée qui contrôle alors le comportement.

Cependant, la résistance au cisaillement cyclique apparaît gouvernée par de nombreux facteurs dont les effets n'ont pas été encore complètement étudiés.

Dans le cas des argiles normalement consolidées, on peut considérer que cette résistance ne dépend que du développement des surpressions interstitielles et qu'il n'y a pas de modification de l'angle de frottement effectif  $\phi'$ , tel qu'on peut le mesurer au moyen d'essais statiques (SANGREY et al., 1969; WILSON et GREENWOOD, 1974; ANDERSEN, 1976; WOOD, 1976; HICHER et ELHOSRI, 1981).

Il semble, par contre, qu'il n'en soit pas de même pour les argiles surconsolidées, dans lesquelles un phénomène de fatigue puisse intervenir à la suite d'un grand nombre de cycles (HICHER et ELHOSRI, 1981).

Les développements de surpressions interstitielles correspondent essentiellement à des phases de contraction du squelette dans les argiles normalement consolidées ou légèrement surconsolidées et à des phases de dilatance pour les argiles fortement surconsolidées. Les études ont principalement portées sur les argiles normalement consolidées où la pression interstitielle due aux cycles peut atteindre des valeurs importantes. Ainsi MATSUI et ABE (1981) observent des surpressions atteignant la valeur de la contrainte normale effective initiale, dans un processus rappelant la liquéfaction des sables saturés en condition non drainée. La figure 2 montre le chemin en contraintes effectives dans un tel essai réalisé à l'appareil triaxial (TAKAHASHI et al., 1980). On observe des boucles de dilatance et un dépassement de la droite de rupture dans le domaine en extension. Ce dernier point pourrait provenir d'erreurs de mesures (d'après les auteurs) ou d'un effet de surconsolidation (MATSUI et al., 1980).

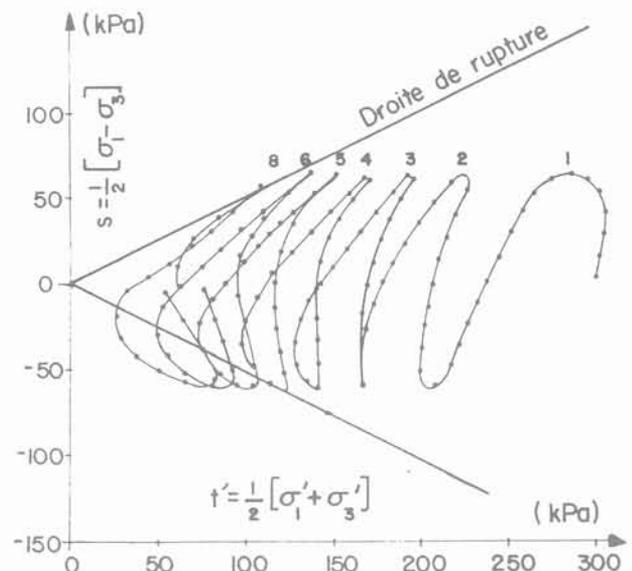


Fig. 2. — Essai de cisaillement cyclique sur une argile molle à l'appareil triaxial. Chemin en contraintes effectives (TAKAHASHI et al., 1980).

Toujours dans les argiles normalement consolidées, on peut mettre en évidence un seuil pour l'amplitude des cycles de contraintes, seuil en deçà duquel il y a stabilisation des déformations et au-delà duquel on observe un phénomène de rochet. Les figures 3a et 3b (SANGREY et al., 1969) montrent les chemins en contraintes effectives dans chacun des cas précédents et pour des cycles sans inversion du sens du cisaillement. Ce seuil est généralement déterminé en fonction de la cohésion non drainée  $C_u$ . Sa valeur peut varier de  $0,3 C_u$  à  $0,8 C_u$  et dépend entre autres facteurs du type des cycles de chargement (ANDERSEN, 1976) et de la nature minéralogique de l'argile (HICHER et ELHOSRI, 1981). Lorsqu'il y a stabilisation, la valeur limite atteinte par la surpression interstitielle apparaît proportionnelle à l'amplitude du cycle (SANGREY et al., 1969) et à la déformation axiale cumulée (WILSON et GREENWOOD, 1974).

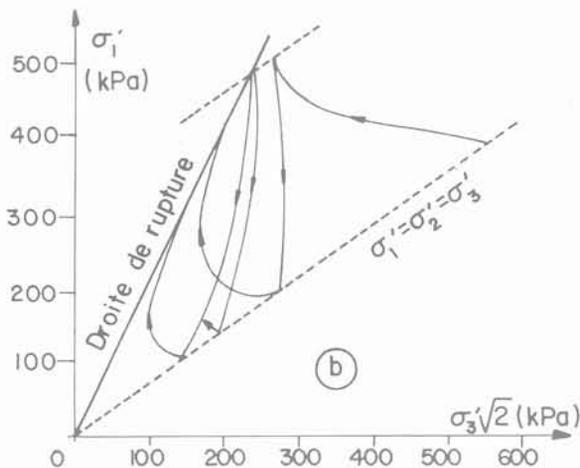
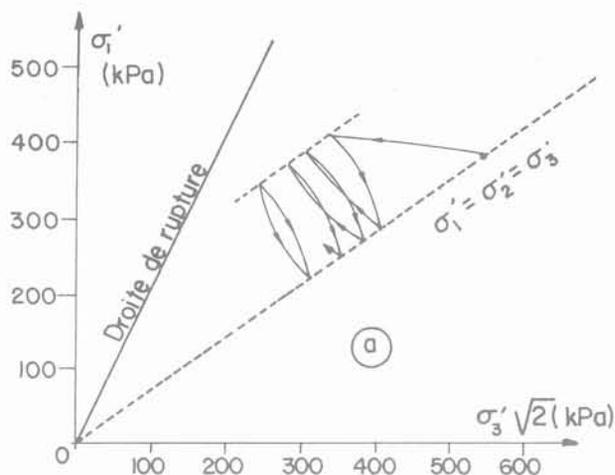


Fig. 3. — Chemins en contraintes effectives dans un chargement cyclique non drainé d'une argile normalement consolidée (SANGREY et al., 1969).

Le développement de surpressions interstitielles positives au cours des cycles de chargement conduit globalement à une diminution de la résistance de l'argile (cohésion  $C_u$ ), telle qu'on peut la mesurer dans un essai de cisaillement non drainé après le chargement cyclique (WOOD, 1976 ; ANDERSEN, 1976 ; MATSUI et al., 1980). Cette diminution est très variable. Elle semble même pouvoir dans certains cas être totale (MATSUI et al., 1980). A l'inverse, après dissipation totale des surpressions interstitielles générées par les cycles, l'argile dispose d'une résistance non drainée accrue. Ces deux phénomènes sont visibles sur les résultats de MATSUI et al. (1980) présentés à la figure 4 et dans lesquels a été introduite la notion de rapport de surconsolidation équivalente.

Dans les projets, une étude en laboratoire des développements de la pression interstitielle reste délicate, voire même impossible. C'est la raison pour laquelle on préfère présenter les résultats d'essais de cisaillement cyclique en laboratoire en contraintes totales, en définissant

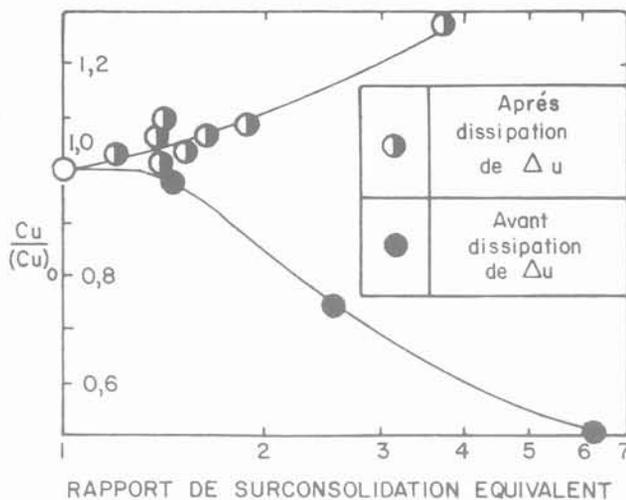


Fig. 4. — Influence d'un chargement cyclique sur la cohésion non drainée  $C_u$  (MATSUI et al., 1980).

arbitrairement la rupture par un pourcentage donné de déformation. La figure 5 (ANDERSEN, 1976) donne ainsi la valeur du rapport de la résistance non drainée cyclique (définie pour une déformation de 3 %) à la cohésion non drainée statique initiale, en fonction du nombre de cycles appliqués.

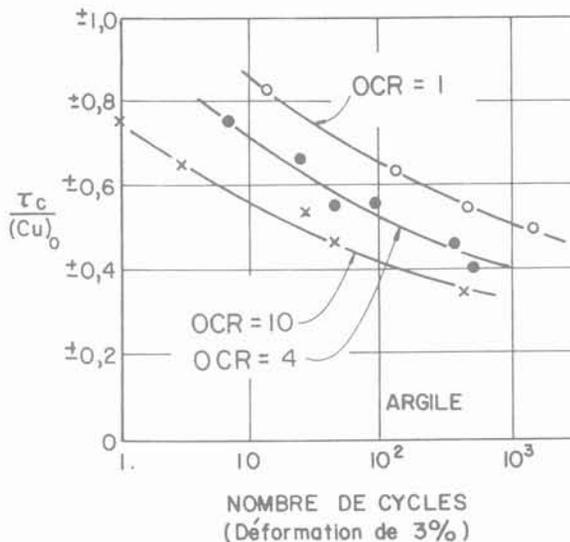
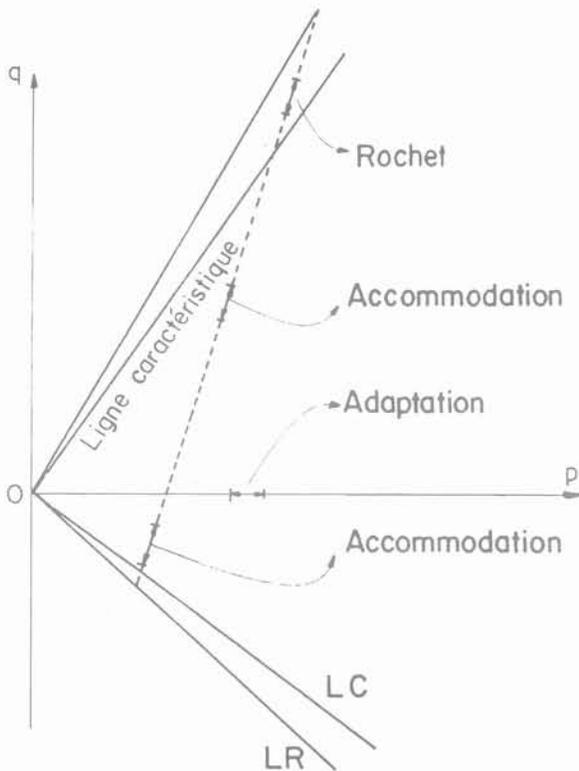
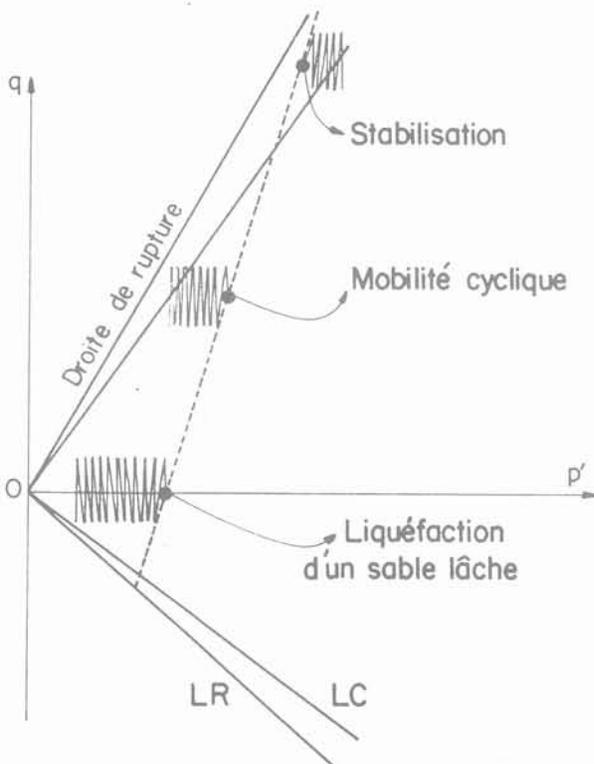


Fig. 5. — Résistance au cisaillement cyclique non drainé d'une argile (influence de la surconsolidation) (ANDERSEN, 1976).

La vitesse de sollicitation ou la fréquence des cycles constitue un autre facteur important dans la résistance au cisaillement dynamique des argiles. Quelques auteurs l'ont étudié (SEED et CHAN, 1966 ; MATSUI et al., 1980). Ce point fait l'objet de la note présentée par P. LONDE à la suite de ce rapport.



a



b

Fig. 6. — Théorie de la ligne caractéristique (LUONG, 1980).

## 2.3. Aspects particuliers du comportement dynamique des sables saturés

### 2.3.1. Traits généraux du comportement

Le comportement d'un sable saturé dans un chargement cyclique non drainé est essentiellement régi par les surpressions interstitielles qui s'accumulent au cours des cycles. Le développement de surpressions positives ou négatives résulte directement du comportement contractant ou dilatant du squelette durant la sollicitation. Contrairement aux argiles normalement consolidées, un sable peut présenter lors d'un cisaillement cyclique des phases successives de contractance ou de dilatance. Parmi les études les plus récentes, la théorie de l'état caractéristique développée par LUONG (1980), et vérifiée depuis par de nombreux auteurs, met en évidence l'existence de seuils, dans le plan  $(p, q)$  des contraintes principales, appelés lignes caractéristiques et séparant le domaine contractant du domaine dilatant. Les figures 6a et 6b s'y réfèrent et présentent les comportements d'un sable en conditions drainée et non drainée.

Les surpressions interstitielles générées dans un sable par un chargement cyclique sont difficiles à prévoir quantitativement car les déformations volumiques du squelette dépendent de nombreux facteurs parmi lesquels la densité relative, l'amplitude du déviateur cyclique, le niveau de contrainte moyenne des cycles, et l'histoire des contraintes avec notamment l'état maximal de contraintes et le cisaillement initial.

Il faut noter que la rupture est généralement contrôlée par l'angle de frottement intergranulaire  $\phi'$ , sauf dans le cas des sables très lâches pour lesquels on observe un effondrement brutal de la structure pour des niveaux de contraintes sensiblement inférieurs au niveau correspondant à la courbe intrinsèque.

Dans le cas des sables, l'accumulation des surpressions interstitielles peut conduire à l'annulation cyclique de la contrainte moyenne effective, entraînant de très grandes déformations et une perte totale momentanée de la résistance, particulièrement pour les faibles densités relatives. Ce phénomène constitue la liquéfaction sous chargement cyclique qui, dans les projets, représente une phase ultime contre laquelle il convient de se prémunir et dont certains aspects sont étudiés ci-après.

### 2.3.2. La liquéfaction sous chargement cyclique

Ce phénomène a fait l'objet de nombreuses études et de plusieurs états des connaissances parmi lesquels il convient de citer ceux de SEED (1979b) et de FINN (1981). C'est la raison pour laquelle nous nous limiterons ici aux aspects particuliers de la liquéfaction pouvant intéresser les pentes et les ouvrages de soutènement.

### INVERSION DU SENS DU CISAILLEMENT

La liquéfaction cyclique ne se produit que dans un chargement où le sens du cisaillement s'inverse à chaque cycle. Comme la figure 7 le montre, une faible inversion suffit pour aboutir à la liquéfaction. Mais

contrairement à ce qu'ont affirmé LEE et SEED (1967), VAID et FINN (1979) montrent qu'un certain taux de cisaillement inverse est nécessaire. MOKHAM (1983) a retrouvé et quantifié ce résultat.

**INFLUENCE D'UNE CONTRAINTE DE CISAILLEMENT INITIALE**

Pour la stabilité aux séismes des pentes sableuses sous l'eau, il est fondamental de savoir si la présence d'une contrainte de cisaillement initiale sur le plan potentiel de glissement a un effet bénéfique ou non sur le potentiel de liquéfaction. La réponse à cette question est évidente d'après le paragraphe précédent : tout cisaillement initial augmente la résistance à la liquéfaction.

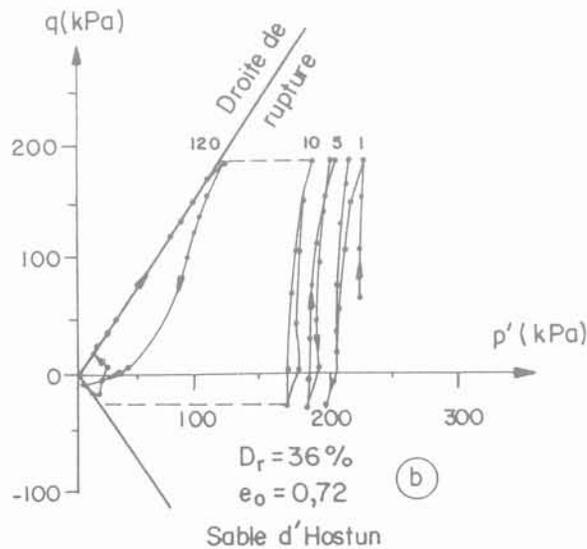
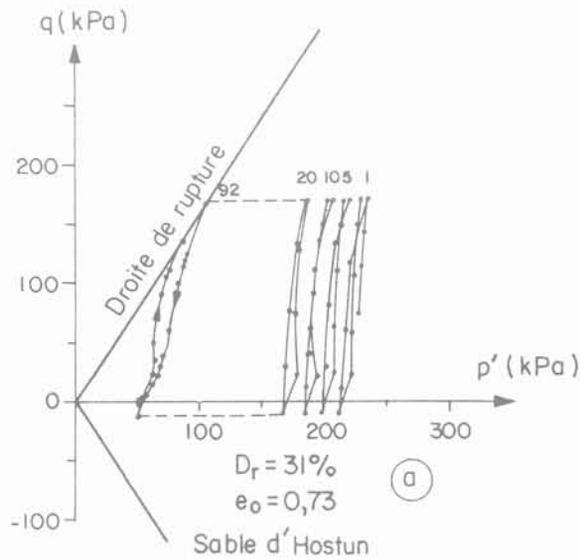
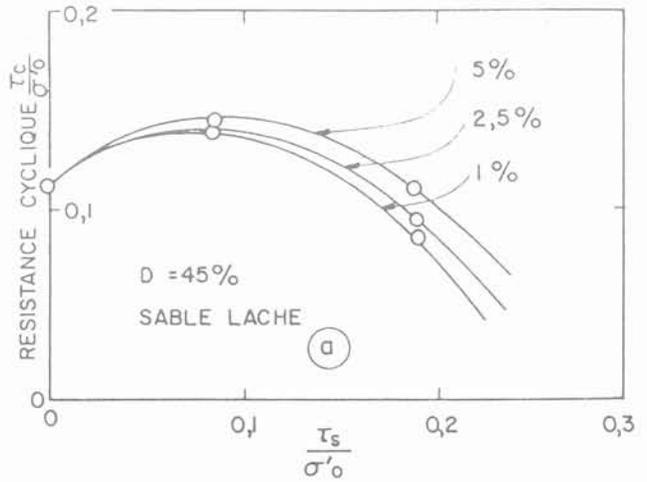
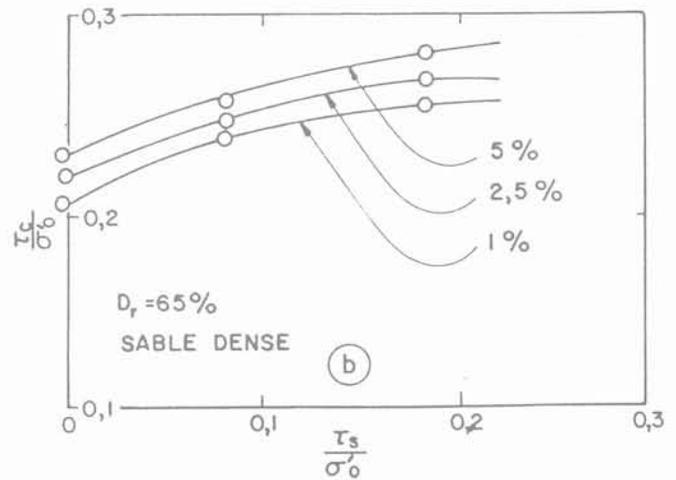


Fig. 7. — Effet de l'amplitude de l'inversion du cisaillement lors des cycles sur la liquéfaction d'un sable (MOKHAM, 1983).

Cependant, si l'on s'intéresse à la résistance au cisaillement cyclique telle que nous l'avons définie en 2.1., VAID et FINN (1979), ainsi que VAID et CHERN (1983), ont montré que celle-ci pouvait augmenter, diminuer ou rester inchangée selon la valeur de la contrainte de cisaillement initiale, de la densité relative du sable et de la valeur de la déformation retenue pour caractériser la rupture. La figure 8 met en évidence le rôle de ces divers paramètres. Globalement on peut dire que, pour les faibles densités relatives, une forte contrainte de cisaillement initiale diminue la résistance au cisaillement cyclique.



(a) Sable lâche



(b) Sable dense

Fig. 8. — Effet d'une contrainte de cisaillement initiale  $\tau_0$  sur la résistance au cisaillement cyclique définie pour différentes valeurs de la déformation obtenue en dix cycles (VAID et CHERN, 1983).

Comme nous le verrons plus loin, le cas des sables effondrables, donc très lâches, met en jeu des phénomènes spécifiques et l'influence de la contrainte de cisaillement initiale y est très défavorable.

**INFLUENCE DE LA CONTRAINTE MOYENNE**

La contrainte moyenne  $\sigma'_{mo} = \sigma'_{vo} (1 + 2 K_0) / 3$  agit sur la résistance à la liquéfaction cyclique comme le montre la figure 9 (BHATIA, 1980). Pour un nombre donné de cycles, ces deux grandeurs sont proportionnelles.

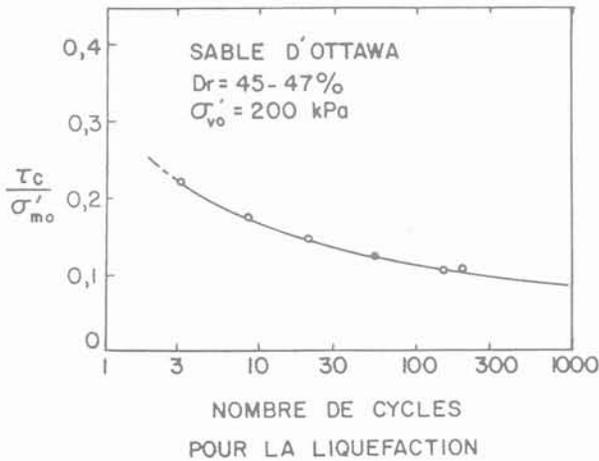


Fig. 9. — Résistance à la liquéfaction exprimée par rapport à la contrainte moyenne (BHATIA, 1980).

**INFLUENCE DU DEGRÉ DE SATURATION**

MARTIN et al. (1978) ont fait une étude théorique de l'influence du degré de saturation sur la résistance à la liquéfaction. Leur analyse repose, d'une part sur une formule de prévision de la génération de surpressions interstitielles, d'autre part sur la formule de Koning (1963) donnant le module de déformation volumique du mélange eau-air dans un sol non saturé. La figure 10 montre qu'une baisse de 2 % du degré de

saturation, à partir de la saturation complète, multiplie par 3 environ la résistance à la liquéfaction. Ce point doit être pris en considération à la fois pour les projets et pour les essais effectués en laboratoire, mais il nécessite d'être confirmé expérimentalement.

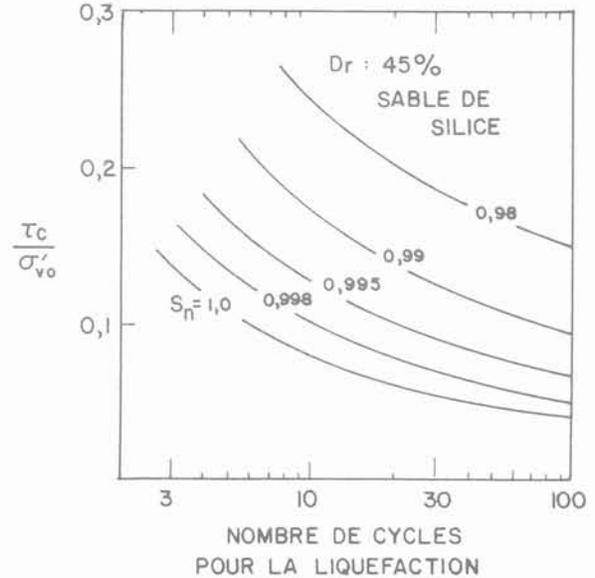


Fig. 10. — Influence du degré de saturation sur le potentiel de liquéfaction (MARTIN et al., 1978).

**2.3.3. Le cas particulier des sables effondrables**

Dans certains sables, dont la densité relative est inférieure à 45 % et la structure instable, VAID et CHERN (1983) ont observé une augmentation brutale de la déformation et de la pression interstitielle, s'amorçant dans le domaine contractant et ne cessant que lorsque le chemin de contraintes est rentré dans le domaine dilatant. Ce phénomène se produit même en l'absence

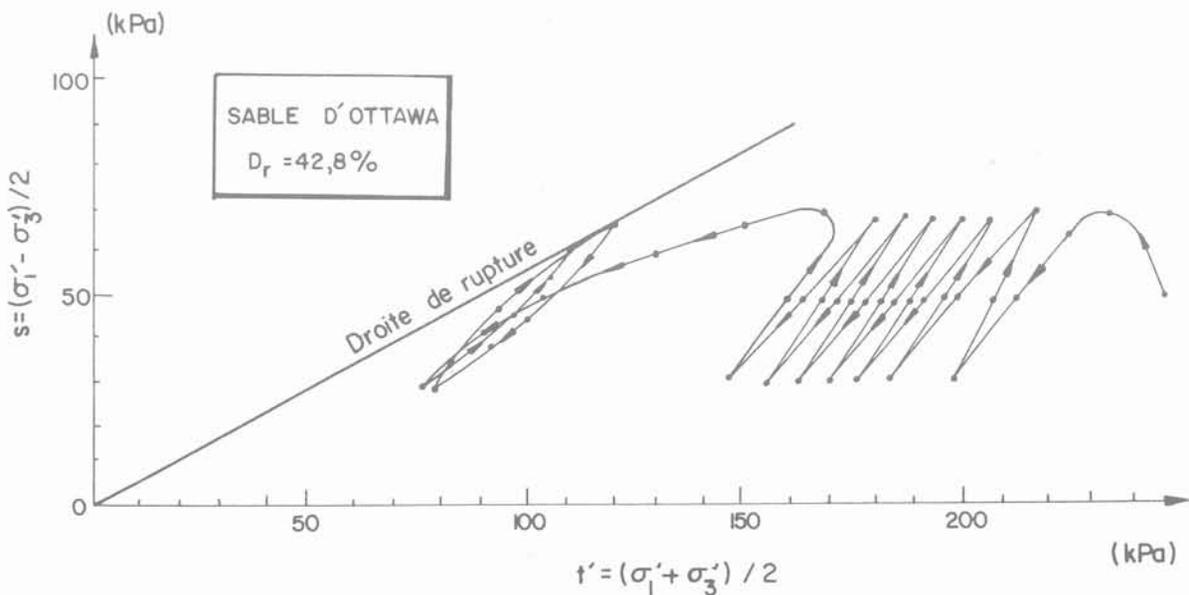


Fig. 11. — Phénomène de déformation d'écoulement (VAID et CHERN, 1983).

de liquéfaction cyclique, comme cela est présenté à la figure 11. Ces auteurs ont montré la similitude de ce comportement, qu'ils qualifient de déformation d'écoulement, avec la liquéfaction statique sous chargement monotone telle qu'elle a été étudiée par G. CASTRO (1975).

Récemment SLADEN et al. (1985) ont montré qu'il s'agissait bien du même phénomène, caractéristique des sables effondrables, et que celui-ci s'initie de façon systématique lorsque l'état du sable atteint, dans l'espace  $(p, q, e)$ , une surface particulière appelée surface d'effondrement. Il s'agit d'un cylindre dont la génératrice est la ligne d'état critique et dont la direction est une droite du plan  $e = 0$ . La figure 12 montre, dans le plan  $(p, q)$ , la position de la droite d'effondrement : elle passe par le point d'état critique sur la ligne de rupture. Tous les états de contraintes, situés entre la droite d'effondrement et la droite de rupture, sont instables, c'est-à-dire qu'en condition non drainée ils évoluent, à la suite de l'effondrement, vers le point d'état critique.

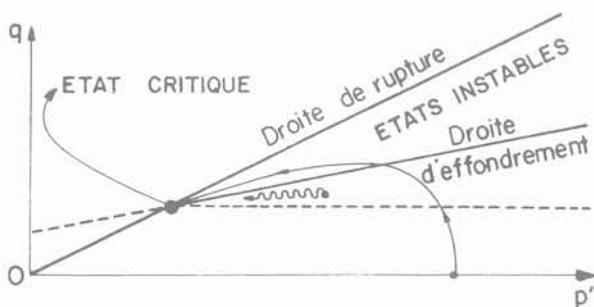


Fig. 12. — Théorie de la surface d'effondrement pour les sables effondrables (SLADEN, 1985).

Cette particularité des sables effondrables conduit, entre autres, à deux différences notables dans le comportement, qui sont détaillées ci-après.

Contrairement au cas des sables de densité relative forte ou moyenne, l'existence d'une contrainte de cisaillement initiale peut diminuer considérablement la résistance au cisaillement cyclique non drainé d'un sable effondrable et entraîner un processus de déformation d'écoulement conduisant à de très larges déformations. VAID et CHERN (1983) ainsi que SLADEN et al. (1985) ont attribué ce phénomène au fait que l'état initial du matériau se trouve rapproché de la surface d'effondrement. Ainsi un chargement cyclique de très faible amplitude peut être suffisant pour provoquer une perte de résistance considérable en peu de cycles si la contrainte de cisaillement initiale est importante et cela même sans inversion du sens du cisaillement. Ce phénomène explique les glissements spontanés observés dans les pentes marines des grands dépôts sableux comme ceux de la côte de la mer du Nord (KROEZEN et al., 1982).

SLADEN et al. (1985) ont montré, qu'à indice des vides constant, un pourcentage de fines de 12 % augmentait sensiblement la susceptibilité au phénomène d'effondrement et considérablement la perte de résistance du sable après effondrement. Ce phénomène est

dû au fait que la présence de fines, bien que ne changeant pratiquement pas l'angle de frottement interne  $\phi'$  du sable, abaisse de manière importante la surface d'effondrement dans l'espace  $(p, q, e)$ . Ce point mérite d'être noté dans la mesure où l'influence des fines agit ici en sens opposé de ce qui a été observé pour la liquéfaction cyclique des sables non effondrables.

### 3. PENTES ET TALUS

#### 3.1. Phénomènes et mécanismes dans une pente sous séisme

Une accélération horizontale cyclique sur une pente a pour effet de provoquer des efforts d'inertie horizontaux et des déformations dans la masse, ces dernières s'accumulant à chaque cycle. La distribution de ces déformations peut être très variable mais schématiquement les déplacements se concentrent près de la surface dans le cas d'un matériau granulaire non saturé et se situent plus en profondeur dans le massif, dans le cas de sols cohérents. Compte tenu du caractère transitoire de la sollicitation, ces déplacements peuvent conduire à des désordres sans pour autant qu'il y ait rupture. En particulier, la pente après séisme peut se retrouver dans un état parfaitement stable. Le niveau des déplacements ou des déformations, susceptibles d'être provoqués par un séisme, constitue ainsi un critère de stabilité qu'il est intéressant de pouvoir quantifier.

Si les sols rencontrés sont saturés, la sollicitation sismique crée des surpressions interstitielles qui ont pour conséquence d'augmenter les déformations et de diminuer la résistance au cisaillement. Dans certains cas, la perte de résistance au cisaillement peut être suffisamment grande pour entraîner une rupture statique après le séisme comme cela a été observé (SEED, 1981).

Dans le cas de pentes sableuses immergées, il peut se produire une liquéfaction sous l'accumulation des pressions interstitielles, ce qui provoque généralement des désordres considérables.

La stabilité des pentes sous séisme a principalement été étudiée à l'occasion des barrages et il faut constater que peu d'observations ont été faites à propos des désordres survenus dans les pentes naturelles.

Ce chapitre sera consacré à l'examen des différentes méthodes de dimensionnement et d'étude de la stabilité des pentes sous séismes. Elles seront classées en trois grandes catégories :

- les méthodes pseudostatiques ;
- la méthode de NEWMARK et les méthodes dérivées ;
- la méthode de SEED et les méthodes dérivées.

Il convient de remarquer que toutes ces méthodes sont en contraintes totales. La prévision des surpressions interstitielles provoquées dans un massif de sol saturé par un séisme reste en effet délicate et difficile, même si plusieurs méthodes ont été proposées (MARTIN et al., 1975 ; ISHIHARA et al., 1975). En effet, comme l'a

précisé WHITMAN (1979), la prévision des surpressions interstitielles nécessite plusieurs étapes qui sont d'ailleurs couplées les unes aux autres :

- 1° L'analyse de la réponse dynamique du massif de sol pour déterminer les contraintes et/ou les déformations provoquées par le séisme.
- 2° La détermination de la vitesse de génération des surpressions interstitielles, en supposant qu'il n'y ait aucun mouvement de l'eau interstitielle.
- 3° L'étude de la diffusion et de la dissipation des surpressions interstitielles ainsi générées.

Pour les mêmes raisons, les modèles de comportement dynamique en contraintes effectives, qui ont été développés (FINN et al., 1976 ; GHABOUSSI et DIKMAN, 1978 ; ZIENKIEWICZ, 1978 ; ISHIHARA, 1980), ne sont guère utilisables dans les calculs aux éléments finis.

### 3.2. Les méthodes pseudostatiques de calcul à la rupture

Ce type de méthode est dérivé de la méthode classique d'analyse de la stabilité statique d'une pente en rupture circulaire. On considère en effet, qu'aux forces volumiques classiques de gravité s'ajoute une force volumique  $\gamma k$  d'intensité constante, destinée à simuler l'effet des forces d'inertie dues au séisme ( $\gamma$  : poids volumique du matériau). Dans cette approche, le séisme est donc entièrement caractérisé par la donnée du vecteur :  $\vec{k} = \vec{a} / g$  où  $\vec{a}$  désigne la densité volumique d'accélération d'inertie. Cette méthode a été introduite par TERZAGHI dès 1950 ; elle fut et demeure encore largement utilisée compte tenu des nombreux développements qui ont été faits en statique (méthode de BISHOP, méthode des perturbations, méthode en rupture non circulaire, ...).

Le vecteur sismique  $\vec{k}$  a deux composantes : le coefficient sismique horizontal  $k_h$ , dont la valeur est prépondérante, le coefficient sismique vertical  $k_v$ , souvent négligé. Les valeurs couramment utilisées pour  $k_h$  vont de 0,05 à 0,15 aux États-Unis et de 0,15 à 0,25 au Japon. Ce choix reste essentiellement empirique, sans être réellement calé sur l'expérience et sur les observations (SEED, 1966a, 1966b, 1969). Le seul moyen de connaître les valeurs des coefficients sismiques réellement à prendre en compte consiste à analyser la stabilité de barrages qui se sont rompus au cours de séismes. SEED (1969) a ainsi montré que pour expliquer la rupture en 1925 du barrage de Sheffield en Californie, pour lequel l'accélération maximale de la base était de 0,15 g, une valeur de  $k_h$  comprise entre 0,1 et 0,17 était suffisante. Cependant, il a calculé que pour des accélérations du sol supérieures, de l'ordre de 0,4 g à 0,5 g, c'est-à-dire typiques des tremblements de terre californiens, un coefficient sismique de 0,3 au minimum était nécessaire. Avec une telle imprécision sur la valeur de  $\vec{k}$  à prendre en compte, la notion même de coefficient de sécurité perd sa signification puisque l'on pourrait avoir des ruptures pour des coefficients de sécurité supérieurs à 1.

On peut bien sûr adopter un point de vue très conservatif en prenant pour  $k_h$  la valeur maximale de l'accélération horizontale dans la pente. SEED (1966) a fait ce calcul par deux méthodes différentes, pour un barrage de 100 m de haut, soumis au tremblement de terre d'El Centro (1940), dont l'accélération maximale à la base était de 0,3 g. Le résultat est présenté à la figure 13. Il montre une grande divergence entre les valeurs classiquement utilisées et les valeurs obtenues par le calcul, ce qui paraît normal puisque l'on a remplacé des accélérations transitoires par des accélérations permanentes prises égales aux accélérations maximales.

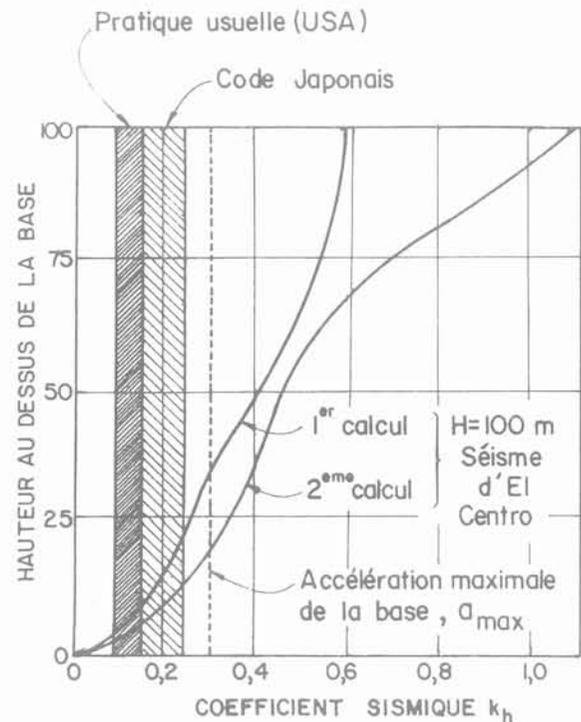


Fig. 13. — Valeurs usuelles et calculées du coefficient sismique.

Dans le domaine des pentes naturelles, TANIGUCHI et SASAKI (1985), qui ont analysé un glissement de terrain de 270 000 m<sup>3</sup> provoqué par le séisme de Naganokon Seibu en 1984 au Japon, ont montré que le coefficient sismique semblait convenablement donné par l'une ou l'autre des deux formules suivantes :

$$k = 0,65 \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k = \frac{1}{3} \left( \frac{a_{\max}}{g} \right)^{1/3}$$

En tout état de cause, l'impossibilité d'évaluer précisément  $k$  en fonction d'un séisme défini constitue le défaut majeur de la méthode pseudostatique.

**3.3. La méthode aux déplacements de NEWMARK (1965)**

NEWMARK a proposé en 1965 une méthode de calcul des déplacements d'une pente soumise à un séisme. La méthode s'applique exclusivement à un sol granulaire sec et homogène. Les déplacements sont supposés se produire parallèlement à la pente selon une cinématique de glissement plan. Le comportement du sol est supposé rigide-plastique, les déplacements ne se produisant que le long de la surface de rupture.

Au cours des cycles, il y a alternativement glissement relatif du sol en surface vers l'aval et entraînement de cette partie dans le mouvement général d'oscillation. Il en résulte par saccades une reptation d'une couche superficielle du sol vers le bas de la pente.

De manière simplifiée, telle que l'a présentée NEWMARK, on peut considérer un accélérogramme en créneaux de temps élémentaire  $t_0$ . Pour une accélération horizontale orientée vers l'amont, il y a glissement lorsque l'accélération  $A \cdot g$  est supérieure à une valeur limite  $A' \cdot g$ , fonction de l'angle  $\theta$  de la pente et de l'angle de frottement interne  $\phi$  :

$$A' = (\cos \theta \cdot \text{tg } \phi + \sin \theta) / (\sin \theta \cdot \text{tg } \phi - \cos \theta)$$

Le déplacement relatif  $\delta$ , à chaque cycle, est obtenu par une double intégration :

$$\delta = \frac{V^2}{2gA'} \left( 1 - \frac{A'}{A} \right)$$

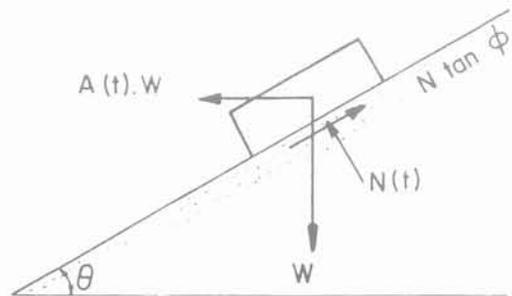
où  $V = Agt_0$ .

La méthode a été vérifiée sur des essais en modèles réduits à la table vibrante qui ont donné des résultats assez satisfaisants (NEWMARK, 1965).

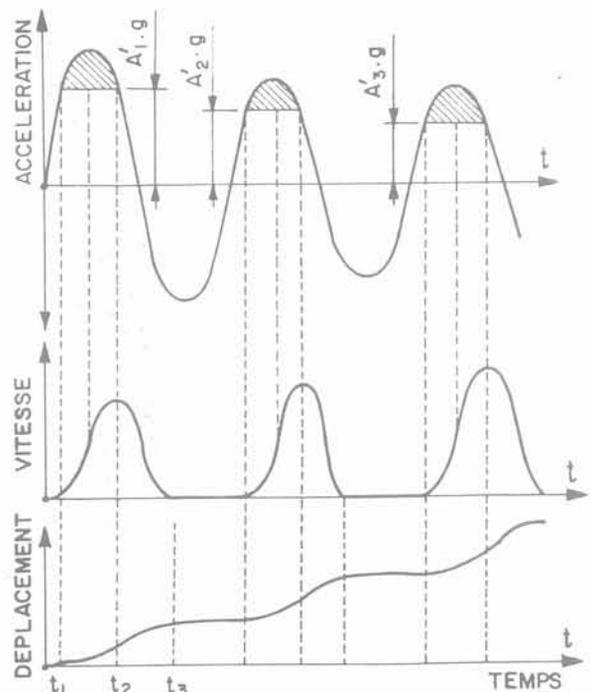
Cette méthode a ensuite été améliorée par GOODMAN et SEED (1966) qui procèdent numériquement à une double intégration sur l'accélérogramme, pour évaluer le déplacement cumulé, et qui tiennent compte d'une éventuelle diminution de la résistance au cisaillement par radoucissement d'un cycle à l'autre, comme indiqué à la figure 14. Ayant réalisé de nombreux essais en modèles réduits, ils font remarquer que la méthode est très sensible à la valeur de l'angle de frottement interne du sol.

MAKDISI et SEED (1978) ont repris la méthode de GOODMAN et SEED (1966) en tenant compte d'une cinématique de rupture circulaire ce qui est une première amélioration sensible par rapport à la méthode de NEWMARK, qui est limitée aux glissements plans parallèles à la pente. En outre, l'accélération utilisée tient compte de la réponse du massif vis-à-vis de l'accélération excitatrice du sol. Les résultats de la méthode sont présentés sous forme d'abaques permettant d'évaluer le déplacement de la zone en glissement en fonction de la magnitude du séisme, du rapport  $\frac{A'}{A}$  de l'accélération limite  $A'g$  à l'accélération maximale de réponse du massif et de la première période propre  $T_0$  des vibrations du massif.

La méthode a été testée sur un calcul a posteriori effectué sur le barrage de Chabot, en Californie, qui fut soumis au tremblement de terre de 1906 (MAKDISI et SEED, 1978). Récemment YZIQUEL et al. (1981) ont appliqué cette méthode au barrage d'Ait Chouarit ( $H = 140$  m) au Maroc. Le déplacement horizontal maximal obtenu a été de 0,82 m pour un cercle de glissement superficiel en tête du talus amont. L'accélération maximale en crête et sur le parement amont était de 0,54 g.



(a) Equilibre du bloc au cours du temps



(b) Double intégration de l'accélérogramme

Fig. 14. — Méthode aux déplacements pour la stabilité dynamique des pentes (NEWMARK, 1965).

### 3.4. La méthode de SEED et les méthodes dérivées

#### 3.4.1. Méthode du chemin de contraintes (SEED, 1966)

Les méthodes pseudostatique et de NEWMARK et celles qui en dérivent font appel à des paramètres de résistance au cisaillement supposés peu variables au cours d'une sollicitation cyclique. Elles sont donc inadaptées au cas des sols saturés en sollicitation cyclique non drainée, sables ou argiles, dans lesquels un déviateur cyclique provoque une accumulation de surpressions interstitielles responsables d'une détérioration notable des caractéristiques de résistance et de déformation à court terme.

SEED (1966) a proposé une méthode de calcul de la stabilité d'un remblai, constitué d'un sol saturé homogène, tenant compte des propriétés particulières de la réponse d'un tel matériau à un chargement dynamique et permettant d'évaluer les déformations et les déplacements du massif sans faire d'hypothèse restrictive sur la cinématique de la rupture. Cette approche a fait depuis 1966 l'objet de divers perfectionnements provenant principalement d'un recours accru aux techniques numériques (éléments finis) et des progrès réalisés en laboratoire dans la connaissance du comportement dynamique des sols saturés. Cependant, la démarche fondamentale reste inchangée.

La méthode fait partie des méthodes dites du « chemin de contraintes », consistant à calculer numériquement les contraintes dans un massif à l'aide d'une loi de comportement appropriée, puis à utiliser ces résultats dans un programme d'essais en laboratoire sur des échantillons représentatifs pour en déduire le champ des déformations.

La succession des opérations est ainsi la suivante :

1° En premier lieu, un calcul, généralement en élasticité non linéaire, fournit les contraintes existant dans le remblai avant séisme, contraintes qui jouent, comme on l'a vu en 2.3.2., un rôle essentiel dans la résistance au cisaillement cyclique non drainée. Les contraintes cycliques apportées par le séisme sont ensuite évaluées en utilisant une loi de comportement viscoélastique linéaire équivalente du matériau. On en déduit en chaque point le nombre  $N$  de cycles sinusoïdaux simulant l'histoire des contraintes cycliques calculées.

2° Par des essais cycliques non drainés sur des échantillons en laboratoire, on obtient la famille de droites du plan de MOHR, d'équation :

$$\tau_r = f(\sigma'_o, N, \varepsilon_r, \tau_o / \sigma'_o)$$

introduite en 2.1. et caractérisant le comportement dynamique du sol.

3° La combinaison des résultats de 1° et de 2° permet alors d'obtenir en tout point les valeurs des déformations principales (notamment  $\varepsilon_1$ ), appelées déformations potentielles car elles ne sont qu'une approximation de la réalité.

La connaissance complète des champs de déformations et de déplacements nécessite des hypothèses complémentaires, à la fois sur la direction des déformations principales et sur l'intégration des déformations (conditions de compatibilité) (LEE, 1974; SERFF et al., 1976).

La stabilité de la pente pendant et après le séisme peut être quantifiée par un coefficient de sécurité dans un calcul classique en rupture circulaire (généralement méthode des tranches), en utilisant les relations précédentes donnant la résistance au cisaillement cyclique non drainée  $\tau_r$ . On y fixe arbitrairement la valeur de  $\varepsilon_r$ , sachant qu'un coefficient de sécurité égal à 1 signifie que, le long de la surface de rupture potentielle, la déformation moyenne est alors égale à  $\varepsilon_r$ . L'interprétation d'un tel coefficient de sécurité reste malgré tout délicate, car le lien avec les déplacements réels du massif est très difficile à établir.

Cette méthode a été testée sur huit barrages ayant subi un séisme (SEED, 1979a). Elle a permis de retrouver a posteriori la bonne tenue ou la rupture des ouvrages étudiés, ainsi que les traits généraux de la cinématique observée. Des études particulièrement détaillées ont été publiées pour les cas du barrage de Sheffield (SEED et al., 1969) et des barrages de San Fernando (SEED et al., 1975). De plus, elle a été largement utilisée pour la prévision du comportement de remblais vis-à-vis de séismes de projet, comme l'indiquent les nombreuses références citées par SEED (1979a).

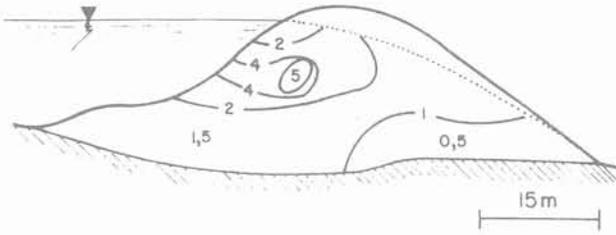
La figure 15 présente les résultats de la méthode dans le cas du barrage Hawkins ( $H \approx 20$  m) en Californie (LEE et ROTH, 1977) : (a) lignes de la déformation potentielle  $\varepsilon_1$ , (b) surfaces de rupture circulaire potentielle et coefficients de sécurité correspondants, (c) déplacements du barrage. Les calculs ont été effectués pour le séisme probable le plus sévère, à savoir :  $M = 8,25$  et  $a_{\max} = 0,42$  g. La rupture du matériau de remblai a été définie pour  $\varepsilon_r = 5\%$ . Il est intéressant de constater que pour une telle valeur de  $\varepsilon_r$ , un coefficient de sécurité de 1,2 correspond à un déplacement maximal de 11,5 cm en crête.

#### 3.4.2. Méthode de seuil (SEED, 1969; LEE, 1974)

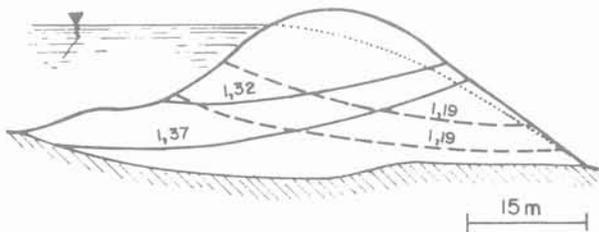
A côté de la méthode du chemin de contraintes telle qu'elle a été exposée précédemment, SEED et al. (1969) ainsi que LEE (1974) ont proposé une méthode de seuil consistant à déterminer les zones d'un barrage où la contrainte globale (statique + dynamique) de cisaillement  $\tau$  est supérieure à la contrainte de seuil  $\tau_f$ .

Une telle méthode a été appliquée par LEE (1974) pour déterminer les domaines de déformations irréversibles supérieures à un seuil donné sous l'effet d'un séisme, et dans ce cas, il utilise comme critère de seuil la famille de droites  $\tau_r = f(\sigma'_o, N, \varepsilon_r, \tau_o / \sigma'_o)$  déterminée par un programme d'essais de cisaillement cyclique. Suivant la valeur retenue pour la déformation  $\varepsilon_r$  à la rupture, on distingue des zonages différents du barrage. On trouvera des illustrations de cette méthode dans LEE et al. (1977) ainsi que dans POST et FLORENTIN (1981) qui présentent une analyse du risque

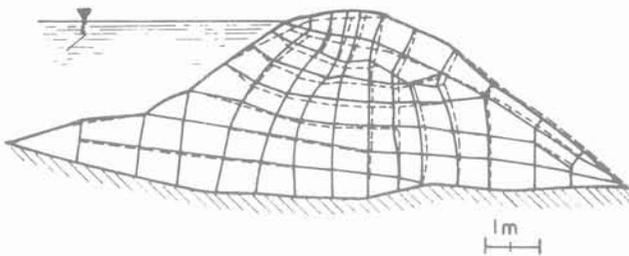
de déformations irréversibles (seuil fixé à  $5 \cdot 10^{-4}$ ) du barrage de Verney ( $H = 43$  m) dans le cas d'une accélération maximale en crête de 0,45 g.



(a) Lignes de déformation (%) potentielle



(b) Surfaces de rupture potentielle



(c) Déplacements du barrage

Fig. 15. — Méthode de SEED appliquée au barrage de Hawkins (LEE et ROTH, 1977).

SEED applique couramment cette méthode depuis 1969 pour l'étude du risque de liquéfaction des barrages construits avec des matériaux sableux. Dans ce cas, la contrainte de seuil est constituée par la résistance à la liquéfaction. La méthode peut être utilisée à la fois pour les risques de liquéfaction dynamique et statique (cf. la note présentée à ces journées par F. BLONDEAU). Il est préférable de procéder par étapes en scindant la sollicitation dynamique en plusieurs sollicitations successives de faible durée, car cela permet de mieux appréhender la cinématique et la propagation de la liquéfaction. La figure 16 montre le résultat d'une telle analyse dans le cas de la rupture du barrage de Sheffield (SEED et al., 1969).

Les méthodes présentées dans ce paragraphe 3.4. ont à la fois une base expérimentale et une base théorique. Leur intérêt est qu'elles sont en général convenablement calées sur des cas réels, même si ceux-ci ne sont

pas très nombreux. Leur inconvénient est qu'elles restent malgré tout approximatives, tant vis-à-vis du comportement dynamique du sol que du développement des déformations au cours du séisme.

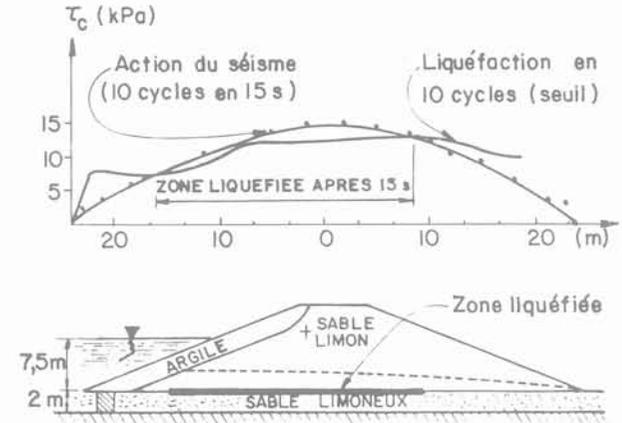


Fig. 16. — Analyse de la liquéfaction dans la rupture du barrage de Sheffield (SEED et al., 1969). Méthode du seuil.

### 3.5. Les méthodes aux déformations par utilisation des éléments finis

La plupart des méthodes précédemment exposées font appel au calcul par éléments finis pour la détermination des contraintes dans les barrages. L'étape ultérieure consisterait à intégrer dans un programme en dynamique une loi de comportement suffisamment représentative sans faire appel à un trop grand nombre de paramètres difficiles à déterminer. Il n'y a encore que peu d'exemples de tels programmes dans la littérature.

## 4. MURS ET SOUTÈNEMENTS

### 4.1. Phénomènes et mécanismes pour un mur de soutènement sous séisme

Parmi les études qui ont mis en évidence les phénomènes et les déformations rencontrés lors d'une sollicitation sismique s'exerçant sur un mur de soutènement, il faut signaler les synthèses faites par PRAKASH (1981) et par AUBRY et CHOUVET (1985). Elles montrent qu'en dehors des murs-poids rigides, peu d'expérimentations ont été faites sur les autres ouvrages de soutènement. Récemment, des recherches ont été entreprises sur le comportement aux séismes des ouvrages en terre armée afin d'en améliorer les méthodes de dimensionnement et d'en mieux comprendre le comportement (BASTICK et SCHLOSSER, 1985).

D'une façon générale l'effet de la sollicitation sismique sur un mur-poids est caractérisé par un déplacement par à-coups, dont les composantes sont une translation horizontale du mur ainsi qu'une rotation autour de la

base, vers l'extérieur. Il y a toujours un coin de remblai solidaire du mur et il se crée à l'amont du mur une surface de rupture plane, dont l'inclinaison sur l'horizontale est plus faible que lors d'une rupture statique, cette inclinaison diminuant d'ailleurs avec l'importance de la sollicitation sismique (SEED et WHITMAN, 1970; MURPHY, 1960; AUBRY et CHOUVET, 1985). La figure 17 illustre ce comportement dans le cas d'un essai sur modèle réduit (MURPHY, 1960).

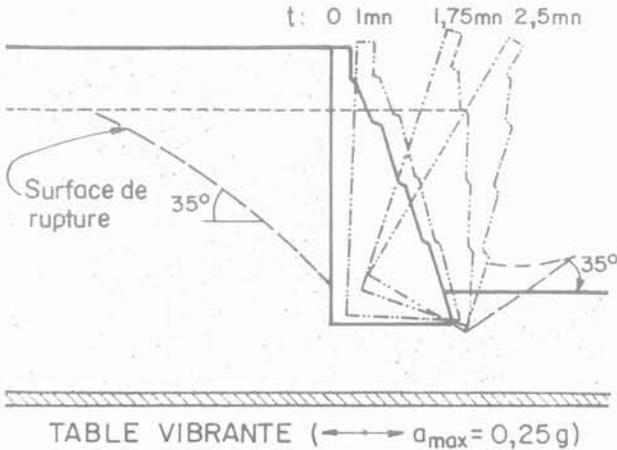


Fig. 17. — Cinématique de la rupture d'un modèle réduit de mur-poids dans un essai à la table vibrante (d'après MURPHY, 1960).

Bien que la cinématique de la rupture varie suivant le type d'ouvrages de soutènement, il se dégage le fait que l'inertie de l'ouvrage est un facteur important dans le comportement. Ce point est parfaitement illustré par la figure 18 (AUBRY et CHOUVET, 1985) qui montre le déplacement horizontal de deux murs-poids d'inerties différentes soumis à la même sollicitation dynamique (modèles réduits bidimensionnels). Il avait été omis dans les premières méthodes de dimensionnement proposées dans le rapport général de SEED et WHITMAN (1970), méthodes qui reposaient principalement sur la prise en compte de l'effort de poussée dynamique. Un pas important a été franchi avec l'apport de RICHARDS et ELMS (1979), qui ont proposé, dans l'esprit de la méthode de NEWMARK, de calculer le déplacement de translation du mur sur sa base, faisant de ce fait intervenir l'inertie de celui-ci.

Schématiquement, le mécanisme de la translation horizontale est le suivant, en remarquant que les forces de poussée et de butée dynamique sont respectivement plus forte et plus faible que les forces statiques. Lors d'un cycle, la somme des efforts exercés sur le parement du mur et sur sa base évolue entre deux extrêmes comme l'indique la figure 19 qui montre la variation de cette somme  $S$  d'efforts en fonction du déplacement horizontal du mur. L'équation simplifiée du mouvement est alors :

$$M \cdot \ddot{x} = S(x) - M \cdot \ddot{x}_e$$

où  $M$  représente la masse du mur,  $\ddot{x}_e$  l'accélération de la base, et  $\ddot{x}$  l'accélération relative. Le mouvement de translation peut, sous de fortes sollicitations, être représenté par une succession de boucles, comme le montre la même figure.

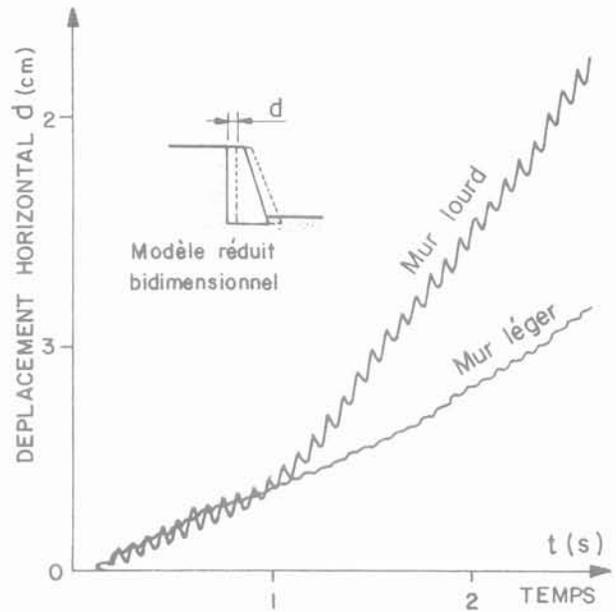


Fig. 18. — Influence de l'inertie sur le déplacement de murs en modèle réduit bidimensionnel à la table vibrante (d'après AUBRY et CHOUVET, 1985).

On peut faire les mêmes remarques en ce qui concerne le phénomène et le mécanisme de rotation du mur autour de sa base. L'inertie joue un rôle important sur l'amplitude de la rotation et il est possible de développer des modèles élastoplastiques pour expliquer le mécanisme.

Le mouvement de translation relatif entre le mur et le remblai a un effet important sur l'amplitude de la poussée dynamique. Le mouvement global de rotation influence par contre très directement la distribution des pressions dynamiques et tout particulièrement le point d'application de la résultante.

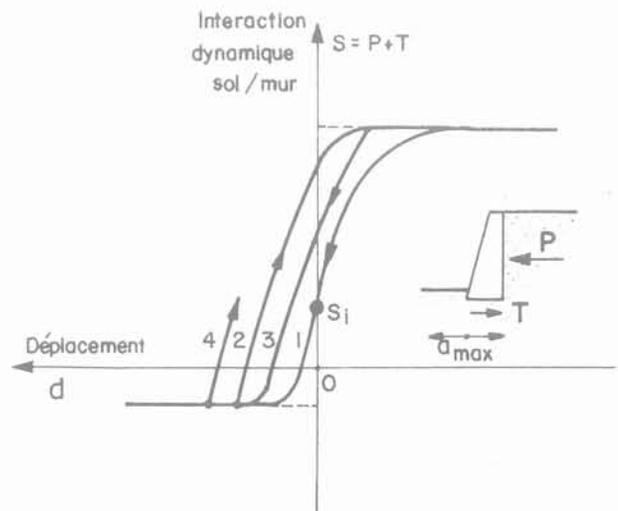


Fig. 19. — Mécanisme de la translation horizontale d'un mur soumis à des vibrations horizontales.

Dans la pratique la zone influencée par le déplacement d'un mur soumis à l'effet d'un séisme est beaucoup plus grande que celle intéressée par le coin de Coulomb statique, ce qui peut avoir une incidence sur des ouvrages édifiés à proximité. En outre, il faut savoir qu'après un séisme, la poussée statique s'exerçant sur le mur est supérieure à ce qu'elle était auparavant, jusqu'à 30 % d'après NADIM et WHITMAN (1983).

Nous étudierons les deux principales contributions au dimensionnement des murs, d'une part la méthode pseudostatique de MONONOBE-OKABE (1929) pour l'évaluation de la poussée dynamique maximale, d'autre part la méthode de RICHARDS et ELMS (1979) pour l'évaluation des déplacements de translation du mur.

Nous ne traiterons pas le cas où il y a de l'eau derrière le mur, c'est-à-dire le cas où se développent des surpressions interstitielles dans le remblai sous l'effet du séisme. Il n'y a d'ailleurs pratiquement pas de publications à ce sujet, mais l'on peut penser que les méthodes propres à l'étude de la stabilité des pentes saturées sont applicables dans ce cas (par exemple stabilité vis-à-vis de la liquéfaction cyclique).

**4.2. Méthode de MONONOBE-OKABE (1929)**

La méthode de MONONOBE-OKABE (1929) constitue une extension au cas des murs sous séisme, du calcul de la poussée statique de Coulomb. Elle est limitée à des remblais rigides-plastiques, secs et sans cohésion. MONONOBE et OKABE ont proposé de prendre en compte l'action du séisme par une densité volumique de forces  $\gamma k$  (identique à celle introduite précédemment dans la méthode pseudostatique en stabilité des pentes). Il s'agissait là des premiers calculs pseudostatiques en mécanique des sols. Comme dans le calcul classique de Coulomb, on étudie l'équilibre d'un coin en arrière du mur (fig. 20) et on détermine l'effort exercé par le coin sur le mur, c'est-à-dire la poussée dynamique, en minimisant sa valeur par rapport à l'angle  $\alpha$  d'inclinaison du coin sur l'horizontale, ce qui donne l'expression :

$$(Pa)_{dyn} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 \pm k_v) \cdot (Ka)_{dyn}$$

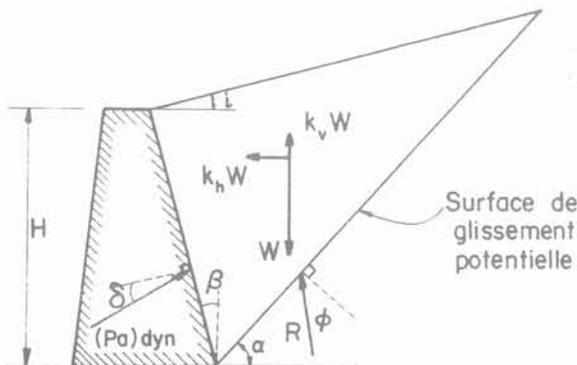


Fig. 20. — Forces prises en compte pour l'équilibre du coin. Méthode pseudostatique de MONONOBE-OKABE (1929).

avec :

$$(Ka)_{dyn} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left\{ 1 + \left( \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)} \right)^{\frac{1}{2}} \right\}^2}$$

Les notations utilisées dans ces formules sont les suivantes :

$k_h$  : accélération horizontale

$k_v$  : accélération verticale

$$\theta : \text{Arctg} \left( \frac{k_h}{1 \pm k_v} \right)$$

$\gamma$  : poids volumique du sol

H : hauteur du mur

$\phi$  : angle de frottement interne

$\delta$  : angle de frottement mur/sol

i : angle du remblai derrière le mur

$\beta$  : angle de la face interne du mur avec la verticale

SEED et WHITMAN (1970) ont étudié le rôle de ces divers paramètres sur la valeur calculée de  $(Pa)_{dyn}$ , laquelle s'avère fortement croissante en fonction de  $k_h$ , i et  $\phi$ , mais peu affectée par les variations de  $\delta$  et de  $k_v$ . Des abaques ont été dressés par ces mêmes auteurs.

La détermination de la valeur du coefficient  $k_h$  pour le dimensionnement d'un mur est, comme en stabilité dynamique des pentes, un problème non complètement résolu et pour lequel les choix sont en fait très arbitraires. Les valeurs de  $k_h$  varient généralement de 0,1 à 0,3, selon les pays, la zone sismique et les conditions de la fondation de l'ouvrage.

De très nombreux essais sur modèles réduits ont été effectués depuis 1929 et ont montré une assez bonne concordance entre la poussée maximale mesurée sur le parement et la poussée théorique calculée avec un coefficient sismique k égal à l'accélération maximale  $a_{max}$  de la base. La liste complète des publications sur ces essais a été fournie par PRAKASH (1981). Cependant, dans une publication récente, AUBRY et CHOUVET (1985) ont montré par des calculs aux éléments finis reposant sur la loi sophistiquée de HUIJEU (1985), et utilisant l'accélérogramme mesuré à la base de leur modèle expérimental de SCHNEEBELI, que la théorie de MONONOBE-OKABE pourrait très sensiblement sous-estimer l'effort dynamique maximal si la phase de plus forte sollicitation était précédée d'un certain nombre de phases de sollicitations moyennes ou faibles.

Il convient malgré tout d'être extrêmement prudent à l'égard des résultats quantitatifs fournis par les modèles réduits, qui ne respectent aucunement les lois de similitude du comportement dynamique des sols. Les effets de conditions aux limites, différentes de celles des ouvrages réels, s'ajoutent à ce non-respect des lois de similitude pour donner des coefficients d'amplification (rapport de l'accélération en tête à l'accélération de la base) supérieurs au cas des ouvrages réels comme le montre la note de M. BASTICK présentée à la suite de ce rapport général.

PRAKASH et SARAN (1966) ont proposé une extension de la méthode de MONONOBE-OKABE aux sols cohérents. Par analogie avec la poussée statique, ces

auteurs expriment la poussée dynamique sous la forme suivante :

$$P_{\text{dyn}} = \gamma H^2 \cdot (N_{a\gamma})_{\text{dyn}} + qH \cdot (N_{aq})_{\text{dyn}} - cH \cdot (N_{ac})_{\text{dyn}}$$

dans laquelle les coefficients  $(N_{a\gamma})_{\text{dyn}}$ ,  $(N_{aq})_{\text{dyn}}$  et  $(N_{ac})_{\text{dyn}}$  dépendent de  $\Phi$ ,  $\gamma$ ,  $\beta$  et  $k$ . Chacun de ces coefficients est exprimé par le rapport  $\lambda_i$  de la valeur dynamique à la valeur statique. Le coefficient  $(N_{ac})_{\text{dyn}}$  a la même valeur que le coefficient statique correspondant qui, pour  $\beta = 0$ , est égal à  $2\sqrt{Ka}$ . Les rapports  $\lambda_i$  relatifs aux coefficients  $(N_{a\gamma})_{\text{dyn}}$  et  $(N_{aq})_{\text{dyn}}$  sont très voisins de telle sorte qu'un seul rapport  $\lambda$  est suffisant pour déterminer complètement la poussée dynamique maximale. Un abaque donnant les valeurs de  $\lambda$  en fonction de l'angle de frottement interne  $\Phi$  et du coefficient sismique  $k_h$  est présenté à la figure 21.

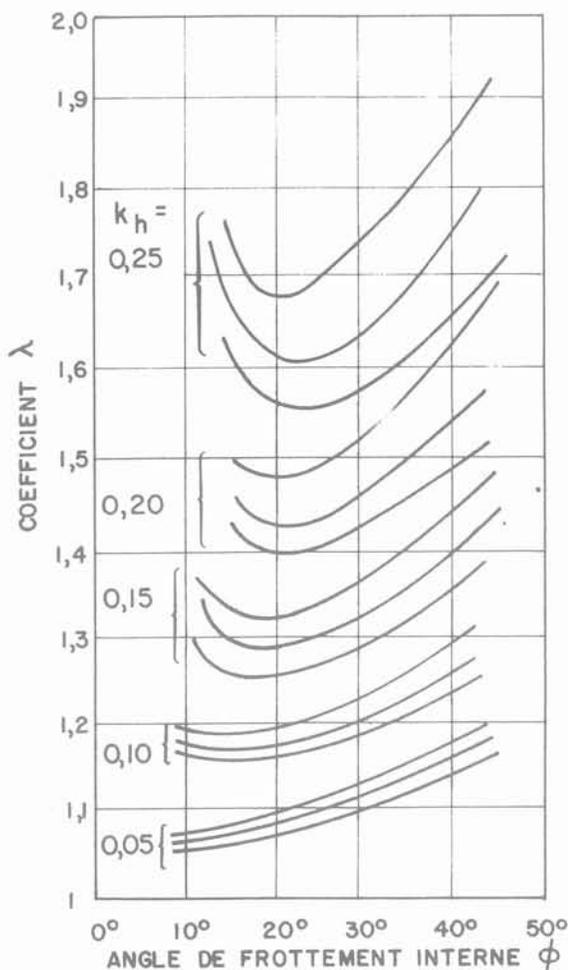


Fig. 21. — Abaque pour la prise en compte d'une cohésion du sol dans la méthode pseudostatique de Mononobe-Okabe (PRAKASH et SARAN, 1966).

Comme dans la théorie de Coulomb, la méthode de MONONOBE-OKABE calcule l'intensité de la poussée dynamique totale, mais ne donne aucune indication sur son point d'application. Cette question s'avère être très controversée dans la littérature. D'après une étude théorique de PRAKASH et BASAVANNA (1969), la hauteur du point d'application de la résultante au-dessus de la base passe de  $0,4H$  à  $0,5H$  lorsque le coefficient sismi-

que  $k_h$  varie entre  $0,1$  et  $0,3$ . Une autre étude théorique (WOODS, 1975), reposant sur l'hypothèse d'un sol élastique, indique un point d'application à mi-hauteur. L'étude par éléments finis de AUBRY et CHOUVET (1985) place ce point légèrement au-dessus de  $H/3$ .

Beaucoup d'auteurs et notamment la plupart des expérimentateurs séparent la poussée dynamique en une composante statique, correspondant à la poussée active classique, et un incrément dynamique. MATSUI (1941) et JACOBSEN (1951) indiquent, d'après les résultats de leurs essais, un point d'application de l'incrément dynamique à  $2H/3$  au-dessus de la base, valeur communément admise (SEED et WHITMAN, 1970). NANDKUMARAN (1973) indique que pour un mur flexible, le point d'application de cet incrément dynamique est plus haut que pour un mur rigide ( $0,55H$  au lieu de  $0,45H$ ).

WHITMAN (1979) a montré que la rotation du mur avait une influence très grande sur la position du point d'application de la poussée dynamique. C'est ainsi que, durant les vibrations, ce point d'application varie généralement. Lorsque le mur ne s'incline pas et que le remblai se comporte plus ou moins élastiquement, la résultante passe dans la partie haute du mur. Mais dès que le mur commence à s'incliner vers l'extérieur, le point d'application de cette force descend dans le tiers inférieur. Lorsque la rotation se ralentit et s'arrête, la poussée dynamique repasse alors au-dessus du tiers inférieur et y reste jusqu'à la prochaine rotation vers l'extérieur.

Très peu de recherches et de publications concernent la butée dynamique. Physiquement, il est clair que la butée dynamique doit être inférieure à la butée statique. L'application de la méthode de MONONOBE-OKABE, avec un coefficient sismique vertical  $k_v$  ascendant, donne une valeur de cette grandeur. Cependant, aucune expérimentation d'envergure n'a permis d'en vérifier la validité.

Toute la difficulté du dimensionnement d'un mur consiste à savoir quelle poussée prendre en compte dans le dimensionnement par rapport à la valeur maximale qui est développée au cours du séisme. La réponse est en grande partie fournie par les méthodes aux déplacements qui s'inspirent à nouveau de la méthode de NEWMARK.

### 4.3. Méthode aux déplacements de RICHARDS et ELMS (1979)

#### 4.3.1. Exposé de la méthode

Considéré d'un point de vue strictement pseudostatique, le dimensionnement d'un mur de soutènement pourrait être réalisé de façon à ce que les forces motrices horizontales, tendant au déplacement du mur, soient inférieures ou égales aux forces résistantes, et qu'ainsi il n'y ait aucun déplacement du mur. RICHARDS et ELMS (1979) ont montré qu'un tel dimensionnement serait prohibitif, car la grande influence de l'inertie du mur conduit systématiquement à un déplacement, pour les ouvrages habituels soumis à un séisme. Il est ainsi nécessaire de développer un dimensionnement aux déplacements et, s'inspirant des travaux de NEWMARK, RICHARDS et ELMS ont pro-

posé une méthode pour calculer un mur-poids aux séismes en fonction d'un déplacement de translation admissible. Ces auteurs se limitent à une cinématique de glissement sur la base. Ils étudient le mouvement du mur sous l'action des forces dynamiques (poussée dynamique évaluée par la méthode de MONONOBE-OKABE, forces d'inertie), de son poids et du frottement sur le sol de fondation.

Comme dans la méthode de NEWMARK, le déplacement de translation du mur, occasionné par le séisme, est calculé par double intégration de l'accélérogramme de projet lorsque l'accélération de la base excède l'accélération limite  $k_l \cdot g$  supportée sans glissement par le mur. Pour un mur usuel, la valeur de  $k_l$  est de l'ordre de 0,1.

A partir des travaux de FRANKLIN et CHANG (1977) qui ont exploité un grand nombre d'accélérogrammes réels, il est possible de calculer le déplacement du mur en fonction de  $k_l$ , précédemment défini, de  $a_{max}$  et de  $V$ , respectivement accélération et vitesse maximales de la base au cours du séisme, par la formule empirique suivante, exprimée dans le Système International :

$$d = 8,7 \cdot 10^{-4} \frac{V^2}{a_{max}} \left[ \frac{k_l \cdot g}{a_{max}} \right]^{-4} \quad (m)$$

La procédure de dimensionnement proposée par RICHARDS et ELMS est alors la suivante :

- 1° On fixe la valeur  $d_a$  du déplacement admissible ;
- 2° On déduit de la formule précédente la valeur  $k_l \cdot g$  de l'accélération que le mur doit supporter sans glissement ;
- 3° On calcule le poids du mur permettant de mobiliser un frottement sur la base suffisant pour équilibrer à la fois la poussée dynamique et la force d'inertie agissant sur le mur, calculées pour un coefficient sismique  $k_l$ .

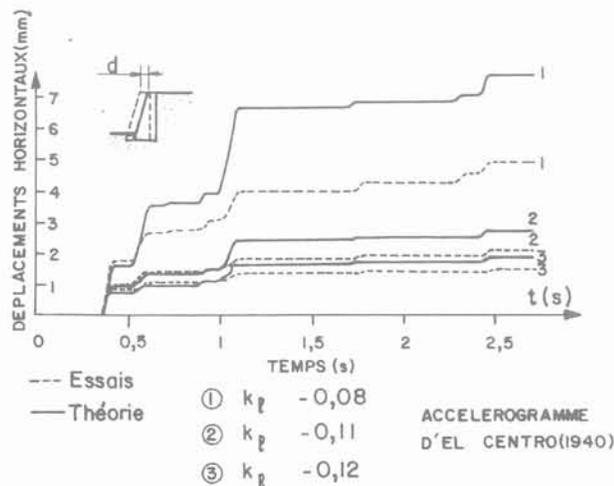


Fig. 22. — Comparaison entre les déplacements sismiques horizontaux de murs, calculés et mesurés en modèles réduits (LAI et BERRILL, 1979).

Autrement dit, cette méthode revient à dimensionner le mur pour qu'il y ait équilibre des forces dynamiques agissant sur lui au cours d'un séisme plus faible que le séisme de projet, séisme caractérisé par le coefficient sismique  $k_l$  calculé en fonction du déplacement admissible  $d_a$ .

LAI et BERRILL (1979) ont réalisés des modèles réduits de mur qu'ils ont soumis, par l'intermédiaire d'une table vibrante, à des accélérogrammes réels. La figure 22 permet de comparer les déplacements mesurés à ceux prédits par la théorie de RICHARDS et ELMS pour trois murs-poids d'accéléérations limites  $k_l \cdot g$  différentes. Les déplacements calculés surestiment légèrement les déplacements mesurés, mais dans l'ensemble la concordance est satisfaisante, ce qui là encore doit être considéré avec prudence compte tenu des limitations déjà mentionnées des modèles réduits.

### 4.3.2. Critiques et perfectionnements

Cette méthode a le mérite de proposer une démarche logique pour le dimensionnement des murs-poids sous séisme et a constitué, dans ce domaine, un progrès sensible. Cependant, elle reste schématique ; aussi divers auteurs y ont-ils apporté des perfectionnements.

Critiquant l'hypothèse d'un comportement rigide-plastique du sol, NADIM et WHITMAN (1983) ont montré que l'amplification du mouvement dans le remblai pouvait accentuer notablement l'amplitude des déplacements permanents du mur, si le rapport de la fréquence dominante de l'excitation de la base à la fréquence fondamentale du remblai excédait 0,3. Ils ont proposé une amélioration simple de la méthode de RICHARDS et ELMS pour tenir compte de ce phénomène, consistant à majorer  $V$  et  $a_{max}$ , vitesse et accélération maximales du séisme prises en compte dans le dimensionnement, en fonction de la valeur de ce rapport de fréquences.

ZARRABI (1979) a pris en considération l'accélération verticale du coin en glissement en arrière du mur, qui résulte de l'accélération horizontale de cette masse. Les modifications qu'il apporte à la méthode, conduisent à des déplacements légèrement plus faibles que ceux prévus par RICHARDS et ELMS.

Mais la principale limitation de la méthode de RICHARDS et ELMS résulte du caractère très restrictif de la cinématique retenue pour le mur (translation pure). En effet, à partir d'essais en modèle réduit de murs-poids, AUBRY et CHOUVET (1985) observent que la méthode de RICHARDS et ELMS ne donne des résultats satisfaisants que pour les sollicitations modérées, tant que le mouvement de rotation reste faible. En revanche, pour des sollicitations plus fortes, la rotation ne peut plus être négligée et conduit à des déplacements de la tête du mur considérablement supérieurs à ceux prévus par le calcul de RICHARDS et ELMS. Une meilleure prise en compte de la complexité de la cinématique semble donc nécessaire.

En fait, la prédiction de la rotation du mur lors du séisme constitue une tâche difficile que peu d'auteurs ont abordée jusqu'à ce jour. PRAKASH et al. (1981) découplent le mouvement de rotation de celui de

translation et écrivent l'équation des moments autour de l'arête interne de la base du mur, équation qu'ils résolvent numériquement. Les difficultés majeures de ce type d'approche consistent à évaluer correctement la contribution des forces dynamiques de poussée et de butée, conditionnée en particulier par la position des points d'application de ces forces, et celle de la réaction du mur sur le sol de fondation.

#### 4.4. Cas particuliers des murs en terre armée

##### 4.4.1. Phénomènes dynamiques dans les murs en terre armée

On rencontre de nombreux ouvrages en terre armée dans les zones de forte sismicité, d'une part en raison de l'expansion considérable qu'a prise cette technique, et d'autre part en raison des performances très satisfaisantes de ce type de structures vis-à-vis de la sollicitation sismique. Aussi des recherches importantes ont-elles été entreprises pour affiner la compréhension du comportement dynamique des murs en terre armée et déboucher sur des méthodes de dimensionnement tenant compte de leurs spécificités.

Comme pour les autres types d'ouvrages de soutènement soumis à des séismes, le dimensionnement doit prendre en compte le risque de glissement sur la base sous l'action de la poussée dynamique du remblai. Mais dans les murs en terre armée, le séisme peut également mettre en cause la stabilité interne de l'ouvrage en affectant directement la structure même du mur. La compréhension de ce phénomène est donc de toute première importance.

Les premiers pas dans cette direction ont été faits par RICHARDSON et LEE (1974), qui ont étudié qualitativement le comportement de modèles réduits de murs en terre armée à la table vibrante. Ils ont mis en évidence deux effets majeurs du séisme sur ces ouvrages.

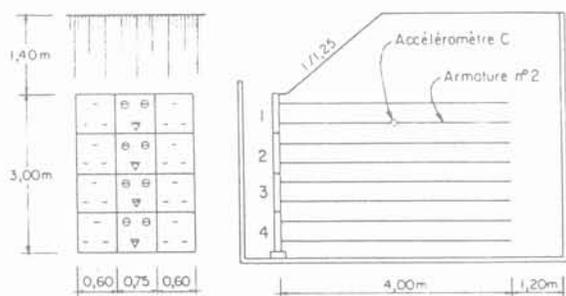


Fig. 23a. — Modèle à l'échelle 1/2 sur table vibrante.

La sollicitation sismique augmente les tractions maximales dans les armatures qui peuvent casser au cours du chargement. On observe alors une rupture brutale de l'ouvrage. On constate également une diminution de l'adhérence terre-armature pouvant entraîner des déplacements importants du parement qui s'arrêtent à la fin de la sollicitation.

Ces deux effets défavorables de la sollicitation sismique se superposent pour diminuer la stabilité interne du mur. Comme on l'a vu, en raison du non-respect des lois de similitude, les essais à la table vibrante en modèles réduits ne peuvent malheureusement pas fournir d'indications quantitatives sur ces phénomènes. La connaissance provient donc d'essais en vraie grandeur, de modèles faiblement réduits et de calculs numériques en éléments finis. On présente dans la suite les principaux acquis des recherches dans ce domaine et leur application aux méthodes de dimensionnement, dont on trouvera une étude plus détaillée dans BASTICK et SCHLOSSER (1985).

##### 4.4.2. Stabilité interne d'un mur en terre armée sous séisme

###### EFFET D'UN SÉISME SUR LES TRACTIONS DANS LES ARMATURES

La connaissance des efforts dynamiques s'exerçant sur les armatures au cours du séisme est essentielle pour l'évaluation des risques de rupture par cassure ou défaut d'adhérence.

CHIDA (1980) a réalisé de remarquables essais à la table vibrante sur des modèles de murs en terre armée à l'échelle 1/2 dans une gamme de fréquences de 2 à 7 Hz qui ont permis de juger des modifications quantitatives apportées par un séisme à la distribution statique des tractions en fonction de la distance au parement. Les résultats ainsi qu'un schéma du modèle utilisé sont présentés à la figure 23.

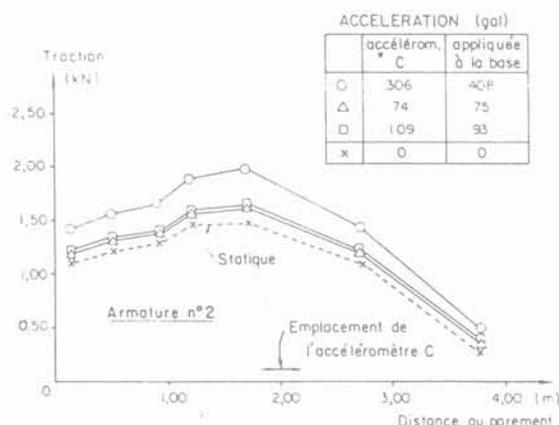


Fig. 23b. — Traction mesurée dans l'armature n° 2 pour divers cas de charges dynamiques.

Fig. 23. — Essais sur table vibrante d'un modèle à l'échelle 1/2 (CHIDA, 1980).

Au cours de la sollicitation cyclique, on constate que les tractions de plus forte intensité sont obtenues en superposant aux valeurs statiques un incrément dynamique variant peu avec la distance au parement et dont le maximum se situe au voisinage de 0,5 H. Le lieu des tractions maximales qui délimite la zone active à prendre en compte en dynamique se trouve ainsi légèrement repoussé en arrière. On considère généralement une variation affine de la largeur D de cette zone en fonction de l'accélération horizontale maximale  $a_{\max}$  selon la formule :

$$D = (0,3 + a_{\max}/2g) \cdot H$$

qui redonne en particulier la valeur classique  $D = 0,3 H$  dans le cas statique.

Des calculs numériques en éléments finis à l'aide du programme *SUPERFLUSH* ont permis de retrouver les résultats expérimentaux de CHIDA. Une description détaillée de *SUPERFLUSH* est présentée dans la note de M. BASTICK jointe à ce rapport général.

Pour le calcul des tractions dynamiques maximales, on prend en compte une force pseudostatique égale à la valeur maximale de la force d'inertie agissant sur la nouvelle zone active, ce qui conduit à la formule :

$$E'_1 = 0,225 \gamma H^2 a_{\max}/g (1 + 5/3 \cdot a_{\max}/g)$$

#### FROTTEMENT DYNAMIQUE TERRE-ARMATURE

En 1979, MURRAY et al. ont expliqué la réduction de ce coefficient dans le cas d'armatures lisses par la diminution de la contrainte verticale instantanée s'exerçant sur ces armatures provoquée par les ondes d'accélération verticale. L'exploitation des résultats du mur expérimental de Millville en Virginie (1983) a permis de quantifier cette perte d'adhérence dans le cas d'armatures nervurées. Le rapport  $\mu_d^*/\mu_s^*$  du coefficient de frottement apparent dynamique au coefficient de frottement apparent statique variait très peu autour de 0,8.

#### 4.4.3. Dimensionnement externe d'un mur en terre armée sous séisme

L'analyse de la stabilité externe sous séisme des murs en terre armée qui implique la prise en compte dans l'étude de l'équilibre du mur de l'interaction dynamique entre le mur, sa base et le remblai est restée très classique et simplifiée. Elle se limite à un calcul pseudostatique.

Comme dans le cas d'un mur classique, il est nécessaire de faire intervenir une poussée dynamique sur le mur supérieure à la poussée statique initiale. Elle est calculée par la formule de MONONOBE-OKABE, simplifiée par SEED et WHITMAN (1970) sous la forme :

$$(P_a)_{\text{dyn}} = 0,375 \gamma H^2 \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

Les murs en terre armée mettant en jeu une masse considérable, la force d'inertie agissant sur l'ouvrage de soutènement joue un rôle essentiel et même prépondérant. Cependant, elle est difficile à évaluer, car son

intensité dépend dans une large mesure de la flexibilité du massif armé.

En raison de cette flexibilité, la force d'inertie et la poussée dynamique à l'arrière du mur n'atteignent pas simultanément leurs maxima au cours de la sollicitation sismique, ce qui complique sensiblement le calcul pseudostatique. Dans un document interne de la société Terre Armée, SEED a proposé de retenir la valeur suivante pour la somme  $S_{\text{dyn}}$  de ces actions :

$$S_{\text{dyn}} = 0,7 \gamma H^2 a_{\max}/g.$$

#### 4.4.4. Comportement des ouvrages réels

Il n'existe pas d'exemple d'ouvrage en terre armée qui, soumis à un tremblement de terre, ait subi des désordres notables. Le cas du séisme de Liège (Belgique) en 1983, caractérisé par des accélérations maximales  $a_{\max}$  de 0,15 g à 0,2 g est particulièrement frappant. En comparant des mesures réalisées peu de temps avant le séisme et après celui-ci, on a pu vérifier que les déplacements subis par le mur de Jemeppe ( $H \simeq 6$  m), placé à quelques kilomètres de l'épicentre, restaient inférieurs à 5 mm. A titre de comparaison, la dalle supérieure d'un garage situé à proximité s'était déplacée de plusieurs centimètres.

Par ailleurs, il est remarquable que ce mur n'avait pas fait l'objet d'un calcul au séisme. Les coefficients de sécurité utilisés pour un dimensionnement statique paraissent donc suffisants pour se prémunir contre les effets d'un séisme dont l'accélération maximale n'excède pas 0,2 g.

## 5. CONCLUSION

Dans la réponse des pentes et des ouvrages de soutènement aux séismes, la nature dynamique de la sollicitation joue un rôle essentiel. Elle met en jeu des phénomènes spécifiques, dont l'étude en laboratoire et la prise en compte dans le dimensionnement requièrent des traitements souvent plus complexes que dans le cas statique. L'une et l'autre ont fait des progrès considérables durant les vingt dernières années. L'état des connaissances qui vient d'être dressé permet de dégager les conclusions suivantes :

### 5.1. Comportement dynamique des sols

**5.1.1.** La plupart des aspects majeurs du comportement dynamique des sols semblent avoir été mis en évidence. Cependant, certains points importants restent à approfondir.

**5.1.2.** Dans le domaine des sols grenus, le cas particulier des sables effondrables met en jeu le phénomène de déformation d'écoulement dont les effets peuvent être aussi redoutables que ceux de la liquéfaction cyclique. Une méthode de caractérisation in situ de ce type de matériau fait actuellement défaut.

**5.1.3.** Toujours pour les sables, les travaux récents de VAID, CHERN et FINN ont permis de clarifier la question controversée de l'influence d'un cisaillement initial

sur la résistance au cisaillement cyclique non drainée. Comme le montrent ces auteurs, les résultats des recherches effectuées dans ce domaine concordent, à condition de comparer la réponse de matériaux de même densité.

**5.1.4.** Dans le domaine des sols fins, le comportement des argiles normalement consolidées sous chargement cyclique présente des analogies marquées avec celui des sables. En particulier, on retrouve la validité de la courbe intrinsèque déterminée en statique et le rôle prépondérant des surpressions interstitielles. En revanche, les argiles fortement surconsolidées semblent présenter un comportement à la rupture du type fatigue, encore incomplètement clarifié.

**5.1.5.** Pour les argiles, comme pour les sables, la prévision des surpressions interstitielles reste délicate car les paramètres qui influent sur la génération et la dissipation de ces dernières sont nombreux. De plus, une solution rigoureuse de ce problème doit prendre en compte le couplage volumique qui existe entre le squelette solide et le fluide interstitiel. Aussi la plupart des critères de résistance utilisés reposent-ils sur une analyse de la réponse dynamique en contraintes totales.

## 5.2. Comportement des ouvrages (modèles réduits)

Plus encore qu'en statique, le non-respect des lois de similitudes réduit considérablement le volume d'informations qu'il est possible de tirer des essais en modèles réduits. Il faut être prudent et se contenter d'indications qualitatives, ce qui fait que la validité d'une méthode de dimensionnement donnée ne peut en général être testée que par des essais sur modèles faiblement réduits ou par des observations sur des ouvrages réels.

## 5.3. Dimensionnement des ouvrages

**5.3.1.** Les études phénoménologiques réalisées sur échantillons homogènes de sols ou sur modèles réduits d'ouvrages ont permis peu à peu l'élaboration de méthodes de dimensionnement prenant en compte le caractère dynamique de la sollicitation et devant, à terme, remplacer les méthodes pseudostatiques.

**5.3.2.** Dans le domaine des pentes, les approches inspirées de la méthode du chemin de contraintes ainsi que les méthodes de seuil se sont avérées très fructueuses, à la fois pour la prévision des déplacements provoqués dans le massif par le séisme et pour la prise en compte du risque de liquéfaction. Ces méthodes ont permis d'interpréter qualitativement et quantitativement le comportement d'ouvrages réels ayant été soumis à des séismes dans des cas où la méthode pseudostatique s'était avérée inadaptée.

Ces analyses restent néanmoins simplifiées. Le calcul des contraintes est le plus souvent effectué au moyen de lois de comportement (par exemple viscoélasticité linéaire équivalente) ne prenant en compte que certains aspects du comportement réel. En particulier, la prévision des déplacements et l'évaluation du risque de

liquéfaction sont découplées du calcul des contraintes, ce qui demeure physiquement peu satisfaisant.

**5.3.3.** Dans le domaine des ouvrages de soutènement, peu de recherches ont été effectuées en dehors des murs-poids et des murs en terre armée.

De façon générale, analyses théoriques et essais en modèles réduits ont mis en évidence le rôle essentiel de l'inertie de l'ouvrage sur l'amplitude des déplacements provoqués par le séisme. Des méthodes de calcul prenant en compte la cinématique de translation par à-coups d'un mur-poids sous séisme ont été développées pour dimensionner ce type d'ouvrage à partir de la donnée arbitraire d'une translation admissible. Il faut déplorer que peu d'auteurs aient tenté de prendre en compte une cinématique plus complète incluant la possibilité de rotation du mur.

Les recherches sur les murs en terre armée ont permis d'étudier, et de prendre en compte dans le dimensionnement, la stabilité interne de la structure, ce qui s'avère un élément essentiel pour tous les types d'ouvrages de soutènement complexes.

## BIBLIOGRAPHIE

- ANDERSEN K.H. (1976), *Behaviour of Clay Subjected to Undrained Cyclic Loading*, First International Conference on Behaviour of Offshore Structures, vol. I, pp. 392-403.
- AUBRY D., CHOUVET D. (1985), *Calcul Sismique des Murs de Soutènement*, Génie Parasismique, chap. VIII-3, Presses de l'E.N.P.C., Paris.
- BASTICK M., SCHLOSSER F. (1986), *Comportement et Dimensionnement Dynamiques des Ouvrages en Terre Armée*, 1<sup>er</sup> Colloque National de Génie Parasismique, Association Française du Génie Parasismique.
- BHATIA S. (1980), *The Verification of Relationships for Effective Stress Method to Evaluate Liquefaction Potential of Saturated Sands*, Ph. D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver.
- CASTRO G. (1975), *Liquefaction and Cyclic Mobility of Saturated Sands*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. CI, n° GT6.
- CHIDA S., MINAMI K., ADACHI K. (1982), *Test de stabilité de remblais en Terre Armée*, Publication interne du ministère des Travaux Publics Japonais.
- FINN W.D.L. (1981), *Liquefaction Potential: Developments since 1976*, International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Rolla, Missouri, pp. 655-679.
- FRANKLIN A.G., CHANG F.K. (1977), *Earthquake Resistance of Earth and Rock-Fill Dams*, Report 5: Permanent Displacements of Earth Embankments by Newmark Sliding Block Analysis, Misc. Paper S-71.17, Soils and Pavements Laboratory, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Missouri.

- GHABOUSSI J., DIKMAN S.U. (1978), *Liquefaction Analysis of Horizontally Layered Sands*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. CIV, n° GT3.
- GOODMAN R.E., SEED H.B. (1966), *Earthquake-induced Displacements in Sand Embankments*, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. XCII, n° SM2.
- HICHER P.Y. ELHOSRI M.S. (1981), *Cyclic Loading on Clays*, International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Rolla, Missouri, pp. 645-648.
- HUJEU J.C. (1985), *Un Modèle Élastoplastique pour les Sols*, Génie parasismique, chap. IV.2, Presses de l'E.N.P.C., Paris.
- JACOBSEN L.S. (1951), *Kentucky Project Report n° 13*, T.V.A. Series 1951, Appendix D.
- KONING H.L. (1963), *Some Observations on the Modulus of Compressibility of Water*, VIII<sup>e</sup> Conférence Européenne de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondation, Helsinki, vol. I, pp. 33-36.
- KROEZEN M., VELLINGA P., LINDENBERG J., BURGEN A.M. (1982), *Geotechnical and Hydraulic Aspects with Regard to Seabed and Slope Stability*, 2nd Canadian Conference on Marine Geotechnical Engineering, Halifax, Canada.
- LAÏ CHO SIM, BERRILL J.B. (1979), *Shaking Table Tests on a Model Retaining Wall*, South Pacific Regional Conference on Earthquake Engineering, Wellington, New Zealand.
- LEE K.L., SEED H.B. (1967), *Dynamic Strength of Anisotropically Consolidated Sand*, Journal of Soil Mechanics and Foundations Division ASCE, vol. XCIII, n° SM5.
- LEE K.L. (1974), *Seismic Permanent Deformations in Earth Dams*, Report n° UCLA-ENG-7497, School of Engineering and Applied Science, University of California, Los Angeles.
- LEE K.L., ROTH W. (1977), *Seismic Stability Analysis of Hawkins Hydraulic Fill Dam*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. CIII, n° GT6.
- LUONG M.P. (1980), *Phénomènes Cycliques dans les Sols Pulvérulents*, Revue Française de Géotechnique, n° 10.
- MAKDISI F.I., SEED H.B. (1978), *Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake-Induced Deformations*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. CIV, n° GT7.
- MARTIN G.R., FINN W.D.L., SEED H.B. (1975), *Fundamentals of Liquefaction Under Cyclic Loading*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. CI, n° GT5.
- MARTIN G.R., FINN W.D.L., SEED H.B. (1978), *Effects of System Compliance on Liquefaction Tests*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. CIV, n° GT4.
- MATSUI H. (1941), *Experimental Study on the Distribution of Earth Pressure Acting on a Vertical Wall During Earthquakes*, Journal of the Japanese Society of Civil Engineers, vol. XXVII, n° 2.
- MATSUI T., OHARA H., ITO T. (1980), *Cyclic Stress-Strain History and Shear Characteristics of Clay*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. CVI, n° GT10.
- MATSUI T., ABE N. (1981), *Behaviour of Clay on Cyclic Stress-Strain History*, X<sup>e</sup> Conférence Internationale de Mécanique des Sols et de Travaux de Fondations, Stockholm, pp. 261-264.
- MOKHAM M. (1983), *Contribution à l'Étude Expérimentale et Théorique du Comportement des Sables sous Chargements Cycliques*, thèse de Docteur Ingénieur de l'Université de Grenoble.
- MONONOBE N., MATSUO H. (1929), *On the Determination of Earth Pressures During Earthquakes*, World Engineering Conference, vol. IX, p. 176.
- MURPHY V.A. (1960), *The Effect of Ground Characteristics on the Aseismic Design of Structures*, 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan.
- MURRAY R.T., CARTER D.R., KRAWCZYK J.V. (1979), *Pull-out Tests on Reinforcement Embedded in Uniformly Graded Sand Subjected to Vibration*, VII<sup>e</sup> Conférence Européenne de Mécanique des Sols, Brighton, vol. III, pp. 115-120.
- NADIM F., WHITMAN R.V. (1983), *Seismically Induced Movement of Retaining Walls*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. CIX, n° GT7.
- NANDKUMARAN P. (1973), *Behaviour of Retaining Walls Under Dynamic Loads*, Ph. D. Thesis, Roorkee University, Roorkee, India.
- NAZARIAN H.N., HADJIAN A.H. (1979), *Earthquake Induced Lateral Soil Pressures on Structures*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. CV, n° GT9.
- NEWMARK N.M. (1965), *Effects of Earthquakes on Dams and Embankments*, V<sup>e</sup> Conférence Rankine, Géotechnique, vol. XV, n° 2.
- POST G., FLORENTIN P. (1981), *Conception Parasismique des Barrages en Remblais*, Revue Travaux, n° 553.
- PRAKASH S., SARAS S. (1966), *Static and Dynamic Earth Pressures Behind Retaining Walls*, 3rd Symposium on Earthquake Engineering, University of Roorkee, Roorkee, India, vol. I, pp. 277-288.
- PRAKASH S., BASAVANNA B.M. (1969), *Earth Pressure Distribution Behind Retaining Walls During an Earthquake*, 4th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chili.
- PRAKASH S. (1981), *Analysis of Rigid Retaining Walls During Earthquakes*, International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Rolla, Missouri, pp. 993-1020.
- PRAKASH S., PURI V.K., KHANDOKER J.U. (1981), *Displacement Analysis of Rigid Retaining Walls in Rocking*, International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Rolla, Missouri, pp. 1021-1025.
- RICHARDS R., ELMS D.G. (1979), *Seismic Behaviour of Gravity Retaining Walls*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. CV, n° GT4.
- RICHARDSON G.N., LEE K.L. (1974), *Seismic Design of Reinforced Earth Walls*, ASCE, Nat. Meeting on Wat. Resources Eng., L.A. California.
- SANGREY D.A., HENKEL D.J., ESRIG M.I. (1969), *The Effective Stress Response of a Saturated Clay Soil to Repeated Loading*, Canadian Geotechnical Journal, vol. VI, n° 3.
- SEED H.B. (1966), *A Method for Earthquake Resistant Design of Earth Dams*, Journal of the Soil Mecha-

- tics and Foundations Division, ASCE, vol. XCII, n° SM1.
- SEED H.B., MARTIN G.R. (1966), *The Seismic Coefficient in Earth Dam Design*, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. XCII, n° SM3.
- SEED H.B., CHAN C.K. (1966), *Clay Strength Under Earthquake Loading Conditions*, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. XCII, n° SM2.
- SEED H.B., LEE K.L., IDRIS I.M. (1969), *Analysis of the Sheffield Dam Failure*, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. XCV, n° SM6.
- SEED H.B., WHITMAN R.V. (1970), *Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads, Lateral Stresses in the Ground and Earth Retaining Structures*, ASCE.
- SEED H.B., IDRIS I.M., LEE K.L. (1975), *Dynamic Analysis of the Slide in the Lower San Fernando Dam During the Earthquake of February 9, 1971*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. CI, n° GT9.
- SEED H.B. (1979a), *Considerations in the Earthquake-Resistant Design of Earth and Rockfill Dams*, XIX<sup>e</sup> Conférence Rankine, Géotechnique, vol. XXIX, n° 3.
- SEED H.B. (1979b), *Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. CV, n° GT2.
- SEED H.B. (1981), *Earthquake-Resistant Design of Earth Dams*, International Conference on Recent Advances in Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Rolla, Missouri.
- SERFF N., SEED H.B., MAKDISI F.I., CHANG C.K. (1976), *Earthquake Induced Deformations of Earth Dams*, Report n° EERC 76-4, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- SLADEN J.A., D'HOLLANDER R.D., KRAHN J. (1985), *The Liquefaction of Sands, a Collapse Surface Approach*, Canadian Geotechnical Journal, vol. XXII, n° 4.
- TAKAHASHI M., HIGHT D.W., VAUGHAN P.R. (1980), *Effective Stress Changes observed During Undrained Cyclic Triaxial Tests on Clay*, International Symposium on Soils Under Cyclic and Transient Loading, Swansea.
- TANIGUCHI E., SASAKI Y. (1985), *Back Analysis of a Landslide due to the Naganoken Seibu Earthquake of September 14, 1984*, Specialty Session on Seismic Stability of Slopes, 11th ICSMFE, San Francisco.
- TERZAGHI K. (1950), *Mechanisms of Landslides*, The Geological Survey of America, Engineering Geology (Berkeley).
- VAID P.Y., FINN W.D.L. (1979), *Static Shear and Liquefaction Potential*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. CV, n° GT10.
- VAID P.Y., CHERN J.C. (1983), *Effect of Static Shear on Resistance to Liquefaction*, Soils and Foundations, vol. XXIII, n° 1.
- WHITMAN R.V. (1979), *Dynamic Behaviour of Soils and its Application to Civil Engineering Projects*, VI<sup>e</sup> Conférence Panaméricaine de Mécanique des Sols et de Travaux de Fondations, vol. I, pp. 59-105.
- WILSON N.E., GREENWOOD J.R. (1974), *Pore Pressures and Strains after Repeated Loading of Saturated Clay*, Canadian Geotechnical Journal, vol. XI, n° 2.
- WOODS J.H. (1975), *Earthquake-Induced Soil Pressures on Structures*, Report n° EERL-73-05, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena.
- WOOD D.M. (1976), *Comments on Cyclic Loading on Clay*, First International Conference on Behaviour of Offshore Structures, vol. I, pp. 418-424.
- YZIQUEL A., LINO M., POST G., TARDIEU B. (1981), *Seismic Analysis as a Tool in the Design of Two Earth Dams*, Symposium on Advances in Geotechnical Earthquake Engineering, Saint-Louis, Missouri.
- ZARRABI K. (1979), *Sliding of Gravity Retaining Wall During Earthquake Considering Vertical Acceleration and Changing Inclination of Failure Surface*, S.M. Thesis, Department of Civil Engineering, M.I.T., Cambridge, Massachusetts.

# résistance au cisaillement dynamique

## dynamic shear strength

Note de Pierre LONDE

Ingénieur-Conseil, Pierre Londe & Associés\*

Président Honoraire de la Commission Internationale des Grands Barrages

### Résumé

Des essais de cisaillement direct très rapides, faits sous la direction du Professeur Skempton, ont montré que la résistance de surfaces pré-cisaillées croissait en général avec la vitesse de cisaillement. Mais certains silts posent un sérieux problème dynamique en manifestant une chute en dessous de la résistance résiduelle. Aucune explication n'a encore été avancée.

### Abstract

*Fast direct shear tests, carried out under the guidance of Professeur Skempton, have shown that in general the strength of pre-sheared surfaces increased substantially for fast shear. However some silt-stone displayed a drop below the residual strength, raising a serious problem for dynamic design. No explanation has been proposed thus far.*

\* Tour Horizon - 92806 Puteaux Cedex.

1. Dans le cadre de l'étude du barrage de Kalabagh, situé au Pakistan dans une région fortement sismique ( $M = 7$ ,  $a = 0,4 g$ ), le professeur SKEMPTON a été invité à donner son avis sur la résistance des plans de cisaillement d'origine tectonique qui règnent sur de grandes surfaces dans la fondation. Celle-ci est constituée de bancs alternés de grès (sandstone) et de marnes (claystone et siltstone). Ce sont les marnes qui comprennent des zones précisailées subhorizontales de grande étendue.

Le Professeur SKEMPTON a fait l'étude sur des échantillons de roches du site (siltstone et claystone), en utilisant la machine de cisaillement par torsion annulaire de BISHOP. Les échantillons ont 19 mm d'épaisseur, 100 mm de diamètre intérieur et 150 mm de diamètre extérieur. Ils sont consolidés sous 900 kPa avant d'être cisailés sous des contraintes normales inférieures (500 ou 200 kPa). Les vitesses de cisaillement ont été de 0,01 mm/min (essai lent dit « statique »), 10 mm/min, 100 mm/min, 400 mm/min et 700 mm/min (limite de la machine).

Les résultats de SKEMPTON sont donnés ci-dessous, d'après un rapport interne rédigé par lui-même. Voir aussi le XI<sup>e</sup> Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondation. L. LEMOS A.W. SKEMPTON, P.R. VAUGHAN « Earthquake loading of shear surfaces in slopes ». 7/B/4.

2. Dans l'état actuel des connaissances on ne peut donner que des explications hypothétiques aux comportements observés dans les essais très rapides.

2.1. Pour les faibles pourcentages d'argile des siltstones (fig. 1), le matériau acquiert d'abord une résistance supplémentaire, qui peut être associée à la dilatance et à l'apparition des pressions interstitielles négatives associées, en tout cas dans le plan de cisaillement. Mais ces pressions interstitielles peuvent se dissiper rapidement dans l'échantillon, au cours du déplacement, et ce faisant elles conduisent à une perte progressive de résistance. Il est important de remarquer que la résistance en essais très rapides ne tombe jamais au-dessous de la résistance statique (essai lent à 0,01 mm/min) et qu'il n'existe pas de pic lorsqu'on fait ensuite un essai lent sur le même échantillon.

2.2. Pour les forts pourcentages d'argile des claystones (> 40 %) le gain de résistance en essai très rapide (fig. 2) peut venir principalement d'un remaniement de la structure initiale, qui était constituée de particules d'argile parallèles à la direction du cisaillement : on peut proposer l'analogie d'un cisaillement « turbulent », différent du cisaillement « par glissement ». Il se peut aussi que des pressions interstitielles négatives jouent leur rôle, mais l'hypothèse du désordre de structure est

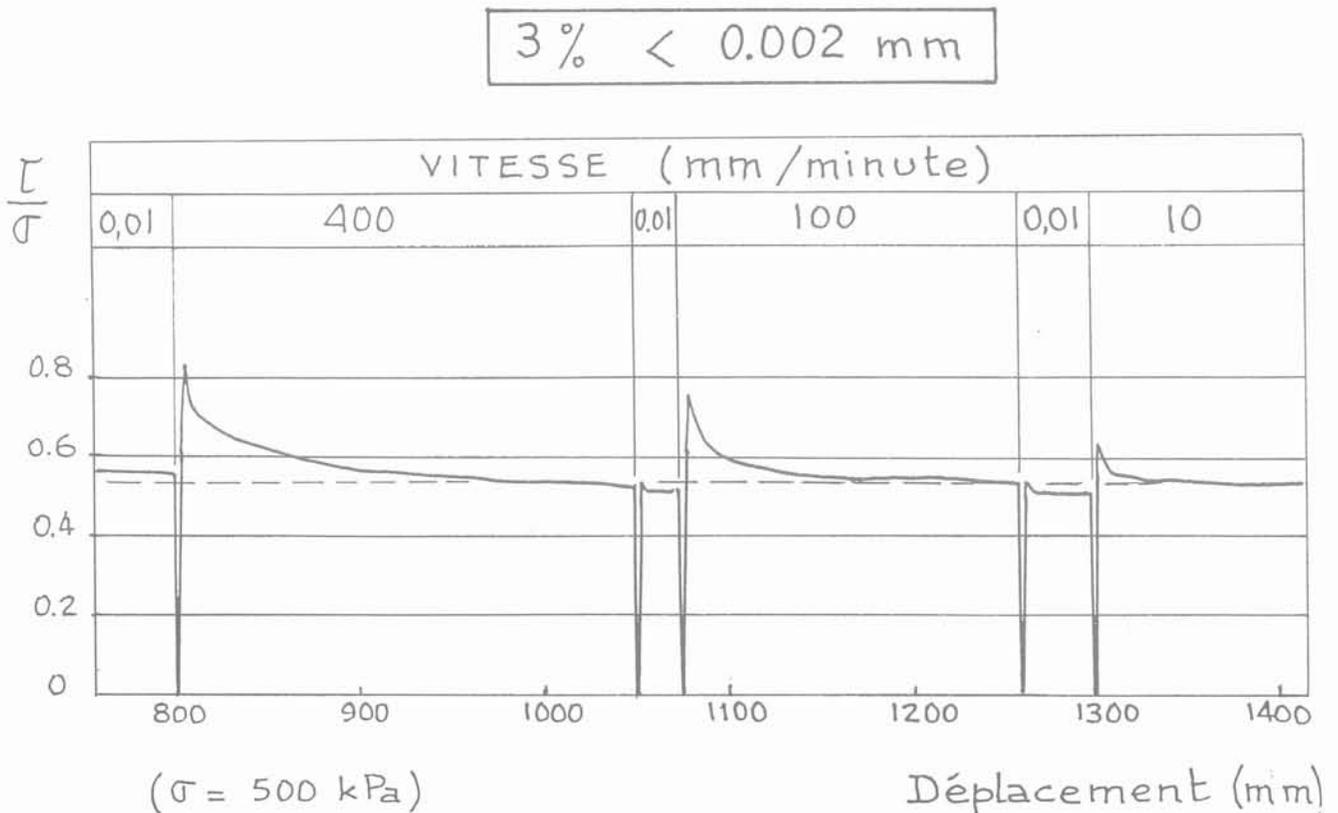


Fig. 1.

47% < 0.002 mm

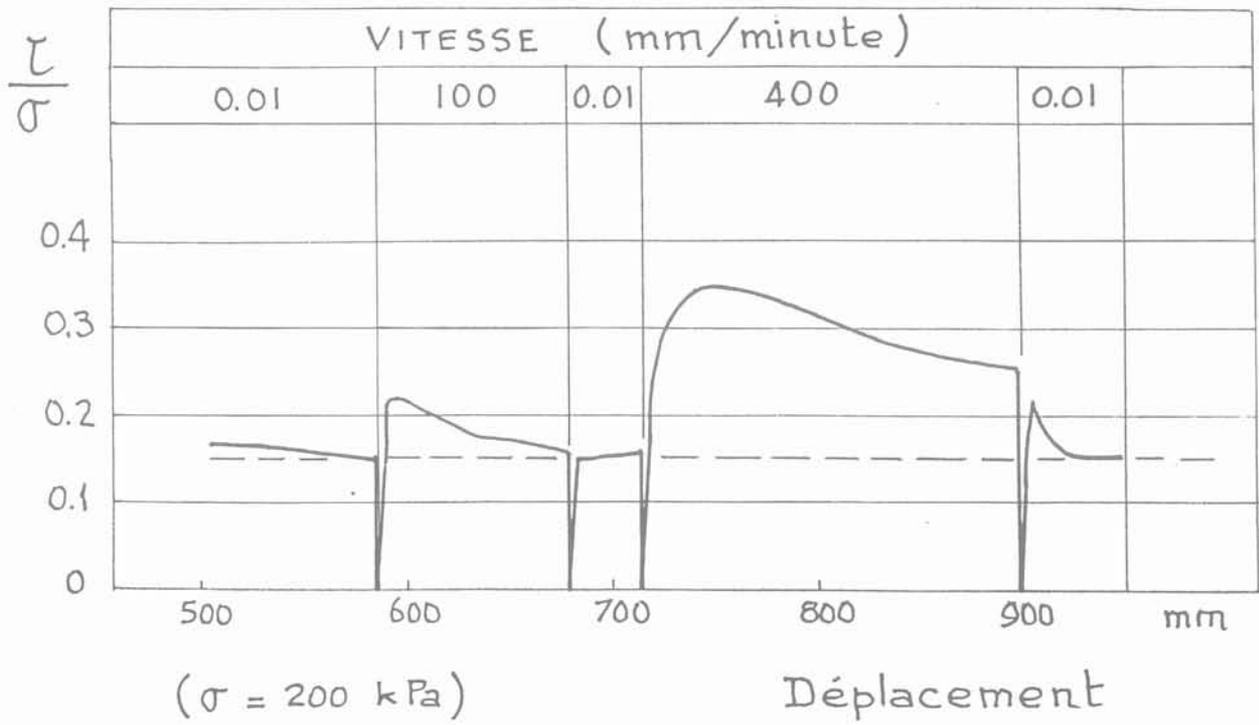


Fig. 2.

21% < 0.002 mm

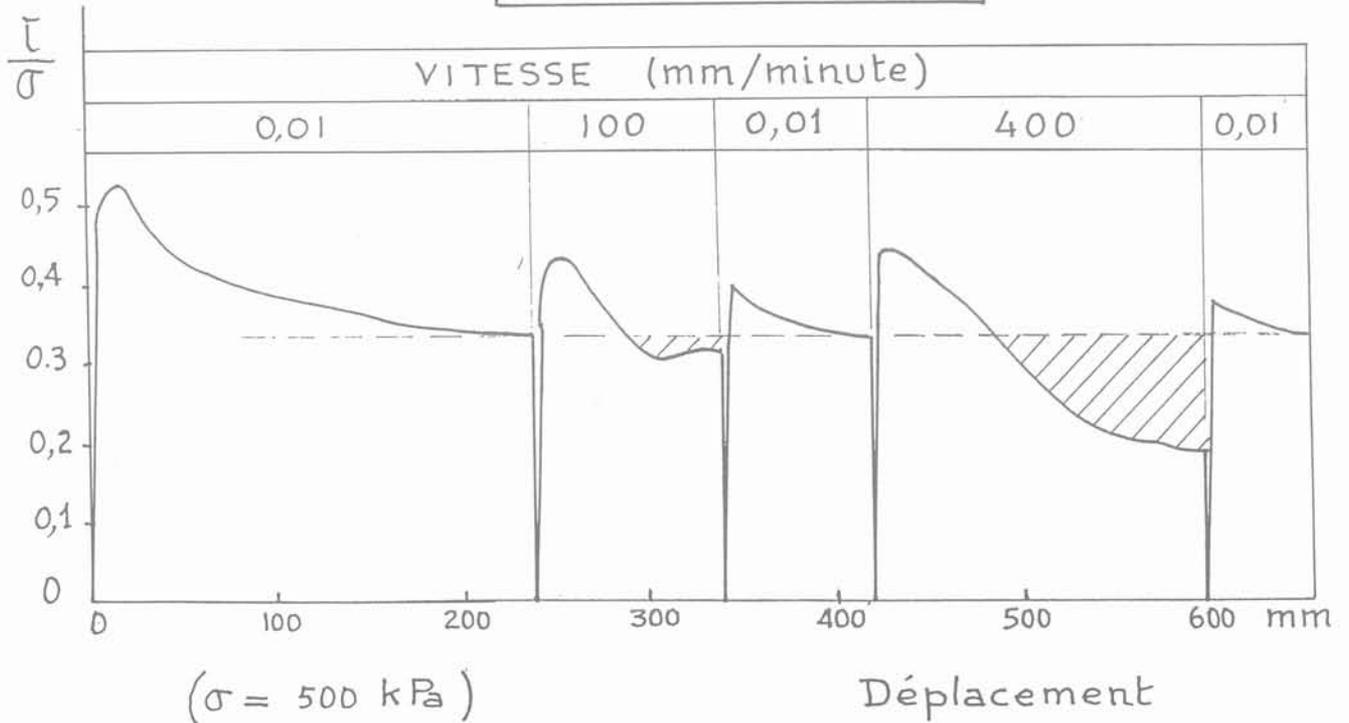


Fig. 3.

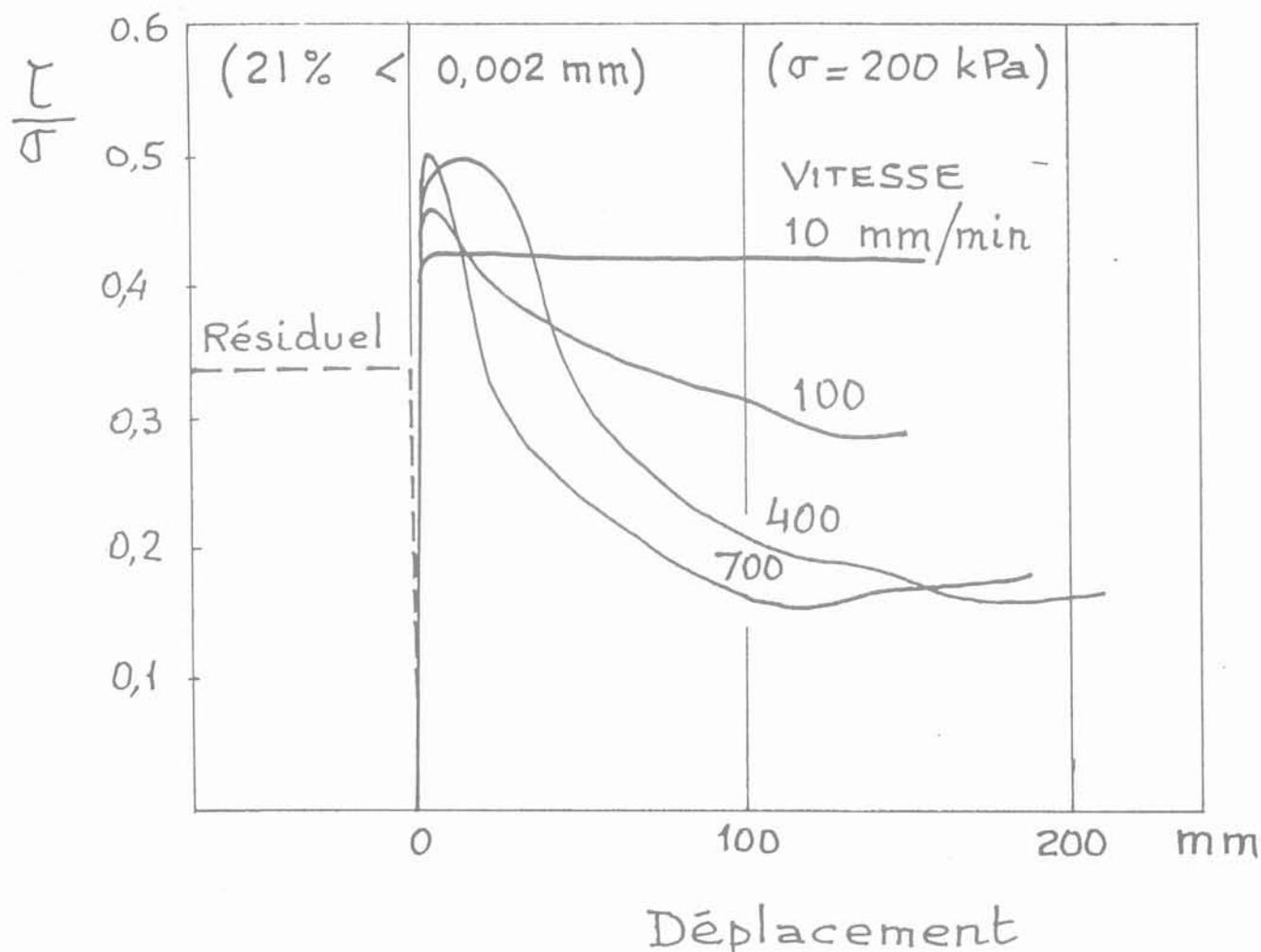


Fig. 4.

étayée par le pic marqué qu'on observe lorsqu'on applique à nouveau un cisaillement lent, un grand déplacement étant alors nécessaire pour retrouver la valeur statique qui correspond à la parfaite orientation des particules.

2.3. On peut s'attendre à ce qu'un échantillon de siltstone argileux se situe en transition entre le comportement du siltstone pur et celui du claystone. C'est-à-dire que les matériaux de cette zone de transition ne sont ni des silts avec un peu d'argile, ni des argiles avec des grains de silt sans contact entre eux. Mais alors pourquoi les matériaux de transition ont-ils le comportement qu'on observe (fig. 3) : un gain « normal » de résistance en essai rapide, suivi d'une chute « anormale ». Cet effet est accentué par une augmentation de la vitesse (fig. 4). Aucune explication n'a été trouvée à ce jour.

Quoi qu'il en soit, et bien que les explications soient ou hypothétiques ou manquantes, l'effet de la vitesse de cisaillement sur la résistance de surfaces préexistantes a été mesuré et cet effet répond à un schéma régulier : un accroissement de résistance, avec un pic marqué,

suivi d'une chute progressive ramenant la résistance à la valeur résiduelle statique, ou même très en dessous pour les matériaux moyennement argileux.

Les paramètres caractéristiques  $\phi$ , (essai lent) et  $\phi_{\max}$  et  $\phi_{\min}$  (essai très rapide, 400 mm/min), pour  $\sigma = 400$  kPa, sont donnés en fonction du pourcentage d'argile dans la figure 5. Cette figure résume commodément les principaux résultats de l'étude. La courbe  $\phi$ , confirme les résultats des essais de cisaillement alternés.

3. Aujourd'hui, et pour les applications pratiques, on peut tirer les conclusions suivantes :

3.1. Tous les échantillons cisailés à grande vitesse donnent un accroissement de résistance (par rapport à la valeur « statique »), et ce gain est obtenu pour de petits déplacements additionnels.

3.2. Aux grands déplacements tous les échantillons cisailés à grande vitesse manifestent, mais à des degrés divers, un comportement « radoucissant ». Dans les argiles cet effet est minimal. Dans les silts argileux, et

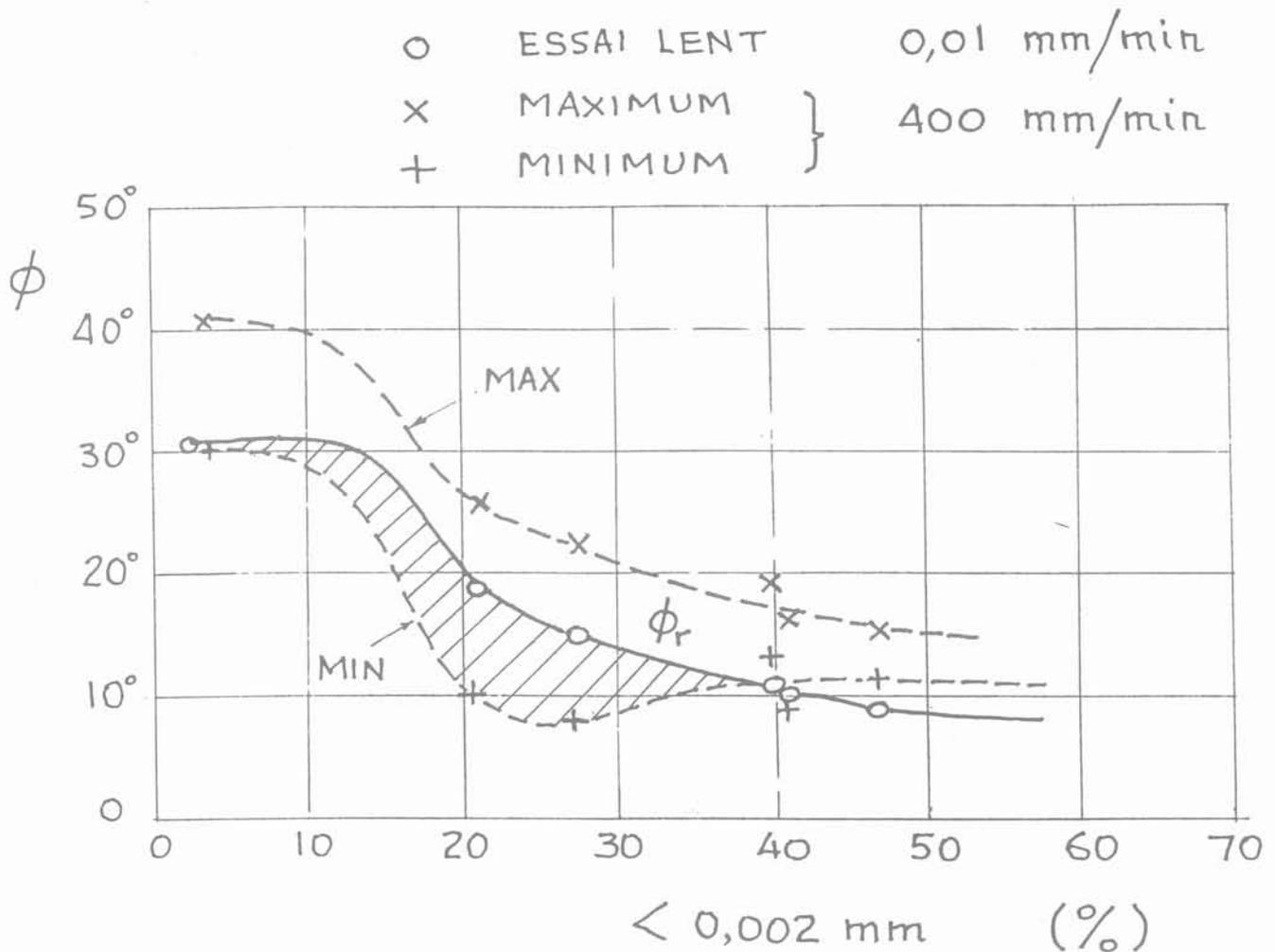


Fig. 5.

même dans les silts peu argileux, le radoucissement est suffisamment marqué pour créer un problème à l'ingénieur (fig. 6). Il semble *aggravé par l'augmentation de la vitesse de cisaillement*.

**3.3.** Lorsqu'on reprend l'essai à vitesse lente, tous les échantillons cisailés *retrouvent* (ou même dépassent) leur résistance résiduelle statique.

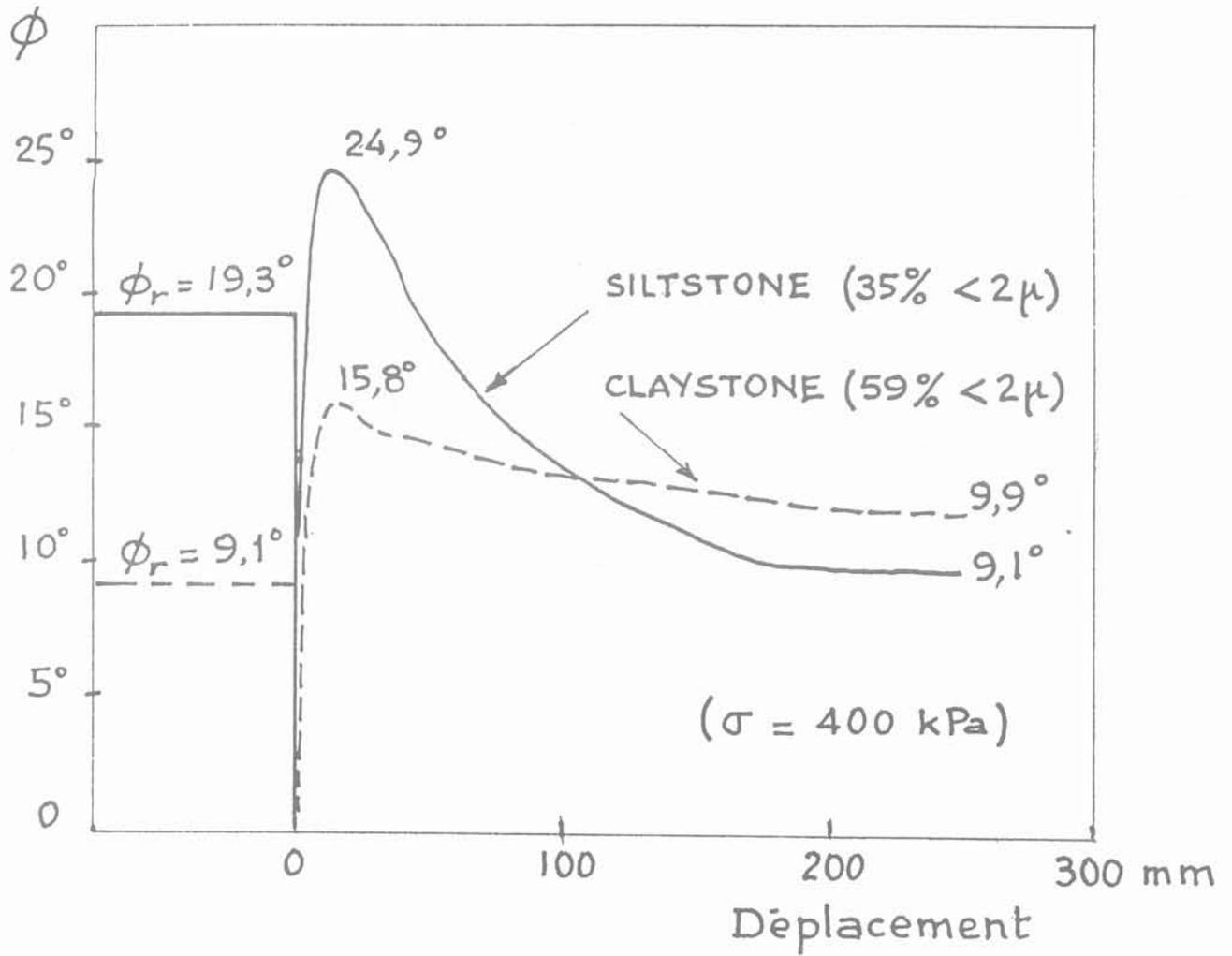
**4.** Cette étude montre que pour pouvoir profiter du gain de résistance que génèrent les sollicitations très rapides (séisme), il faut s'assurer que cette résistance est suffisante pour s'opposer aux grands déplacements. Sinon, le radoucissement fait perdre tout le bénéfice et peut même résulter en une résistance beaucoup plus faible qu'avant la sollicitation dynamique.

Peut-être faut-il voir là l'explication des grands glisse-

ments provoqués par certains séismes et mal expliqués à ce jour.

Quoi qu'il en soit, on est encore loin de pouvoir déterminer *quantitativement* cet effet. Le travail de SKEMPTON n'est qu'un début et il mérite d'être poursuivi. Il y a là un beau défi pour les laboratoires et les constructeurs de machines d'essais : faire un appareil de cisaillement en torsion qui applique un déplacement de 5000 mm par minute, soit environ 10 cm par seconde, et cela pendant plusieurs secondes.

L'enjeu est considérable. Car s'il n'est pas trop grave de négliger un surcroît de résistance, faute de pouvoir le quantifier, il est beaucoup plus grave d'ignorer l'effondrement de résistance qui lui succède. Cet effondrement a été observé au laboratoire, pour des silts moyennement argileux. La menace est grave et l'étude du phénomène doit passer avant le raffinement des modèles mathématiques.



VITESSE : 400 mm/minute

Fig. 6.

# **résistance aux séismes des ouvrages en terre armée** seismic stability of reinforced earth structures

## **évolution des méthodes de recherche** recent progress of research

**Michel J. BASTICK**

Directeur des Études et de la Recherche,  
Société Terre Armée, Paris\*

### **Résumé**

Cet article présente une analyse critique des différentes méthodes de recherches qui ont été utilisées récemment pour mieux connaître le comportement des ouvrages en terre armée soumis aux séismes.

Les progrès récents des calculs par la méthode aux éléments finis ont permis de mieux mettre en évidence les problèmes de résonance, d'effet d'échelle et l'importance des conditions aux limites qui rendent délicate l'interprétation des essais sur modèles réduits.

### **Abstract**

*In this article, the research techniques recently applied to try and better understand the behaviour of Reinforced Earth structures subjected to earthquakes are analysed. Recent progresses in finite element method models evidenced problems raised by resonance, scale effect and limiting conditions.*

*These phenomena are responsible for the difficulties encountered in interpreting reduced scale model tests.*

## 1. INTRODUCTION

L'expansion de la terre armée dans le monde a très rapidement amené cette technique à être employée dans des zones de sismicité importante. C'est donc très tôt que l'ingénieur d'étude s'est trouvé confronté au problème du dimensionnement de ce type d'ouvrage vis-à-vis des séismes.

Les premières recherches sur ce sujet ont tout d'abord été conduites dans les pays où le problème était le plus aigu comme la Californie (K. LEE et R. RICHARDSON en 1974 [1; 2] ou le Japon (UEZAWA, 1976 [3], CHIDA, 1980 [4; 5]).

Depuis 1976 de nombreux essais et calculs ont aussi été effectués par la Société la Terre Armée. Même si peu d'articles ont été publiés sur le sujet, notre compréhension des phénomènes en cause a donc fait beaucoup de progrès au cours de ces dix dernières années, ce qui a permis d'élaborer les méthodes de calcul actuellement employées pour le dimensionnement des ouvrages en terre armée situés dans les zones sismiques.

Le but de cet article n'est pas de faire le point des connaissances actuelles sur le sujet, ni de décrire les méthodes de calcul (voir plutôt [6; 7]) mais plutôt d'indiquer les derniers développements de la recherche, d'en étudier la méthodologie, ses points forts et ses faiblesses. Dans ce cadre nous développerons surtout la technique la plus récemment mise au point que constitue la méthode des éléments finis.

## 2. CALCULS AUX ÉLÉMENTS FINIS

### 2.1. Calcul en statique

La méthode du calcul aux éléments finis a été appliquée à des ouvrages en terre armée, tout d'abord en statique.

Une des premières études de ce type est certainement celle que J.F. CORTE a faite au L.C.P.C. en 1977 [8] à l'aide de la première version du programme ROSALIE. A peu près au même moment, J.C. CHANG [9] réalisait des calculs comparables.

La technique a depuis évolué et l'on est passé successivement de modèles parfaitement élastiques, qui représentent mal le sol, aux modèles élastoplastiques plus satisfaisants. Puis la mise au point des éléments de frottement-décollement a permis de mieux représenter le contact terre-armature. A l'heure actuelle, la Terre Armée exploite un modèle élastoplastique avec éléments de frottement mis au point sur le programme ROSALIE du L.C.P.C.

La nécessité d'introduire ces diverses améliorations est apparue en comparant les résultats des calculs faits avec des modèles plus rustiques aux mesures qui avaient pu être réalisées sur des ouvrages réels.

### 2.2. Le passage au calcul dynamique

Deux possibilités s'offrent pour le passage au calcul dynamique :

— Discrétiser l'accélérogramme pour lequel on veut étudier la réponse du modèle et faire un calcul statique en injectant l'accélération instantanée pour chaque pas de temps. La prise en compte des fréquences élevées (ou des harmoniques de fréquences importantes) exige de prendre un pas de temps très fin. Par ailleurs le réalisme impose des durées d'enregistrement assez conséquentes ce qui conduit à un nombre de résolutions du système incompatible avec les coûts actuels du temps ordinateur. A long terme, et si la baisse des coûts de calcul sur ordinateurs se confirme, cette méthode deviendra sans doute la meilleure.

— Le programme *SUPERFLUSH* utilise, lui, une autre technique : l'accélérogramme est tout d'abord analysé en séries de FOURIER pour un certain nombre d'incrémentes de fréquences. Ici aussi le choix des pas de fréquences et des fréquences de coupures haute et basse est important. Toutefois le nombre d'inversions de matrices à réaliser est bien inférieur à ce qui est nécessaire dans le premier cas. Cette méthode est très efficace pour des calculs en élasticité pure. Par contre, faire un calcul élastoplastique est, au sens strict, impossible et on approche le calcul élastoplastique en faisant varier le module (tangent) en fonction des déformations observées et en itérant (fig. 1). Il va de soi que ce calcul pseudo-élastique n'est pas totalement satisfaisant puisqu'on ne tient pas compte des variations de module en fonction du temps (les déformations dépendant du temps en dynamique). C'est cependant le meilleur modèle dont nous disposons à l'heure actuelle pour un coût raisonnable.

### 2.3. Résultats

Depuis 1981 le Dr UDAKA qui le premier a mis au point cette technique de calcul et écrit le programme *SUPERFLUSH* [10] et la Société la Terre Armée, ont élaboré un modèle pour l'étude dynamique par éléments finis des murs en terre armée suivant la seconde méthode.

Ce modèle utilisant *SUPERFLUSH* [11] semble maintenant bien au point ainsi que la comparaison entre les résultats de calculs et les mesures de CHIDA [4] (fig. 2 et 3) le montre.

Se pose ensuite le problème, non spécifique à la terre armée, du choix d'accélérogrammes représentatifs du site [12] et de la description de l'environnement de l'ouvrage. Enfin, ces calculs étant trop coûteux pour être appliqués au cas par cas (comme pour les centrales nucléaires) il convient de mettre au point une méthode de calcul simple à partir d'un certain nombre de cas typiques.

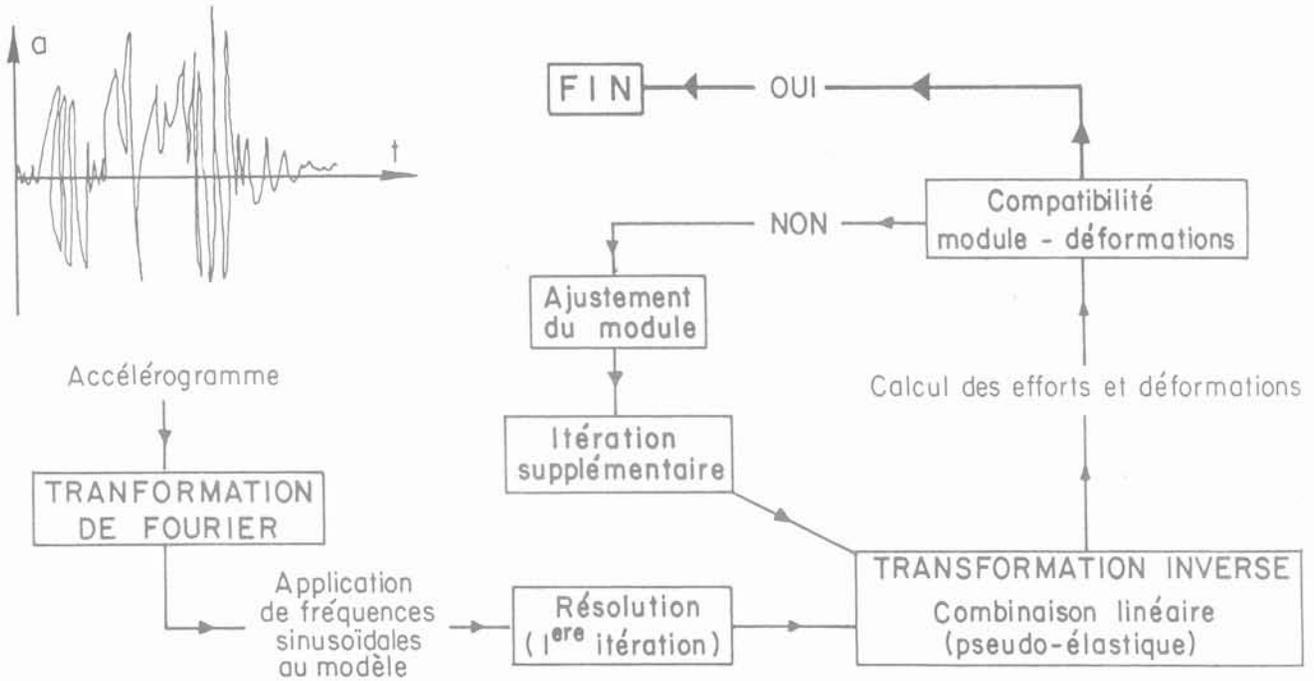


Fig. 1. — Programme de calcul SUPERFLUSH (éléments finis).

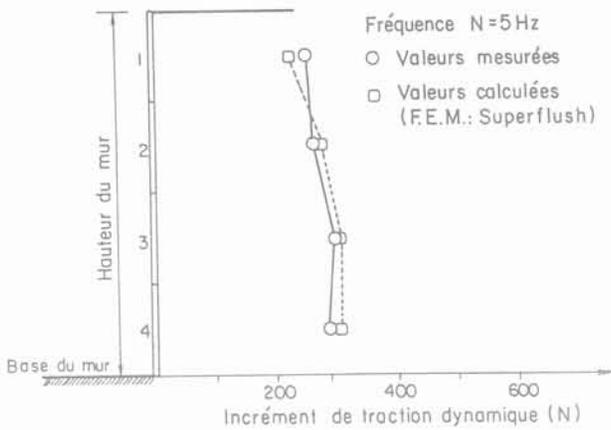


Fig. 2. — Tractions dynamiques calculées (UDAKA, 1985) et mesurées (CHIDA, 1980).

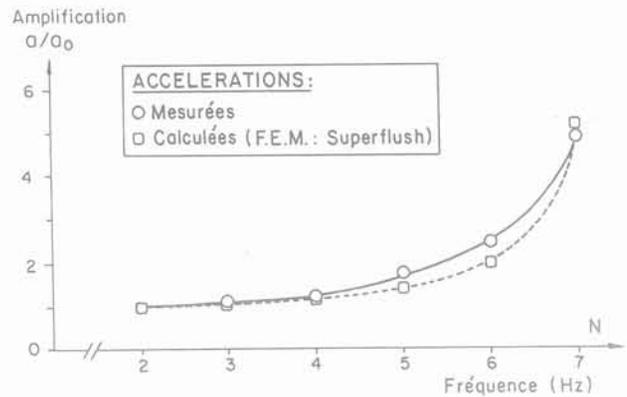


Fig. 3. — Effet de la fréquence : valeurs calculées (UDAKA, 1985) et mesurées (CHIDA, 1980).

### 3. LES MODÈLES RÉDUITS : UNE APPROCHE DANGEREUSE MAIS INTÉRESSANTE

#### 3.1. Présentation

Les modèles réduits ont été utilisés très tôt (1974) pour l'étude du comportement dynamique des murs en Terre Armée.

Ainsi qu'il est précisé dans le rapport général [7] où une analyse plus approfondie de cette méthode de recherche est présentée, le problème du non-respect des lois de similitudes limite sérieusement leur intérêt. Des modèles à grande échelle comme celui de CHIDA [4; 5] sont, eux, beaucoup plus riches en enseignement.

### 3.2. Conditions aux limites

Malgré les doutes que l'on peut avoir sur leur représentativité, les murs réduits présentent l'intérêt de permettre un calage des modèles aux éléments finis. La seule technique possible pour extrapoler les mesures sur modèles réduits est d'ailleurs le recours aux calculs par éléments finis. C'est ainsi que le modèle utilisant *SUPERFLUSH* présenté plus haut, a été testé à l'aide des résultats du mur à l'échelle 1/2 de CHIDA. La concordance des résultats (fig. 2 et 3) est excellente.

La modélisation au niveau du maillage d'éléments finis a été faite de façon très précise en particulier en ce qui concerne le panneau rigide positionné à l'arrière du mur à échelle réduite. Par curiosité on a, en plus de la représentation exacte du modèle, calculé les réponses du massif pour diverses conditions aux limites à l'arrière du mur (fig. 4a) :

1. Paroi flexible.
2. Paroi rigide.
3. Massif de remblai infini.

Les différences de comportements calculés suivant les hypothèses (fig. 4b) montrent l'importance de la présence ou non d'une paroi rigide ou souple à l'arrière du modèle et apportent des doutes quant à la représentativité de modèles pour lequel l'extension du remblai représenté autour du massif armé est insuffisante par rapport aux dimensions de celui-ci. La même remarque vaut dans le sens vertical (conditions aux limites sur le plan inférieur) bien que de façon moins aiguë dans le cas de sollicitations principalement horizontales.

La présence d'une paroi rigide semble ici favoriser l'apparition de phénomènes de résonances, peu amortis, assortis de coefficients d'amplification (rapport entre l'accélération en tête et à la base, a tête/a base) importants (fig. 3) et peu réalistes. En effet tant les

essais de propagation de vibrations (vibreur, explosif) que les observations sur ouvrages réels conduisent à estimer [13] que les coefficients d'amplification réels sont compris entre 0,8 et 1,2.

De ces résultats on peut conclure que les limites des modèles, qui technologiquement sont obligatoirement rapprochées du mur peuvent très largement modifier son comportement.

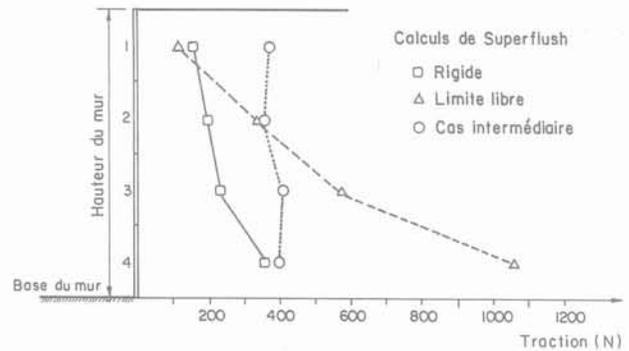


Fig. 4b. — Influence des conditions aux limites.

### 4. OBSERVATIONS SUR OUVRAGES RÉELS

L'auscultation des ouvrages ayant subi des tremblements de terre est essentielle car elle constitue le seul essai possible en vraie grandeur. La probabilité d'avoir de tels cas augmente avec le nombre d'ouvrages construits qui croît fortement chaque année. Certains cas sont décrits dans les références [6], [14]. L'inconvé-

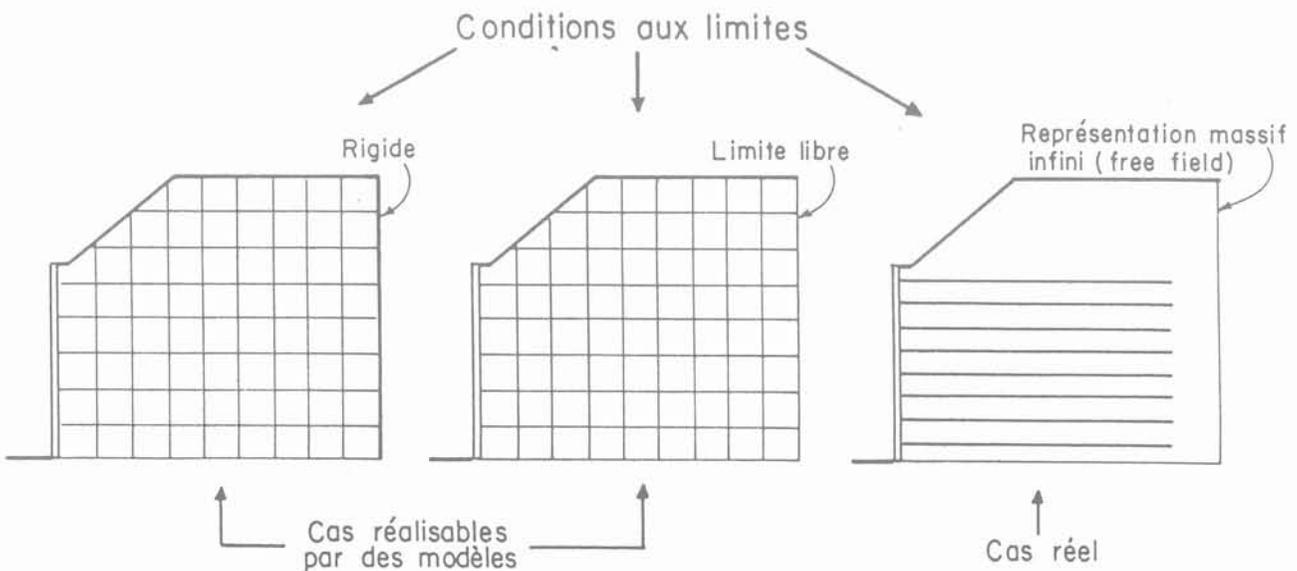


Fig. 4a. — Problèmes liés aux modèles réduits.

nient de cette source d'observations, outre son caractère totalement aléatoire, est qu'elle donne surtout des renseignements qualitatifs. Il serait intéressant d'affiner les résultats en disposant dans les massifs des instruments permettant des mesures d'efforts maximum par exemple. L'utilisation de jauges de contraintes avec enregistreur déclenché par le séisme paraît au regard du coût actuel de ce type de matériel totalement irréaliste.

On pourrait par contre mettre en place des éléments du type « fusibles » (à imaginer) dont le coût peut rester faible.

## 5. L'OUVRAGE DANS SON ENVIRONNEMENT

### 5.1. Fondations et drainage

D'une façon générale, la terre armée, résiste bien aux vibrations et aux sollicitations sismiques grâce à son caractère à la fois massif et souple.

La souplesse de la terre armée et sa faculté de s'accommoder de sols de fondations médiocres pousse les concepteurs à utiliser cette technique sur des terrains difficiles ; cela ne doit pas faire oublier qu'une rupture de fondation risque d'entraîner la ruine de l'ouvrage. Aussi l'étude des fondations doit-elle être plus rigoureuse en zone sismique. En particulier, il y a lieu de vérifier la susceptibilité de la fondation à une liquéfaction, comme on doit le faire pour toutes structures. La présence d'eau peut aussi amplifier les effets du séisme d'où l'importance de l'assainissement.

### 5.2. Stabilité de pente : rupture circulaire

Grâce aux qualités énoncées ci-dessus la terre armée est devenue la technique privilégiée de construction sur des pentes instables. Dans ce cadre, la vérification de la stabilité de l'ensemble par rupture circulaire est devenue nécessaire pour nombre de projets. Certains programmes (TARUPT, TALREN) permettent de vérifier la stabilité des pentes en tenant compte des éléments de renforcement [15]. La prise en compte de forces de masses verticales ou horizontales représentant les accélérations maximales pour lesquelles on doit dimensionner l'ouvrage permet d'évaluer la sécurité vis-à-vis d'un séisme. Dans ce type de calcul on s'attache à trouver l'accélération maximale pour laquelle le coefficient de sécurité vaut tout juste 1 (accélération critique), ce qui permet de déterminer si un séisme donné peut provoquer des déformations et même de les estimer par intégration. Le cercle critique correspondant est généralement différent du cercle critique obtenu en statique. Sa position est importante car elle permet de déterminer l'emplacement optimal pour l'ajout éventuel d'armatures et donc d'adapter la conception (position du ou des murs sur la pente) et le dimensionnement à la sismicité du terrain.

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] RICHARDSON G.N., LEE K.L., *Seismic design of Reinforced Earth walls*, ASCE Nat. meeting on wat.resources eng., L.A. CA, 1974.
- [2] RICHARDSON G.N. FEGER D., FONG A., LEE K., *Seismic testing of Reinforced Earth walls*, Jour. of Geot. Eng. Div. ASCE, pp. 1-17, G 11, January 1977.
- [3] UEZAWA M., *An experimental study of earthquake resistance of embankment by a large size vibration stand*, Tokyo, 1976, Railway Technical research report Nr 823.
- [4] CHIDA S., MINAMI K., *La technique de la terre armée*, essais en laboratoire, août 1980.
- [5] CHIDA S., MINAMI K., ADACHI K., *Test de stabilité de remblais en terre armée* (traduit du japonais), 1982.
- [6] BASTICK M., SCHLOSSER F., *Comportement et Dimensionnement dynamique des ouvrages en terre armée*, 1<sup>er</sup> Coll. Nat. de Génie parasismique, Saint-Rémy-les-Chevreuse (France), janvier 1986.
- [7] SCHLOSSER F. et DORMIEUX L., *Talus et soutènements en dynamique des sols*, «Fondations, propriétés des sols et impératifs sismiques», C.R. Journées communes A.F.P.S.-C.F.M.A.S., 18-19 novembre 1986.
- [8] CORTE J.F., *La méthode des éléments finis appliquée aux ouvrages en Terre Armée*, Bull. Liaison Lab. Ponts et Chaussées 90, juillet-août 1977.
- [9] CHANG J.C., *Finite Element Analysis of Reinforced Earth walls*, ASCE Geotechnical, July 1977, GT 7.
- [10] UDAKA T., *A method for soil-structure interaction analysis*, Proceedings of the fourth symposium on the use of computers in Buildings engineering, Japon, March 1982.
- [11] UDAKA T., EET, *Finite element analysis of Reinforced Earth walls, numerical simulation using SUPERFLUSH*, (Internal progress reports, phase II, task 2), Sept. 1985.
- [12] EPRI, MORIWAKI Y., PYKE R., BASTICK M., UDAKA T., *Specification of input motion for seismic analyses of soil-structure systems within a nonlinear analysis framework*, Oct. 1981, U.S.A.
- [13] SEED H.B., MITCHELL J.K., *Earthquake resistant design of Reinforced Earth walls* (Internal study, progress report), Berkeley CA, U.S.A., 1981.
- [14] KAWASHO Corporation, *Comportement des ouvrages en terre armée au cours du tremblement de terre d'Akita* (Internal report), Tokyo, 1983.
- [15] BLONDEAU F., CHRISTIANSEN M., GUILLOUX A., SCHLOSSER F., TALREN, *Méthode de calcul des ouvrages en terre renforcée*, Coll. Int., « Renforcement en place des sols et roches », Paris E.N.P.C., octobre 1984.

**incidence de l'anisotropie de consolidation  
sur le potentiel de liquéfaction statique  
application au glissement sous-marin du port de Dunkerque**

**influence of consolidation anisotropy on static  
liquefaction potential  
application to submarine slope failure in Dunkirk harbour**

**F. BLONDEAU**

**TERRASOL\***

Bureau d'Ingénieurs - Conseils en Géotechnique

**Résumé**

On présente un bref rappel des notions les plus récentes développées dans le domaine de la liquéfaction des sables lâches et notamment la notion de surface critique de déformation par écoulement dans l'espace  $p,q,e$ . Lorsque, sous sollicitation non drainée, le chemin de contraintes de l'échantillon atteint cette surface, située à l'intérieur de la surface d'état limite, il se produit une très grande déformation associée à une forte génération de pression interstitielle, dont la conséquence sur un ouvrage peut être analogue à celle d'une liquéfaction.

Plus l'état de contrainte initial de consolidation est anisotrope, plus le risque est grand d'atteindre cette surface sous une sollicitation monotone ou cyclique donnée. En cas de sollicitation monotone, le phénomène résultant est appelé liquéfaction statique ou spontanée.

On présente un cas d'application d'une telle situation au quai à pondéreux ouest (QPO) du port autonome de Dunkerque où deux glissements de talus sous-marins, par liquéfaction spontanée, se sont produits l'un en cours de dragage en 1982, l'autre un an après mise en service en 1984.

**Abstract**

*A brief review of the most recent developments about liquefaction of loose sands is given, and particularly the existence of a critical flow deformation surface in the space  $p,q,e$  is emphasized. When the stress path of the sample reaches this surface, included inside the limit state surface, under an undrained sollicitation, large deformation occur, associated with high pore pressure development, leading to a phenomenon similar to the liquefaction.*

*The more anisotropic is the initial consolidation stress state, the higher is the risk to reach such a surface under a monotoneous or cyclic stress. When it is monotoneous, the resulting phenomenon is called static or spontaneous liquefaction.*

*We present a specific case of application at the western ore quay dock at Dunkirk where two submarine slope failures occurred due to spontaneous liquefaction, the first one during the dredging operations in 1982, the second one, one year after achievement in 1984.*

I. INTRODUCTION

Après un bref rappel sur les notions récentes développées en matière de liquéfaction des sables lâches. On présente un cas d'application de liquéfaction spontanée sous chargement monotone intéressant une pente sous-marine de sables lâches survenue dans le port ouest de Dunkerque.

II. BREF RAPPEL SUR LA LIQUÉFACTION DES SABLES LÂCHES

Depuis une vingtaine d'années, les recherches menées sur le potentiel de liquéfaction des sables ont porté, pour la plupart, sur l'aspect cyclique des conditions de chargement et visaient à mettre en évidence l'influence de paramètres tels que :

- densité relative du sable ;
- anisotropie de consolidation initiale ;
- niveau de contrainte cyclique de cisaillement ;
- nombre de cycles de chargement.

Plus récemment est apparue la notion de liquéfaction spontanée sous chargement statique ou « liquéfaction statique » pouvant survenir dans des sables lâches soumis à un cisaillement monotone (CASTRO, 1969 ; CASAGRANDE, 1975 ; CASTRO, 1975 ; VAID et FINN, 1979).

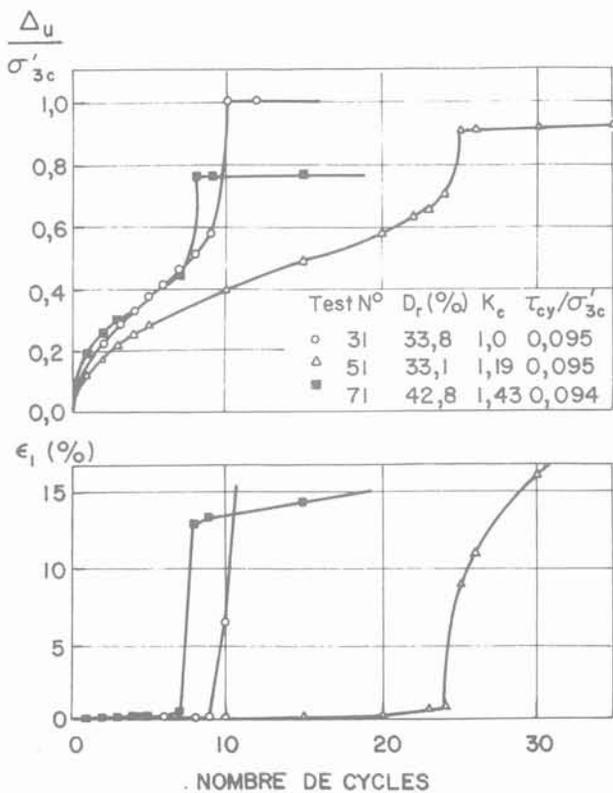


Fig. 1. — Comportement de sables lâches sous chargement cyclique, avec ou sans anisotropie de consolidation initiale (d'après VAID et CHERN, 1983).

Il s'est avéré que les phénomènes constatés au cours d'un tel chargement sont tout à fait semblables à ceux que l'on observe sous chargement cyclique au cours du cycle critique provoquant la liquéfaction (VAID et CHERN, 1982, 1983 ; SLADEN et al., 1985) et que l'anisotropie de consolidation initiale de l'échantillon est un paramètre déterminant du potentiel de liquéfaction, pouvant jouer dans un sens favorable ou défavorable selon sa valeur.

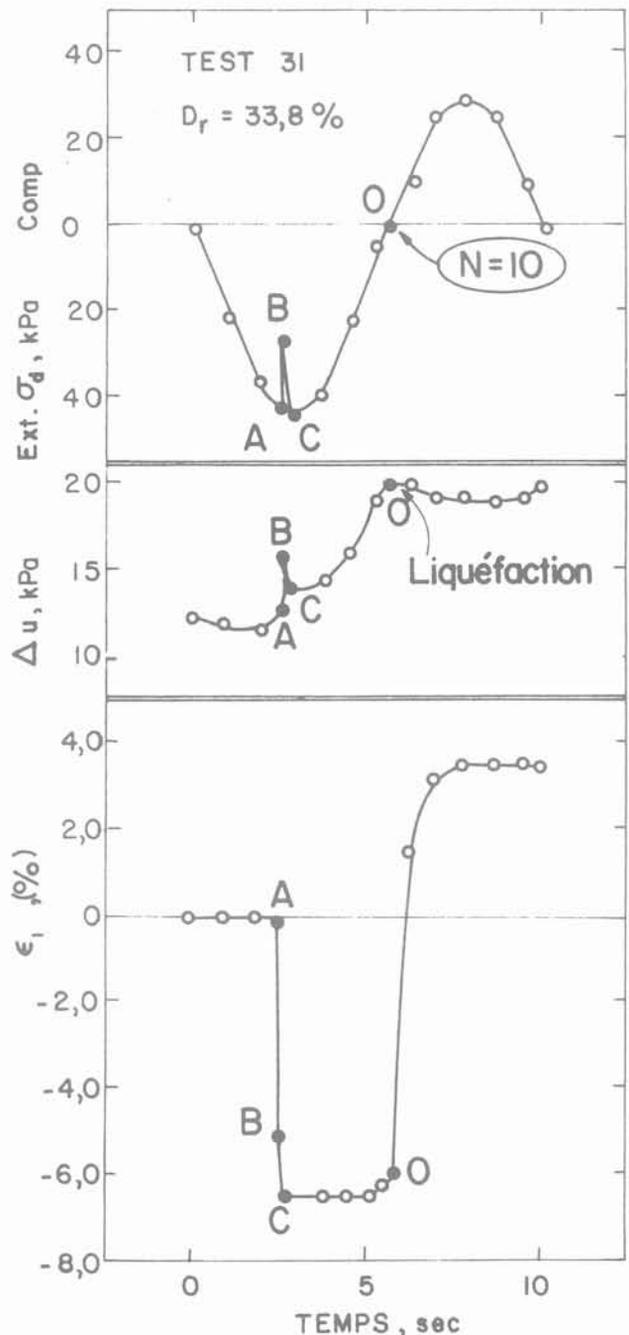


Fig. 2. — Déformation axiale et surpression interstitielle au cours du cycle de dépassement du rapport de contraintes critique (d'après VAID et CHERN, 1982).

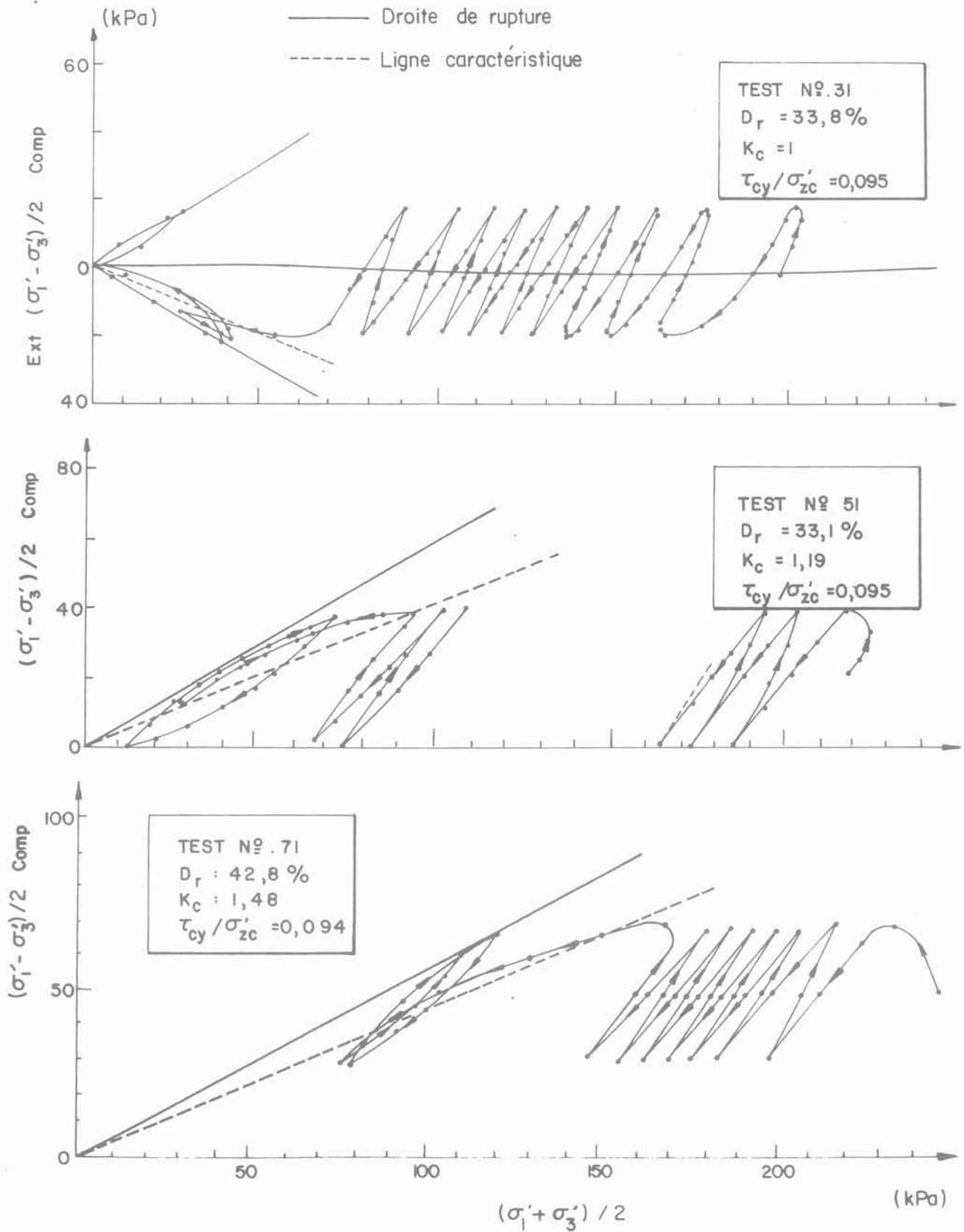


Fig. 3. — Chemins de contraintes au cours d'essais cycliques sur sables lâches (d'après VAID et CHERN, 1982).

La figure 1 montre en effet l'évolution des surpressions interstitielles et de la déformation axiale de trois échantillons de sable lâche de densité relative variant de 33,1 à 42,8 % et soumis à une anisotropie de consolidation initiale.  $K_i = \sigma'_{1c}/\sigma'_{3c}$ , variant de 1 (état isotrope) à 1,48, soit 32 % de l'anisotropie provoquant la rupture statique ( $\phi = 36,6^\circ$ ).

La figure 2 montre l'évolution de ces paramètres au cours du cycle critique de l'un des échantillons.

La figure 3 montre les chemins de contraintes suivis par ces mêmes échantillons durant l'essai. Il apparaît que :

- Dès que le rapport de contraintes principales,  $K_i = \sigma'_1/\sigma'_3$ , atteint une certaine valeur critique (point A), indépendante de l'état de consolidation initial Kc ainsi que du taux de cisaillement cyclique,  $\sigma_{dcy}/2\sigma'_{3c}$ , les échantillons présentent un comportement fortement contractant (AB) conduisant à une augmentation brutale de la pression interstitielle et de la déformation axiale, caractéristique d'un écoulement qui n'est pas la liquéfaction *stricto sensu*. Dans le plan,  $s = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ ,  $t = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$ , cette valeur critique de K correspond à deux droites situées à l'intérieur du domaine limité par les droites d'état critique du matériau, appelées droites d'écoulement par VAID et CHERN (1982) et dont SLADEN et al. (1985) ont étendu la notion à celle de surface d'effondrement dans l'espace p,q,e de la théorie de l'état critique.

- Immédiatement après, l'échantillon présente un comportement dilatant (BC) avec faible surcroît de déformation axiale, c'est-à-dire arrêt de l'écoulement. Le chemin de contrainte présente un point de rebroussement vers la ligne de rupture.

- L'inversion du sens de chargement provoque à nouveau un comportement fortement contractant dès que le chemin de contrainte repasse à l'intérieur du domaine caractéristique de l'écoulement, mais sans déformation axiale significative.

- Lorsque le cisaillement redevient nul, la pression interstitielle atteint sa valeur maximale et provoque une liquéfaction transitoire de l'échantillon. Si le cycle de chargement ne passe pas par la phrase de cisaillement nul, il n'y a pas liquéfaction.

- Les cycles suivants provoquent un chemin de contraintes stabilisé sur la ligne d'état critique avec accumulation de déformation axiale et liquéfaction transitoire à chaque passage sous cisaillement nul.

- Puisque les cycles de chargement se stabilisent sur la ligne d'état critique, la valeur résiduelle atteinte par la pression interstitielle après retour au déviateur initial, rapportée à  $\sigma'_{3c}$ , décroît en fonction du rapport d'anisotropie initiale Kc (fig. 1). Elle s'exprime par :

$$\Delta u_{rés} = \sigma'_{3c} \left[ 1 - \frac{Kc - 1}{2} \frac{1 - \sin\phi'}{\sin\phi'} \right]$$

En résumé, les grandes déformations des échantillons de sables lâches ( $D_r \leq 45\%$ ) proviennent d'une part de la phase d'écoulement générée dès que le chemin de contraintes se situe au-delà de la surface d'effondre-

ment, lieu géométrique des pics de cisaillement, et d'autre part des phrases de liquéfaction transitoire provoquée par le passage sous cisaillement nul lors des cycles de chargement ultérieurs.

Cela permet de comprendre pourquoi, plus l'état d'anisotropie initiale est fort, c'est-à-dire plus le point représentatif de l'état de contrainte est proche de la ligne d'écoulement, plus faible est le déviateur cyclique provoquant un certain cumul de déformation axiale après un nombre de cycles donné ( $N = 10$  sur la figure 4).

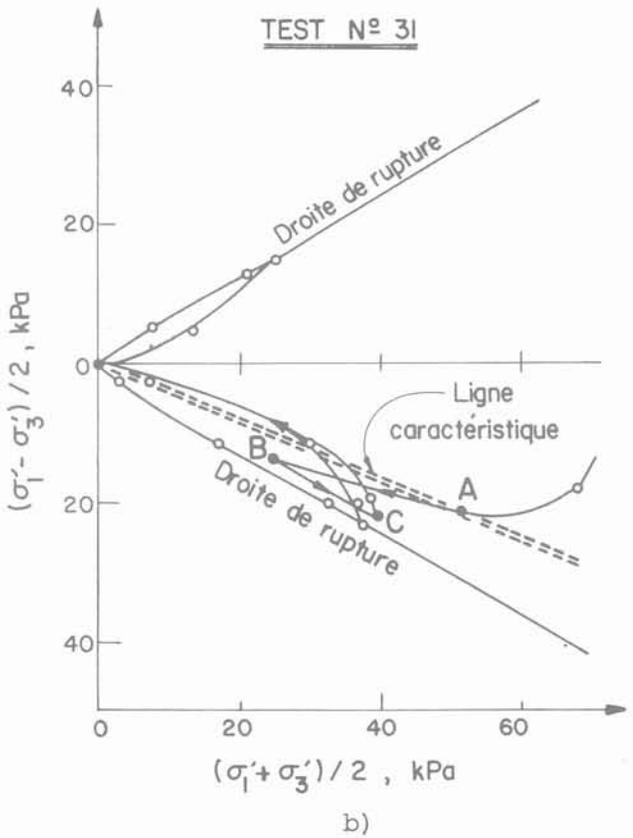
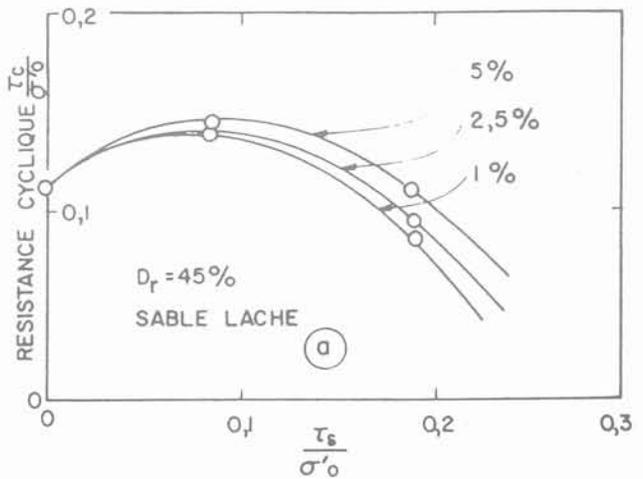


Fig. 4. — Effet d'une contrainte de cisaillement initiale  $\tau_s$  sur la résistance au cisaillement cyclique d'un sable lâche définie pour différentes valeurs de la déformation obtenue en 10 cycles (VAID et CHERN, 1983).

Le phénomène d'écoulement et la notion de surface d'effondrement sont transposables au cas du chargement monotone. La figure 5 présente la synthèse de cette notion. Dans le diagramme  $s', t$ , la droite d'écoulement, lieu des pics de cisaillement et trace de l'intersection de la surface d'effondrement avec le plan  $e = c^{te}$ , divise le domaine de contraintes admissibles en deux zones distinctes, l'une stable, l'autre instable génératrice de grandes déformations par écoulement.

Le chemin de contraintes 1-2-3 est typique d'un essai non drainé sur sable lâche. L'écoulement apparaît au pic de cisaillement 2. Toute anisotropie de contrainte de consolidation rapprochant l'état initial de la surface d'effondrement diminue la réserve de cisaillement admissible avant écoulement.

On notera que, alors que VAID et CHERN ont considéré que la droite d'écoulement passait par l'origine des axes, SLADEN et al. la font passer par le point critique (*steady state point*), projection du point d'intersection de la courbe d'état critique et du plan  $e = c^{te}$  correspondant à l'indice des vides de l'échantillon testé.

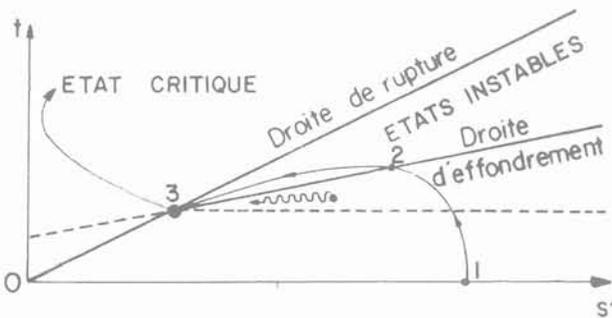


Fig. 5. — Théorie de la surface d'effondrement pour les sables effondrables (d'après SLADEN, 1985).

### III. LA RUPTURE DU BATARDEAU DU QUAI A PONDÉREUX OUEST AU PORT DE DUNKERQUE

Le port de Dunkerque est situé dans l'ensemble des dépôts deltaïques du Rhin. On y rencontre principalement 30 à 40 m de couches de sables reposant sur le substratum de l'argile des Flandres. La construction des nouveaux bassins se fait par dragage du sable sous l'eau après réalisation des quais à sec.

Deux ruptures importantes de talus sableux sous l'eau se sont produites après la construction du quai à Pondéroux ouest (fig. 6), ruptures dont le mécanisme est lié à la mise en liquéfaction de veines de sable lâche :

1° Le 6 novembre 1982, lors du dragage qui se trouvait à la cote - 16, une rupture s'est amorcée sur le talus Est du bassin. Sa durée a été de 1 h 15 et elle a concerné 300 000 m<sup>3</sup> de matériau. Le talus avait été taillé à 10/1 dans la partie haute et à 5/1 dans la partie basse. La rupture s'est produite après le dragage d'une couche de limon de 2 m d'épaisseur située entre les

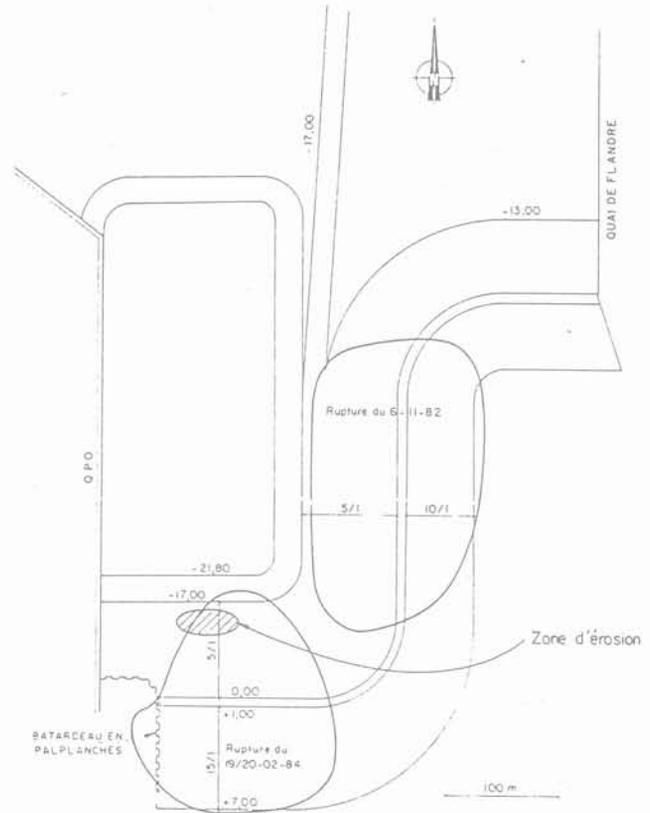


Fig. 6. — Rupture des talus dans le bassin du quai à Pondéroux ouest à Dunkerque.

cotes - 13 et - 15. A la suite de cette rupture, la pente du talus inférieur a été adoucie à 7/1.

2° Dans la nuit du 19 au 20 février 1984, une deuxième rupture s'est produite au fond du bassin dont la construction était terminée depuis un an. Cette rupture a mis en jeu 100 000 m<sup>3</sup> de matériau et a provoqué la ruine d'un batardeau en palplanches sur 50 m de longueur.

La figure 7 montre les coupes de la rupture dans le sens principal du mouvement, N-S (7a) et dans le sens perpendiculaire au batardeau (7b). Celui-ci s'est incliné à 45° environ vers l'avant par suite de la suppression de la butée et du dégagement des zones d'ancrage des tirants.

La forme de la surface du 6.11.1982 n'a pas été repérée exactement. Il y a une forte présomption pour qu'elle se soit développée à partir de la base de la couche de limon visible sur les coupes de la figure 7, située à la cote - 15CM, soit 1 mètre au-dessus du niveau de dragage.

La surface de rupture du 19-20.02.1984 a été repérée *a posteriori* par reconnaissances au pénétromètre statique. Elle affecte la base de la couche de limon sur 50 mètres environ en amont de l'affleurement, puis remonte parallèlement au talus sous-marin, à une dizaine de mètres de profondeur par rapport au fond marin. On remarque sa forme très plate sur 125 mètres de longueur.

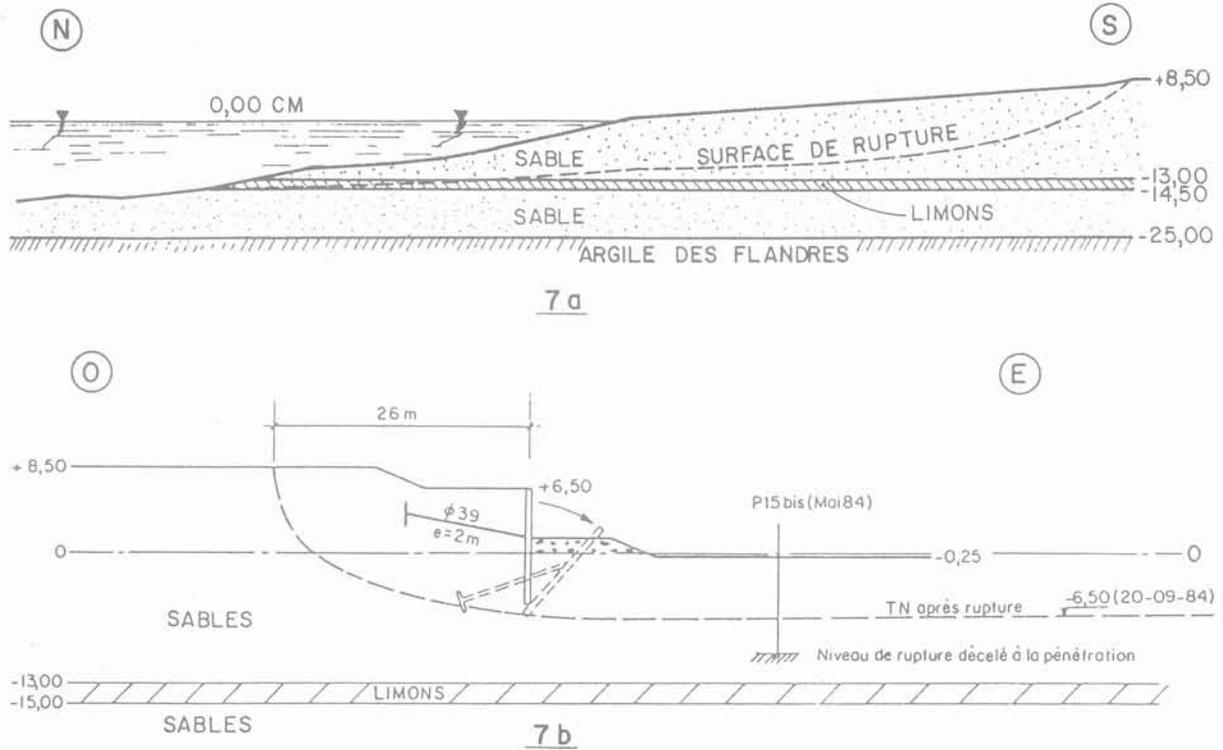


Fig. 7. — Coupes N-S et E-O du site liquéfié du quai Pondereux ouest à Dunkerque.

La stratigraphie (fig. 8), reconnue au pénétromètre statique, est constituée de :

- + 8,50 à - 13CM Sables coquilliers propres et denses ( $D_r > 60\%$  en moyenne), peu perméables ( $K < 5 \cdot 10^{-6}$  m/s).
- 13 à - 14,5 Limons sableux avec intercalation de lits sableux décimétriques ( $K < 10^{-7}$  m/s).
- 14,5 à - 15 A la base de la couche de limons sableux, on trouve une couche de sables lâches de 40 à 50 centimètres d'épaisseur ( $2 < q_c < 8$  MPa -  $20\% < D_r < 30\%$ ) apparemment continue sur le site puisqu'on la retrouve dans deux forages distants de plus de 400 m. Elle serait à l'origine de la liquéfaction.
- 15 à - 16/- 18 Sables et limons graveleux moyennement denses ( $40\% < D_r < 70\%$ ) et perméables ( $K \sim 3 \cdot 10^{-4}$  m/s).
- 16/- 18 à - 23/- 25 Sable gris fin, lâche ( $20\% < D_r < 50\%$ ) mais relativement perméable ( $K \sim 3 \cdot 10^{-5}$  m/s).

La densité relative des sables a été déterminée à partir des corrélations de Schmertmann appliquées au pénétromètre statique.

La perméabilité a été déterminée par essais Lefranc.

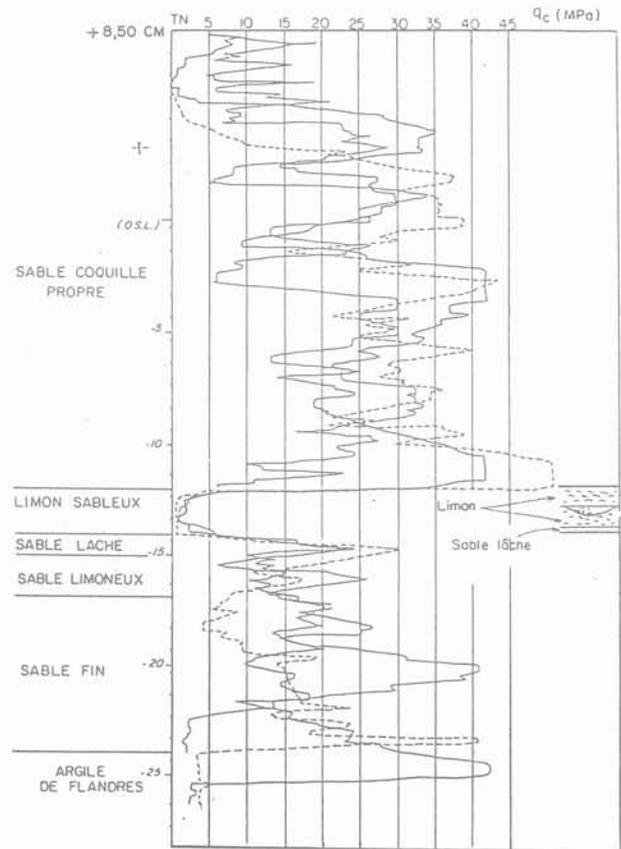


Fig. 8. — Profils pénétrométriques et stratigraphie des couches.

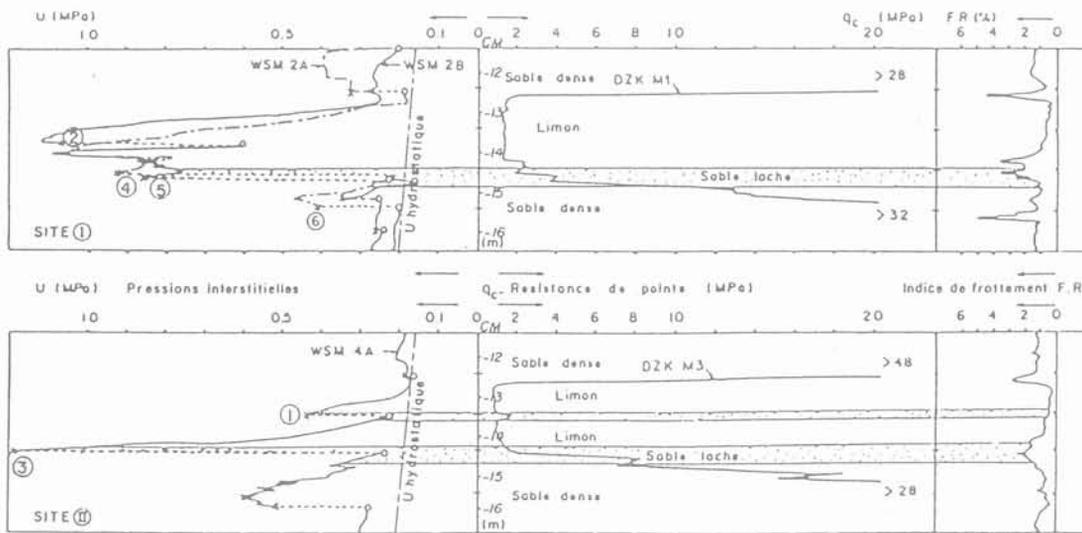
Une reconnaissance fine au piézocône, avec mesure de surpressions interstitielles de fonçage et mesure du temps de dissipation à certains niveaux d'arrêt de la pointe piézocônique a permis de préciser la susceptibilité des différents sables à la liquéfaction. La figure 9 (a et b) montre les résultats obtenus au voisinage de la couche de limon pour les 4 paramètres mesurés, sur deux sites distants de 400 mètres :

- Pression interstitielle :  $u$
- effort de pointe :  $q_c$
- indice de frottement latéral  $FR (= q_s/q_c)$
- temps de dissipation des surpressions interstitielles caractérisé par  $T_{80}$ , délai au bout duquel 80 % des surpressions sont dissipées.

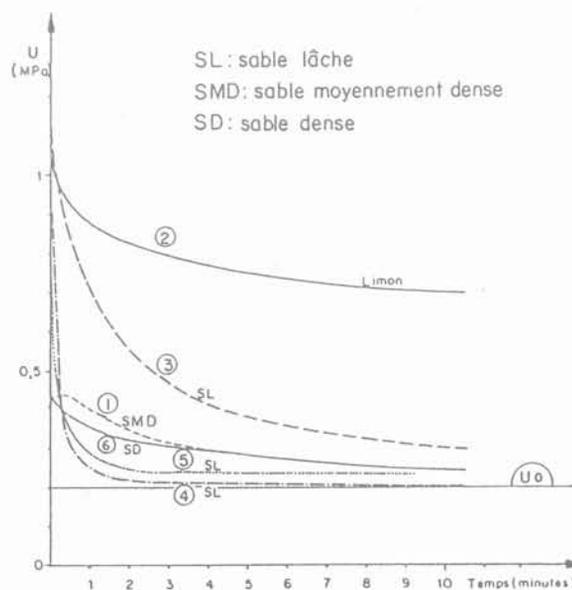
Le tableau I présente les valeurs caractéristiques de ces paramètres que résume la figure 10. Les trois points

relatifs à la base de la couche de limon, constituée de sables lâches, ressortent bien par la forte valeur des surpressions interstitielles développées ( $\Delta u/u_0 > 3$ ) et le faible temps de dissipation (80 % des surpressions dissipées en moins de 10 minutes).

On note, en complément de ces résultats, que les sables de la couche supérieure (au-dessus des limons), bien que qualifiés de denses, ont parfois présenté des surpressions de fonçage non négligeables. Cela est à rapprocher de leur faible perméabilité et de leur comportement fragile après rupture, décelé au pressiomètre autoforeur. La résistance de pointe au pénétromètre pourrait être due plus à une cimentation fragile qu'à une densité relative réellement forte. Ils seraient alors sensibles à un phénomène de rupture en grande masse dès lors que celle-ci est générée en partie aval de talus.



9 a



9 b

Fig. 9. — Stratigraphie de la couche de limons sableux déduite du piézocône.

A l'inverse, les sables sous-jacents à la couche de limon, relativement perméables, n'ont pas développé de suppression de fongage, bien que qualifiés de lâches. Ils sont, de ce fait, moins liquéfiables que ne le laisserait penser la seule considération de la densité relative.

Tableau 1.

Sol	$\Delta u$ (MPa)	$\Delta u / u_0$	$T_{80}$ (min)	$q_c$ (MPa)
1 Sable limoneux	0,25	1,25	10	< 2
2 Limon	0,80	4,00	$\geq 600$	< 2
3 Sable lâche	0,90	4,50	5	2 à 8
4 Sable lâche	0,70	3,50	0,5	2 à 8
5 Sable lâche	0,65	3,25	0,5	2 à 8
6 Sable lâche	0,21	0,10	10	> 30

Principaux paramètres mesurés au piézocône au voisinage de la zone de rupture.

Les caractéristiques mécaniques classiques de ces matériaux sont excellentes puisque l'on a déterminé :

limons :  $c' = 0$   $\phi'$  moyen =  $39^\circ$   $C_u \approx 45$  kPa  
sables :  $c' = 0$   $\phi'$  moyen =  $40^\circ$

De ce fait, les calculs de stabilité conduisent à des coefficients de sécurité excluant toute explication du sinistre par une rupture statique classique ( $F > 1,6$  pour le batardeau ;  $F > 5$  pour les talus sous-marins).

Par ailleurs, aucun mouvement particulier de l'eau dans le bassin n'a été noté avant la rupture qui s'est produite lors d'une grande marée forte mais pas exceptionnelle (coefficient 110).

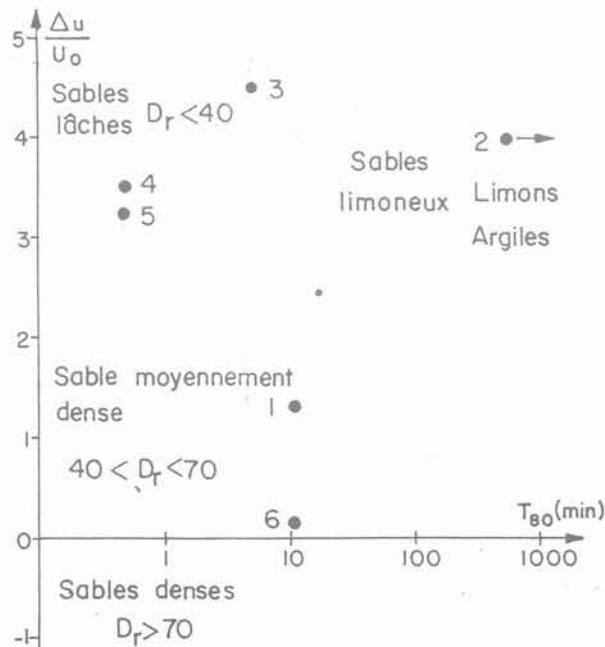


Fig. 10. — Paramètres de génération et dissipation des pressions interstitielles au voisinage de la zone de rupture.

La seule explication plausible est celle d'une liquéfaction statique, spontanée, provoquée par un choc localisé au voisinage de la base de la couche de limons.

Des essais triaxiaux consolidés non drainés pratiqués sur des sables de granulométrie et de densité relative comparables (Port de Nice) avaient conduit au diagramme de H.B. SEED présenté figure 11, dans lequel :

- $\tau_o$  = contrainte de cisaillement initiale s'exerçant en fin de consolidation sur le plan de rupture, potentiel, de l'échantillon (incliné à  $\pi/4 + \phi/2$  sur l'horizontale).
- $\sigma'_o$  = contrainte normale initiale s'exerçant sur ce même plan.
- $\tau_f$  = contrainte de cisaillement s'exerçant sur ce plan au moment du début de l'écoulement (pic du déviateur).

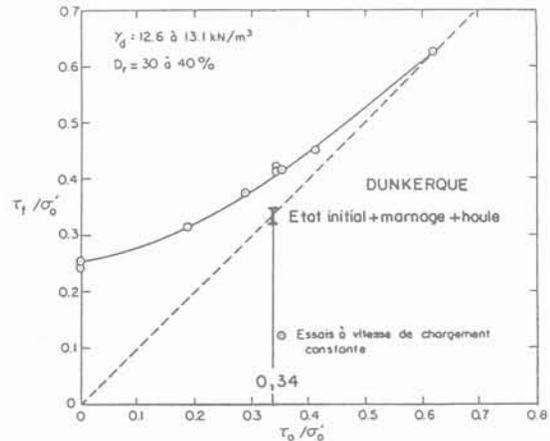


Fig. 11. — Incidence de l'anisotropie de consolidation initiale sur la réserve de cisaillement avant écoulement.

Dans ce diagramme, le point représentatif à l'état de contrainte initiale *in situ* au voisinage du talus est indiqué ainsi que l'effet du marnage dû à la marée et à une houle de 1 m d'amplitude en surface, soit 0,50 m d'amplitude à la base des limons. On a ainsi :

$$\tau_o / \sigma'_o = 0,34 \pm 0,016$$

Dans le cas présent, compte tenu de la valeur de  $\tau_o / \sigma'_o$ , l'incidence des mouvements d'eau dans le bassin est négligeable vis-à-vis de la liquéfaction. Elle ne l'aurait pas été pour un talus deux fois plus raide par exemple.

Par contre, une variation de 20 % de ce taux de cisaillement, l'amenant à une valeur proche de :

$$\tau_f / \sigma'_o = 0,40$$

est tout à fait envisageable sous l'effet d'un effondrement local du talus sous-marin à l'affleurement du limon. Elle suffit à provoquer la liquéfaction spontanée.

Un tel effondrement a pu se produire dans une zone d'érosion significative, observée au cours des mois qui

ont précédé la rupture, érosion qui avait fait reculer l'affleurement du limon d'une vingtaine de mètres sur 50 mètres de longueur. Cette zone d'érosion est située au pied de la zone liquéfiée (figure 6).

## CONCLUSION

De nombreux cas de rupture de talus sous-marins ont pu être expliqués par un phénomène de liquéfaction spontanée provoquée par une variation de taux de cisaillement brutale, plus ou moins forte, s'exerçant sur une formation de sables lâches liquéfiables. Plus l'anisotropie de consolidation initiale est forte, plus la réserve de cisaillement avant liquéfaction est faible.

Une variation brusque du plan d'eau de quelques mètres peut, par exemple, suffire à provoquer la liquéfaction spontanée d'un talus suffisamment raide de sable lâche. Dans le cas particulier du Port de Dunkerque, où les talus étaient doux (1/10), cette cause a été écartée. L'origine du glissement sous-marin qui a emporté 100 000 m<sup>3</sup> dans la nuit du 19 au 20 février 1984 est plus vraisemblablement un glissement très localisé dans une couche de limon de 2 mètres d'épaisseur reposant sur une couche décimétrique de sables lâches dont l'affleurement avait été largement entamé par érosion sous-marine lors des mois précédant la rupture.

## BIBLIOGRAPHIE

- CASAGRANDE A. (1975), *Liquefaction and cyclic deformation of sands*. A critical review. Proc. 5th. Panamerican Conference on Soil Mech. and Found. Eng. Vol. 5, 79-133.
- CASTRO G. (1969), *Liquefaction of sands*. Ph. D. Thesis. Harvard Soil Mechanics Series, n° 81.
- CASTRO G. (1975), *Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands*. ASCE 101 GT6, 551-569.
- KROEZEN M., VELLINGA P., LINDENBERG J., BURGER A.M. (1982), *Geotechnical and hydraulic aspects with regard to seabed and slope stability*. 2nd Canadian Conference on Marine Geotechnical Engineering. Halifax, 1982.
- SCHLOSSER F. (1985), *Liquéfaction de veines de sables lâches dans des talus sous-marins*. 11th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. San Francisco.
- SEED H.B. (1983), *Stability of port fills and coastal deposits*, 7th Asian Regional Conference on Soil Mech. and Found. Eng. Vol. 2, 31-41.
- SLADEN J.A., D'HOLLANDER R.D., KRAHN J. (1985), *The liquefaction of sands, a collapse surface approach*. Can. Geot. Jl. Vol. 22, n° 4, 564-578.
- VAID Y.P., CHERN J.C. (1982), *Mechanism of deformation during cyclic undrained loading of saturated sands*. Conference on soil dynamics and earthquake engineering. Southampton, 101-115.
- VAID Y.P., CHERN J.C. (1983), *Effect of static shear on resistance to liquefaction*. Soils and foundations. Vol. 23, n° 1, 47-60.
- VAID Y.P., FINN W.D.L. (1979), *Static shear and liquefaction potential*. ASCE 105 GT10, 1233-1246.