

# REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

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

N° 41

124 F

4<sup>e</sup> TRIMESTRE 1987

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



# REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

*Directeur de la Publication* : P. Habib

*Président du Comité de Direction* : B. Hirsch

*Comité de Direction* : J. Salençon — M. Panet — M. Rat — C. Azam

*Comité de Rédaction* :

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

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 — 0529

Revue trimestrielle

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

Prix au numéro franco : 124 F

(valable également pour les numéros anciens)

Sommaires des numéros anciens sur demande.

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

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

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

© 1987

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





# REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

N° 41

4<sup>e</sup> TRIMESTRE 1987

## sommaire

- fondation des centrales nucléaires  
*french nuclear power plants foundation* 7  
**J.L. Costaz, M. Haghgou**
- analyse de la stabilité des ouvrages en sols renforcés par une méthode d'homogénéisation  
*stability analysis of reinforced soil structures through a homogenization method* 29  
**P. de Buhan, J. Salençon**
- anomalies géostatiques stables et instables dans le cas du sel, étude par simulation centrifuge  
*stable and unstable geostatic anomalies in the case of salt, a study by centrifuge simulation* 45  
**A. Zelikson**
- variations de volume des sols argileux lors de cycles de drainage - humidification  
*volumetric variations of the clayey soils during drying - wetting cycles* 63  
**J. Biarez, J.M. Fleureau, M.I. Zerhouni, B.S. Soepandji**
- évaluation des déformations des piliers par émission acoustique dans une carrière souterraine  
*evaluation of pillars deformation by acoustic emission in an underground quarry* 73  
**M.C. Reymond**





JEAN GOGUEL

Le début de cette année a été douloureusement marqué par la disparition d'un de nos membres les plus illustres, sinon le plus illustre, le Professeur Jean GOGUEL.

L'annonce de ce décès nous a paru d'autant plus difficile à admettre qu'elle nous paraissait imprévisible. Lors de notre dernière réunion, nous avions réélu Jean GOGUEL, membre de notre conseil. Il nous avait une fois encore fait l'honneur de participer activement aux travaux de notre société.

Mais ses derniers moments ont été conformes à la personnalité que nous avons toujours connue et admirée. S'étant énergiquement redressé après une première attaque, il est mort debout, au lendemain d'une réunion familiale avec tous ses enfants et ses petits-enfants, en pleine possession de ses facultés physiques et intellectuelles. Comment imaginer Jean GOGUEL affaibli par une longue maladie. Il venait de terminer son enseignement annuel à Jussieu, de mettre la dernière main à un mémoire sur l'hydrogéologie des roches imperméables, et de finir un papier sur la structure et l'origine de la Terre...

Il nous aurait fallu beaucoup plus de recul pour analyser une vie si active et faire la synthèse d'une œuvre scientifique tellement riche et tellement diverse. Mais dès à présent, sous le coup de l'émotion, qu'il me soit permis de rappeler parmi toutes ses contributions aux Sciences de la Terre, celles qui sont les plus proches de notre discipline, la Mécanique des Roches.

Jean GOGUEL fut d'abord et avant tout un grand naturaliste et un homme de terrain. Beaucoup d'entre nous l'ont suivi, ou se sont efforcés de le suivre le long de ses courses géologiques dont je garde personnellement un souvenir lumineux. Rien dans le domaine des Sciences de la Terre ne lui était étranger, que ce soit la paléontologie, la pétrographie, la stratigraphie, la géophysique, la tectonique. Nous l'entendons encore

au cours d'une de ses excursions géologiques passer insensiblement de l'étude de la déformation de l'ammonite la plus commune à une vaste synthèse de la formation des montagnes que le regard embrassait.

Dès sa sortie de l'École des Mines en 1931, il fut affecté au Service de la Carte géologique dont il devait devenir Directeur adjoint en 1940 auprès d'Eugène RAGUIN, puis Directeur en 1953.

Ses premières recherches furent consacrées à l'étude géologique des Basses-Alpes. Ces travaux allaient déboucher sur la rédaction d'un mémoire en 1937 pour la soutenance de sa thèse de Doctorat ès Sciences : « Description Tectonique de la Bordure des Alpes de la Bléone au Var ».

Ce mémoire atteste de la très grande diversité des sujets abordés par le jeune géologue. Mais dès cette époque il ne se satisfait pas d'une approche purement descriptive et naturaliste.

« ... Dès mon premier contact avec les Basses-Alpes, écrivait-il, j'ai senti l'intérêt de compléter la description des déformations par l'analyse mécanique des déformations... »

En 1941, à la création du Bureau de Recherches Géologiques et Géophysiques, Jean GOGUEL en est nommé Directeur adjoint. Cet organisme allait devenir, bien des années plus tard, le B.R.G.M. par la fusion avec le Service de la Carte géologique en 1969. Il en fut le Vice-Président, et en restera le Conseiller Scientifique jusqu'à son décès.

Dès cette époque, il dirige d'importantes campagnes géophysiques en Bresse et dans le Bas Dauphiné, en mettant en œuvre des méthodes gravimétriques, par courants telluriques et des sondages électriques. Son intérêt pour la géophysique, tant en prospection que pour la connaissance fondamentale du Globe, ne devait pas se démentir tout au long de sa carrière.

Pour nous mécaniciens des roches, l'année 1942 est un repère essentiel dans l'œuvre scientifique de Jean GOGUEL. Cette année-là, il publie la première édition d'un mémoire d'une importance considérable : « Introduction aux déformations mécaniques de l'écorce terrestre ».

C'est une synthèse des études du comportement mécanique des roches qui étonne par l'originalité de la démarche et les nombreuses contributions nouvelles.

Son célèbre « Traité de Tectonique », qui devait être traduit en anglais et en russe, constitue le prolongement normal de ce mémoire, comme l'« Étude mécanique des formations géologiques ». Quarante ans se sont écoulés depuis la première édition du mémoire de 1942. Il comprend des mises au point et des développements nouveaux. Mais quelle continuité de la démarche scientifique dans son œuvre !

Dans la préface, il nous avertit :

« ... Entre la rigueur du mathématicien et l'observation du naturaliste s'étend un domaine de raccordement où l'intention... c'est-à-dire un travail d'artiste... joue, en particulier pour apprécier la portée de raisonnements ou de calculs rigoureux dans leur déroulement propre mais qui développent des hypothèses plus ou moins grossièrement appliquées. Mais l'incertitude de ce raccordement ne nous autorise pas à transiger sur la rigueur des développements mathématiques... »

L'activité de Jean GOGUEL ne s'est pas limitée à la recherche fondamentale ; il a aussi appliqué ses connaissances approfondies des Sciences de la Terre aux travaux de l'Ingénieur. En 1959, il publie « Application de la Géologie aux travaux de l'Ingénieur ». En 1968, il est membre fondateur du Comité Français de Géologie de l'Ingénieur dont il devient le premier président.

Jean GOGUEL fut un pionnier dans le domaine des applications de la géothermie. Dans un de ses derniers écrits, la préface aux actes du Colloque : Bilan et Perspectives de la Géothermie en France, il tirait les leçons pour l'avenir des difficultés présentes de la géothermie.

Il participa aux études préliminaires de nombreux ouvrages et aménagements en France et à l'étranger, et sut infléchir les orientations initiales des projets en fonction des données géotechniques.

Il est intervenu pour de nombreux projets de tunnels.

Il a notamment participé aux études du tunnel sous la Manche, d'abord comme Conseil du Groupement d'Étude du Tunnel sous la Manche (1958-1960), puis comme membre de la Commission de Surveillance franco-britannique chargée de contrôler l'exécution et l'interprétation de la prospection complémentaire

(1964-1965), et enfin comme membre de la Commission (1975) chargée de définir les travaux indispensables pour ménager l'avenir — qui est devenu le présent.

Après les grands accidents liés au comportement du sol et du sous-sol, on fit appel à sa compétence, à son indépendance d'esprit et à sa hauteur de vues dans les Commissions Administratives d'Enquêtes. Ce fut le cas après l'accident de MALPASSET, l'effondrement du tunnel ferroviaire de VIERZY, le glissement des remblais du port de NICE.

Chacun sait également le rôle éminent qu'il jouait dans l'étude des risques naturels et la place qu'il a tenue dans la cartographie ZERMOSS.

Son activité d'enseignant fut inlassable et bon nombre d'entre nous l'ont eu comme Professeur. Il fut successivement ou alternativement :

Professeur de Topographie, de Paléontologie et de Géologie Générale à l'École des Mines, Professeur de Géologie Appliquée à l'École des Ponts et Chaussées, Professeur à l'École du Génie Rural, chargé de cours en Californie, à l'École Centrale, etc.

Il participait également à un enseignement de 3<sup>e</sup> cycle à Jussieu sur la Géodynamique Interne. Il venait d'ailleurs en décembre de terminer le cours de cette année scolaire.

Je n'ai pas voulu et n'aurais pas pu retracer la totalité de la vie et de l'œuvre de Jean GOGUEL dans un temps si court. D'autres dans d'autres disciplines, dans d'autres sociétés savantes, souligneront l'importance de ses contributions scientifiques.

Les prix, les distinctions qu'il reçut furent innombrables tant en France qu'à l'étranger. Le fait qu'il ne fut pas élu membre de l'Académie des Sciences dans son propre pays constitue pour moi une énigme. Il ne peut s'expliquer que par une grande indépendance d'esprit et par une carrière hors du commun. Comme c'est dommage pour l'Académie des Sciences.

Nous ne verrons plus Jean GOGUEL assis au deuxième rang de cet amphithéâtre attentif à nos exposés, intervenant pour apporter un complément, une remarque, une correction toujours nécessaire.

Mais son œuvre scientifique restera pour longtemps une référence indispensable. Nous garderons le souvenir d'un savant, d'un vrai honnête homme, d'une grande civilité. Nous lui devons tant !

Marc PANET  
Président du Comité Français  
de Mécanique des Roches

# **fondation des centrales nucléaires**

## **french nuclear power plants foundation**

**J.L. COSTAZ, M. HAGHGOU**  
E.D.F., S.E.P.T.E.N. \*

### **Résumé**

Après une description rapide des études menées par E.D.F. pour le choix des sites et les caractéristiques géotechniques des sols, les problèmes d'interaction sol-structures dans le domaine statique sont exposés dans leur généralité et à l'aide d'exemples précis.

Enfin, les études de développement liées au retour d'expérience donnent des orientations pour l'avenir.

### **Abstract**

*After a rapid description of the studies made by E.D.F. for the choice of the nuclear sites and for determining the geotechnic data, the soil-structure interaction problems for static loadings are presented in a general way and accompanied by local examples.*

*Finally, development works related to the feedback experience provide an approach for the future.*

\* Électricité de France, Service études et projets thermiques et nucléaires.  
12-14, avenue Dutriévoz, 69628 Villeurbanne Cedex.

## 1. INTRODUCTION

En 1973, la France a décidé de lancer un programme d'équipement électronucléaire de grande ampleur devant permettre dix ans plus tard la fin de l'utilisation du pétrole pour la production d'électricité.

Ce programme a fait l'objet de deux paliers techniques caractérisés par la puissance électrique des unités :

34 tranches de 900 MWe et 20 tranches de 1 300 MWe ont été implantées sur une vingtaine de sites (figure 1). Comme ces sites sont répartis sur l'ensemble du territoire à l'exception des zones montagneuses, leur géologie fournit des conditions de fondations très différentes allant de vases de la Gironde (Blayais) au granite du Cotentin (Flamanville) en passant par les couches alluvionnaires des principaux fleuves français.

Les études concernant les fondations des centrales nucléaires ont fortement enrichi l'expérience d'E.D.F. et de ses ingénieurs-conseils : MECASOL, SIMECSOL, COYNE et BELLIER.

En effet, le fait de disposer d'ouvrages identiques sur des sols différents est une source d'information unique que nous continuons à exploiter pendant de nombreuses années après la construction par le suivi des tassements dans le temps.

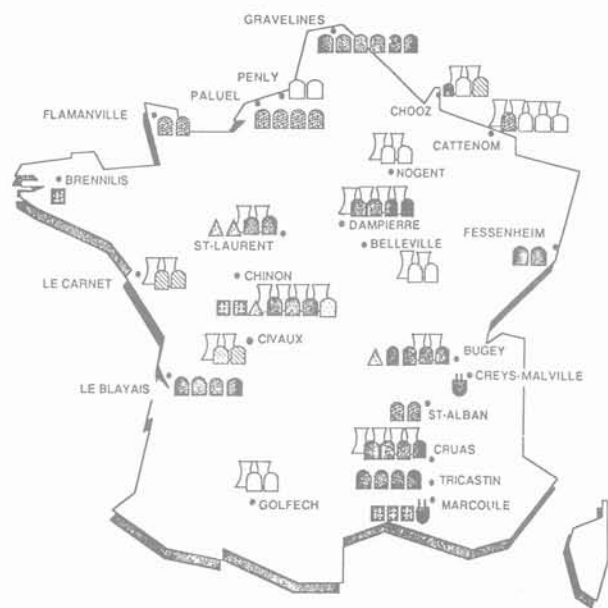


Fig. 1. — Les centrales nucléaires de la France.  
Fig. 1. — Location of french nuclear power plants

## 2. DIVERS BATIMENTS D'UNE CENTRALE NUCLÉAIRE A EAU SOUS PRESSION

### 2.1. Description sommaire

Une centrale nucléaire comprend plusieurs bâtiments indépendants, les divers radiers n'étant liés entre eux que dans des cas très particuliers.

C'est la solution la plus économique mais elle peut conduire à des tassements différentiels entre bâtiments qui doivent être pris en compte.

Le bâtiment le plus lourd est le bâtiment du réacteur de forme cylindrique. La charge au sol est en moyenne de 0,5 MPa. Il est entouré de bâtiments de forme parallélépipédique dont la charge au sol est d'environ 0,25 MPa. On distingue :

- le bâtiment du combustible (BK) ;
- le bâtiment des auxiliaires nucléaires (BAN) ;
- le bâtiment électrique et des auxiliaires de sauvegarde (BAS - BL) ;
- le bâtiment de liaison.

Enfin, la salle des machines est constituée de poutres et de poteaux fondés généralement sur semelles (SdM).

La figure 2a montre une vue générale de l'îlot nucléaire pour le palier 1 300 (P'4) et la figure 2b une coupe passant par les bâtiments BK et BAS - BL.

La figure G1 (annexe 3) donne le plan de masse d'une centrale de 900 MWe à 2 tranches jumelées.

### 2.2. Bâtiment du réacteur

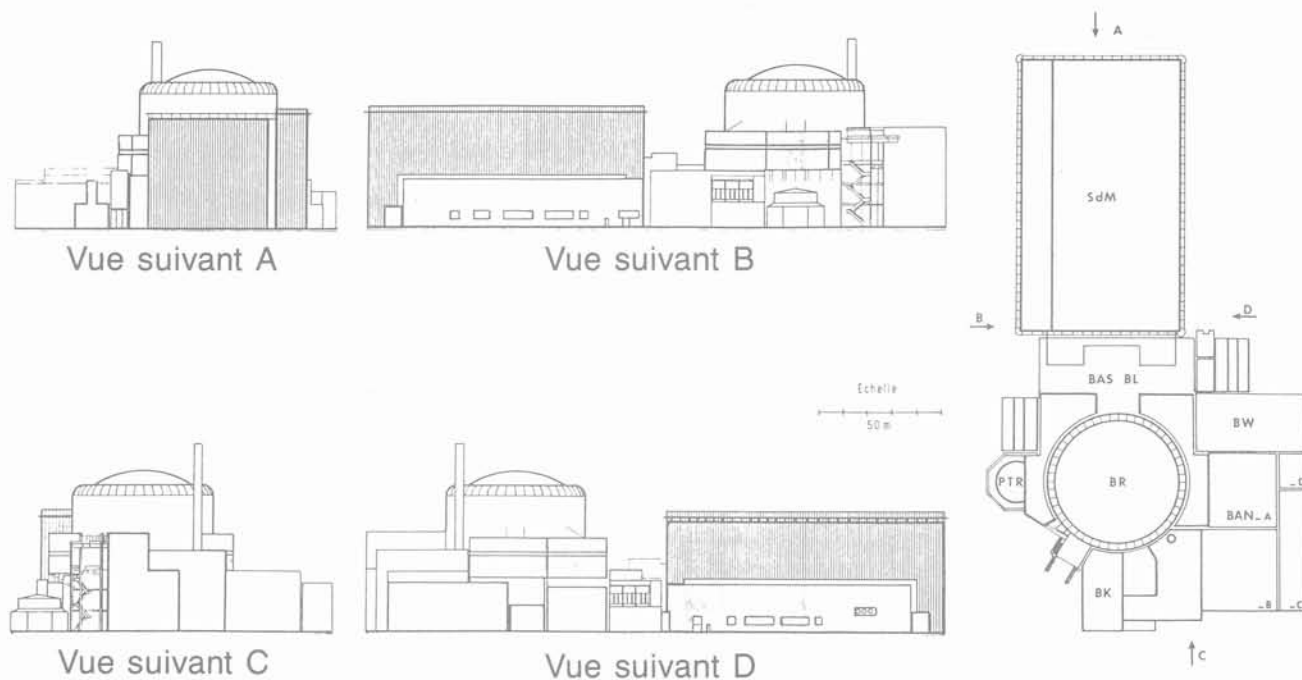
Le bâtiment du réacteur est fondé sur radier et comporte une enceinte en béton précontraint capable d'assurer le confinement des produits radioactifs libérés et la protection vis-à-vis du rayonnement émis par ces produits en cas d'incident et tout particulièrement en cas d'accident de perte de réfrigérant primaire. Elle assure également la protection contre les agressions externes.

Cette enceinte est appelée «enceinte de confinement». Elle peut être constituée :

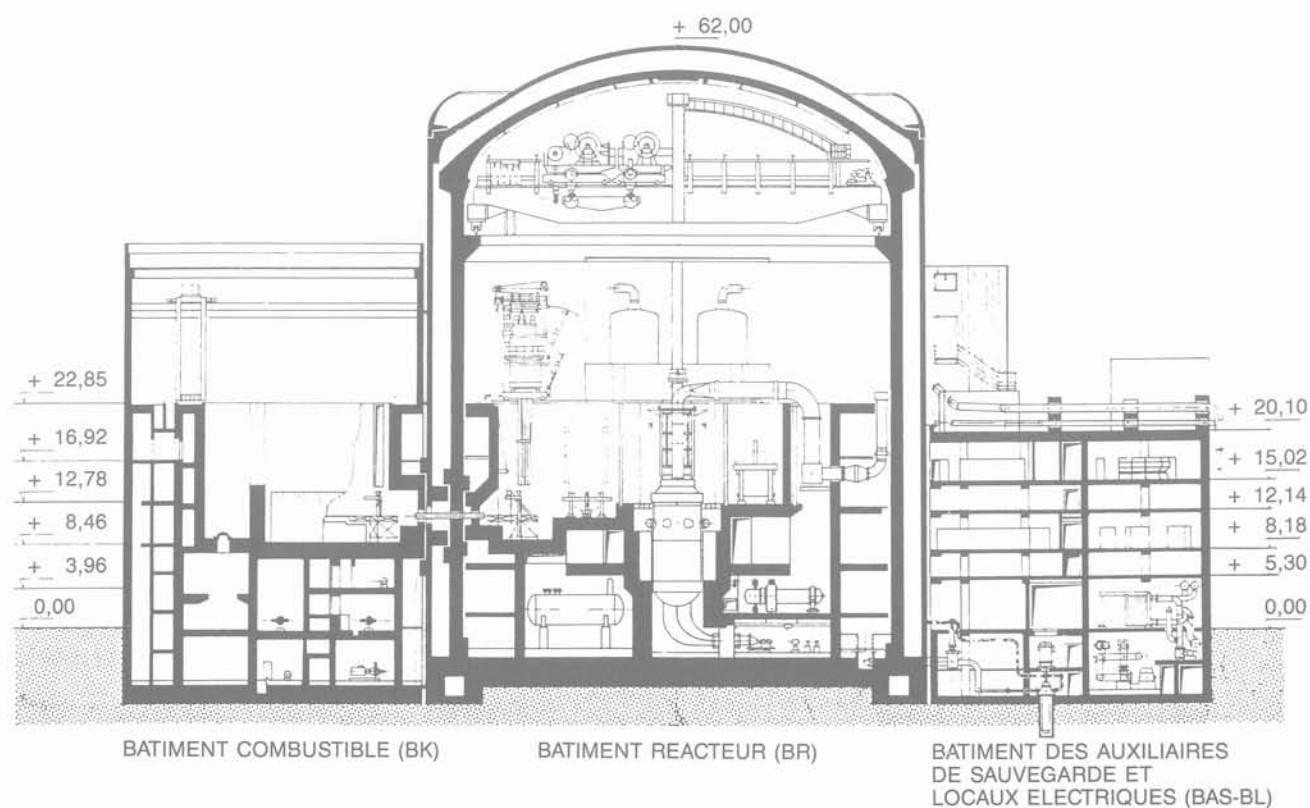
- soit par une enceinte simple en béton précontraint munie intérieurement d'une peau métallique d'étanchéité (tranches REP 900 MWe) ;
- soit par une enceinte à double paroi : enceinte interne en béton précontraint sans peau métallique d'étanchéité et enceinte externe en béton armé, ces parois étant séparées par un espace entre enceintes permettant la récupération et la filtration des fuites en provenance de l'enceinte interne (tranches REP 1 300 MWe).

Comme indiqué sur la figure 3, on distingue trois standards pour le palier REP 1 300 :

- P4 dont la tête de série est PALUEL ;



*Fig. 2.a — Vue générale du bloc usine, PWR 1300 P'4.*  
*Fig. 2.a — General view of nuclear island, PWR 1300 P'4.*



*Fig. 2.b — Coupe AA — îlot nucléaire, PWR 1300 P'4.*  
*Fig. 2.b — Cross section AA — nuclear island, PWR 1300 P'4.*



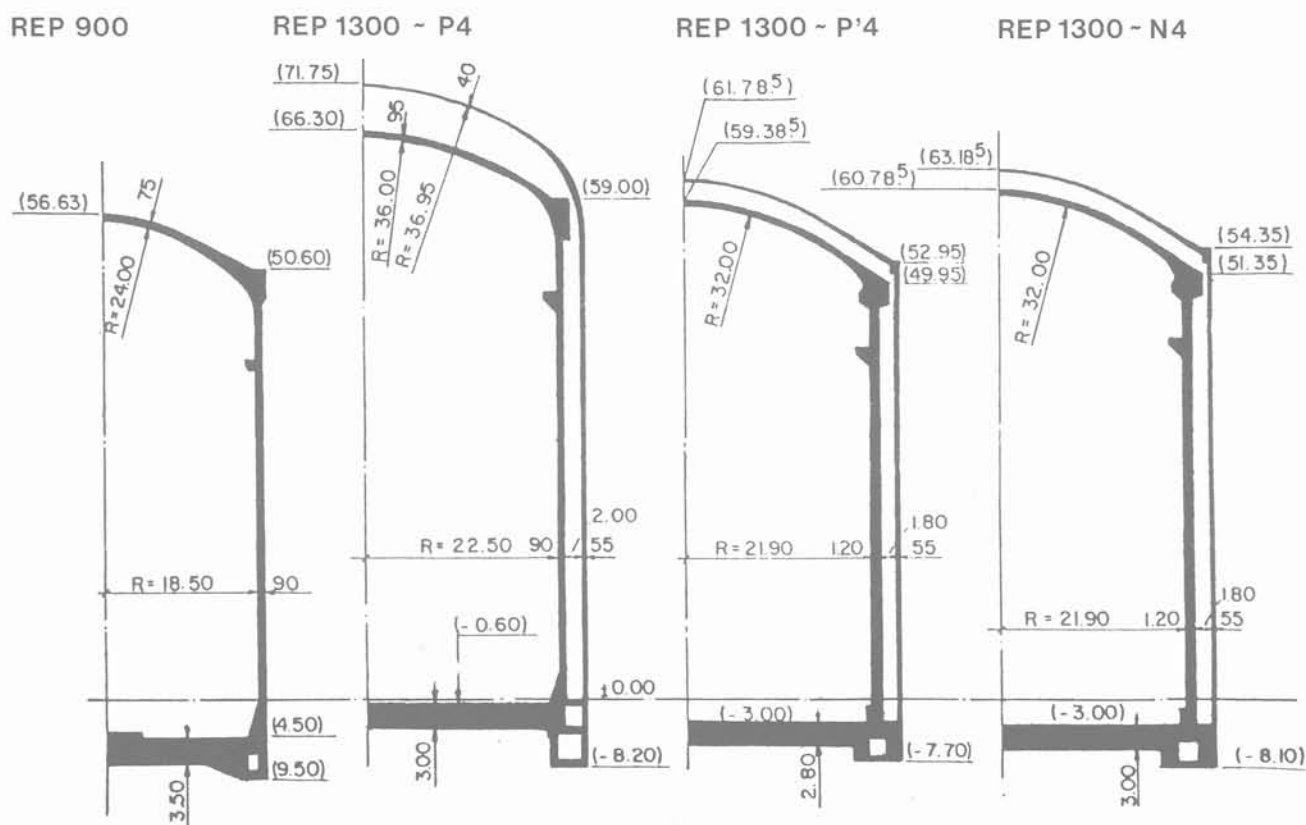


Fig. 3. — Différents standards d'enceintes de confinement.  
Fig. 3. — French PWR containment vessels standards.

- P'4 dont la tête de série est CATTENOM;
- N4 dont la tête de série est CHOOZ.

### Représentation de la structure

Ce bâtiment est amené à subir des chargements variés au cours de son exploitation (poids propre, épreuve...) et il peut être amené à rencontrer des situations accidentelles. La nature et la distribution des efforts apportés en sous-face de son radier par le sol influencent très notablement son dimensionnement, notamment celui de sa partie inférieure.

En raison de la diversité des sols rencontrés sur les différents sites, et de la sensibilité des structures du bâtiment réacteur aux efforts apportés par le sol, la conception de ces ouvrages a toujours été orientée vers la définition d'une part de parties reconductibles sur tous sites et d'autre part de zones de l'ouvrage qu'il était nécessaire d'adapter à la nature des terrains rencontrés sur chaque site. Les parties non reconductibles sont généralement :

- le radier ;
- les parties inférieures des structures internes lorsque celles-ci sont liées rigidement au radier ;
- la partie inférieure (gousset de raccord avec le radier) des enceintes.

Il faut noter que les parties reconductibles ne sont pas toutes absolument insensibles à la nature du sol. Les parties basses des enceintes interne et externe, au-dessus des goussets sont nécessairement influencées, même faiblement, par les réactions du sol sous le radier. En conséquence, afin de pouvoir définir un dimensionnement standard de ces parties, des calculs enveloppes ont été faits, en prenant en compte plusieurs types de sols mou, moyen ou dur selon les dénominations habituelles.

### 3. CHOIX DES SITES

Avant de construire une centrale nucléaire, il faut trouver des sites convenables. Ceci se prépare longtemps à l'avance et fait l'objet d'une très large concertation.

Le choix d'un site de centrale nucléaire résulte de très nombreuses études prenant principalement en compte :

- les besoins de la région en énergie électrique ;
- le réseau de transport ;
- la proximité d'une source froide (mer ou rivière) nécessaire pour le refroidissement du condenseur de la turbine ;



- la direction des vents dominants ;
- la densité de la population dans les environs du site ;
- l'impact visuel de la centrale dans l'environnement ;
- la géologie du site ;
- le risque sismique.

La nature et la qualité du sol de fondation sont prises en compte, mais ne sont pas des facteurs déterminants. Par contre, ces paramètres ont des conséquences importantes sur la construction de la centrale.

#### 4. ÉTUDE DU SOL D'UN SITE

L'étude du sol d'un site rassemble des données précises dans les domaines suivants :

- la géologie qui décrit la nature et la disposition des terrains rencontrés sur le site à l'échelle géologique ; elle inclut l'hydrogéologie qui étudie la pénétration et l'accumulation des eaux superficielles dans les terrains, l'importance et la position des réserves ainsi constituées et l'écoulement de la nappe phréatique ;
- l'analyse du risque sismique ;
- la géotechnique qui détermine les caractéristiques mécaniques des couches de sol.

##### 4.1. La géologie et l'hydrogéologie

L'étude géologique est à la base de toutes les études présentées ci-dessous. Elle est conduite d'abord à l'échelle régionale, puis à l'échelle locale.

Il est arrivé que cette étude aboutisse à la découverte d'une anomalie entraînant l'abandon du site. Par exemple le site de Fumay, où la présence d'une faille était soupçonnée, a été délaissé au profit de celui de Chooz.

L'hydrogéologie du site est soigneusement étudiée avant et après travaux. En effet, les travaux de terrassements peuvent modifier l'écoulement de la nappe phréatique, entraînant par exemple la diminution du débit d'exhaure des puits privés ou industriels de la région. Les travaux peuvent également mettre en communication la nappe phréatique avec une rivière polluée, entraînant une modification de ses caractéristiques chimiques.

En fin de travaux, E.D.F. établit une carte où figure l'écoulement de la nappe superficielle et, de plus, calcule le temps de transfert de la nappe de la centrale à l'exutoire le plus proche (rivière pour un site fluvial).

Au cours de la vie de la centrale, l'hydrogéologue effectue des contrôles périodiques de la nappe phréatique pour vérifier l'absence de pollution et la non-altération de l'eau.

##### 4.2. L'analyse du risque sismique

La protection des centrales nucléaires vis-à-vis des effets des séismes est un aspect important de la sûreté ; elle passe par les trois étapes suivantes :

- la détermination des mouvements sismiques de référence ;
- le dimensionnement des ouvrages ;
- la mise en place d'une instrumentation de détection sismique sur le site.

##### 4.3. La géotechnique

Les bâtiments des îlots nucléaires sont des ouvrages lourds qui appliquent au sol des contraintes comprises entre 0,25 MPa et 0,5 MPa. Les services topographiques d'E.D.F. qui auscultent ces bâtiments au cours de leur construction, puis au cours de leur exploitation, mesurent des tassements moyens qui peuvent aller jusqu'à 30 cm et des tassements différentiels entre bâtiments de plusieurs centimètres qui s'accroissent pendant toute la vie de la centrale lorsque le sol est argileux.

Les déplacements différentiels entre bâtiments peuvent atteindre les limites prévues pour les matériels communs à ces bâtiments et principalement les tuyauteries. De plus, les hétérogénéités du sol de fondation entraînent un basculement des bâtiments qui peut gêner le fonctionnement des matériels.

Pour limiter les tassements des bâtiments, plusieurs techniques ont été adoptées quand le sol était trop mauvais :

- à Gravelines, réalisation sous l'îlot nucléaire d'un radier général de trois mètres d'épaisseur moyenne, constitué d'un sol ciment armé de deux nappes d'aciers ;
- au Blayais, substitution de 15 m de vase de la Gironde par un remblai sableux mis en place par une technique hydraulique et construction de la prise d'eau sur pieux ;
- à Belleville, consolidation de 10 m d'alluvions sablo-limoneuses de Loire par vibro-flottation ;
- à Nogent, préchargement du sol de fondation des réfrigérants atmosphériques.

Ces techniques sont efficaces, mais onéreuses et, de plus, elles ne peuvent être généralisées.

Une solution élégante pour le spécialiste en génie civil est de demander au mécanicien d'augmenter les tolérances admises sur son matériel. Mais on comprend facilement que cette méthode a ses limites. Il faut donc essayer d'améliorer les connaissances en mécanique des sols et d'assurer avec les laboratoires de recherche et les ingénieurs-conseils des études pour perfectionner :

- les essais au laboratoire et in situ ;
- les lois de comportement des sols destinées à simuler convenablement sur ordinateur les différents essais ;

- les calculs de prévision de tassement.

C'est le programme de travail que nous poursuivons depuis plusieurs années. Nous y reviendrons dans cet exposé.

## 5. INTERACTION SOL-STRUCTURE

Dans une étude d'interaction sol-structure, il intervient évidemment deux ensembles très différents qui sont le sol de fondation et la structure elle-même. L'interface des deux ensembles est nette et bien déterminée lorsqu'il s'agit de la fondation d'une centrale nucléaire. Les caractéristiques de la structure sont relativement bien connues, comparées à celles du sol.

Une analyse d'interaction sol-structure peut avoir deux objectifs distincts :

- la détermination de la déformée des radiers et l'amplitude des déformations (tassements absolus et différentiels) ;
- l'évaluation de la distribution des contraintes à l'interface, ainsi que les contraintes qui seront développées au sein de la structure.

Ces deux objectifs peuvent être atteints simultanément par une analyse globale, modélisation par éléments finis de l'ensemble de la structure et du sol sous-jacent. Mais, pour des raisons qui vont être développées plus loin, ce type d'analyse est réservé au bâtiment du réacteur. Pour les autres bâtiments, l'analyse est basée sur les résultats de calculs préalables pour lesquels il est d'usage de ne représenter la structure que par une schématisation de sa fondation. Parfois même, la structure est remplacée par une distribution de charge en surface du sol, déduite en admettant des hypothèses sur la rigidité de la fondation. Il se posera alors le problème délicat de la continuité des déplacements à l'interface sol-structure.

Dans l'ensemble, on peut prétendre que c'est la détermination des contraintes et des déformations du massif de sol qui restera la partie délicate de l'ensemble de l'étude.

### 5.1. Calcul des tassements

L'estimation de l'interaction sol-structure et l'évaluation des tassements à court et à long terme des îlots nucléaires, comme tout autre calcul de mécanique des sols, consiste à idéaliser le phénomène, donc à utiliser un « modèle mathématique » après avoir effectué une chaîne d'opérations destinée à fournir les données nécessaires à l'exécution du calcul. Pour réussir une bonne prévision, il faut réunir les facteurs suivants :

- a) connaissance de la géométrie précise des couches de sol, et des conditions de drainage ;

- b) bonne connaissance des caractéristiques in situ des matériaux, et de l'état de contrainte initial ;

- c) possession d'une modélisation adéquate pouvant représenter fidèlement la géométrie du problème, le comportement des sols et l'interaction sol-structures ;

- d) correspondance entre le planning de chargement original et le planning suivi sur le chantier. Dans le cas contraire, il est nécessaire de réviser le calcul en tenant compte de l'histoire réelle du chargement.

De plus, on doit pouvoir déterminer avec suffisamment de précision les paramètres à introduire dans le modèle. La défaillance d'un de ces facteurs suffit à détériorer les prévisions. Or, on comprend qu'il soit difficile de réunir toutes ces conditions lorsque l'on connaît les contraintes imposées sur chaque site :

- les campagnes de prospection doivent être menées rapidement, leur budget est forcément limité. De ce fait, la géométrie et les caractéristiques des couches de sol ne sont pas généralement connues avec beaucoup de précision ;

- les essais au laboratoire peuvent ne pas être parfaitement représentatifs du comportement du sol in situ et leurs résultats sont souvent dispersés. La cause doit en être cherchée dans l'hétérogénéité naturelle des sols, le remaniement des échantillons, l'effet de l'échelle et du temps.

De plus, il est difficile de connaître exactement les conditions de drainage des différentes couches du sol et le planning de construction est rarement connu avec précision lors des études de sol.

Au cours de la dernière décennie, des progrès considérables ont été effectués dans la mise au point des outils de calcul sophistiqués. Actuellement, l'ingénieur dispose de codes de calcul aux éléments finis tridimensionnels incorporant des lois rhéologiques complexes, sensés bien représenter le comportement réel du sol, ainsi que l'interaction sol-structure. Mais ces codes sont lourds d'utilisation, et donc très onéreux ; de plus, la détermination des paramètres des lois rhéologiques complexes pose encore beaucoup de problèmes. C'est pourquoi les modélisations usuelles, dans la pratique industrielle, sont encore basées sur des simplifications successives de la réalité. En effet, l'expérience montre que des discordances entre les calculs prévisionnels et des mesures effectuées sur les ouvrages ont souvent pour cause une mauvaise détermination de la géométrie et des caractéristiques in situ des couches du sol.

Le sol est un milieu discontinu, anisotrope, hétérogène avec un comportement non linéaire. Dans les méthodes usuelles de calcul de tassement, on adopte des simplifications. C'est au niveau du choix de ces simplifications que les méthodes utilisées par différents bureaux d'études se distinguent. Certains, s'inspirant de la loi hyperbolique de DUNCAN, tendent à avantager le comportement non linéaire du sol, tandis que d'autres adoptent un comportement linéaire pour le sol, mais tiennent compte dans une certaine mesure de l'influence de l'anisotropie et de l'hétérogénéité verticale des couches du sol pour le calcul des contraintes.

## 5.2. - Cas du bâtiment du réacteur

Pour tout nouveau site, et parfois même à l'intérieur même d'un site pour les différentes tranches si des hétérogénéités des sols le justifient, le bâtiment réacteur des centrales nucléaires fait l'objet d'un calcul d'ensemble aux éléments finis (en général axisymétrique pour le modèle, mais susceptible de prendre en compte des chargements non axisymétriques). Les éléments de structure représentés sont :

- les enceintes interne et externe, avec leur dôme ;
- le radier ;
- les structures internes du bâtiment réacteur, sous une forme simplifiée toutefois.

La représentation du sol est obtenue de deux façons. La première utilise des éléments finis (volumiques). On modélise alors les couches de sol, avec leurs différents modules jusqu'à une distance de l'ordre de deux fois le rayon du bâtiment en direction radiale, et une fois et demie en profondeur (modèle « bac de sol », figure 4).

Le principal inconvénient de semblables modèles est bien évidemment la taille des calculs qu'ils engendrent compte tenu de la multiplicité des cas de charge pour une précision parfois illusoire par suite des incertitudes sur les caractéristiques des sols à moins de réaliser plusieurs modèles pour tester la sensibilité.

La deuxième solution, plus économique en temps de calcul, utilise une modélisation du sol par des ressorts (coefficient de réaction). Si elle conduit à des modèles de taille plus réduite, cette méthode pose toutefois le problème de la définition des raideurs des ressorts. Ces dernières sont en général obtenues en cherchant à retrouver sous le bâtiment réacteur les tassements prévus par les calculs géotechniques. Afin d'avoir des hypothèses encadrantes en ce qui concerne la distribution des contraintes sous le radier, deux modélisations sont le plus souvent adoptées :

- une avec des ressorts de raideur uniforme sous tout le radier ;
- une autre comportant deux zones de raideurs différentes, les plus grandes raideurs étant prévues en périphérie du bâtiment sous les enceintes, ce qui permet de retrouver une distribution de contraintes présentant des valeurs plus élevées au bord analogues à celle que donne un modèle « bac de sol » (modèle « ressorts », figure 4).

Dans la pratique, les deux méthodes sont utilisées. Pour le poids propre, il est vérifié que les deux modèles « ressorts » encadrent bien les efforts et déformations calculés par un modèle « bac de sol ». Les modèles « ressorts » ainsi testés sont alors utilisés pour tous les autres cas de charge et notamment les cas sismiques avec prise en compte du décollement éventuel d'une partie du radier.

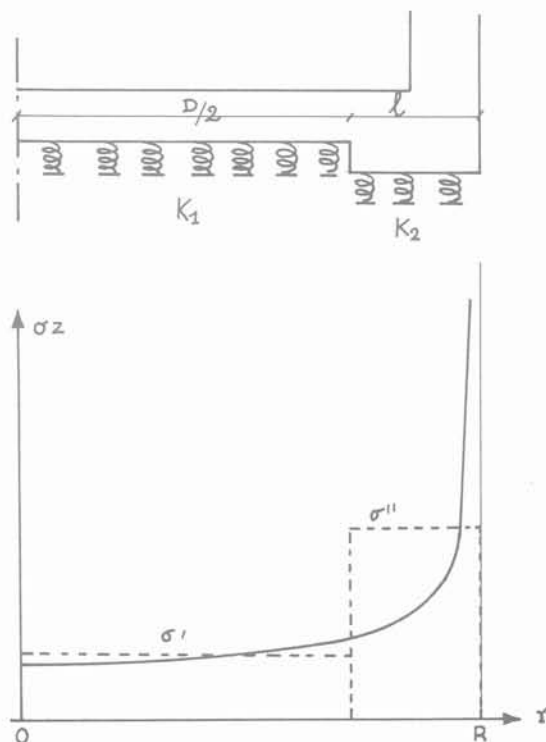
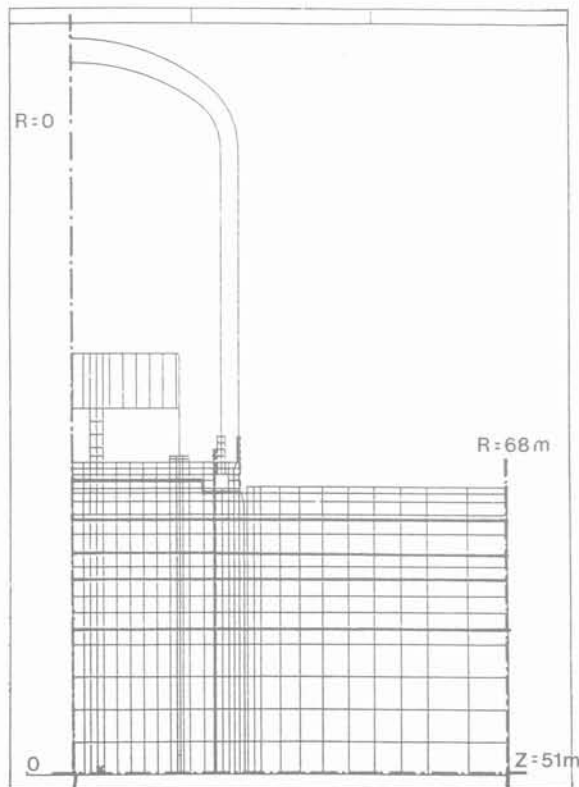


Fig. 4. — a) Exemple de modèle de calcul du bâtiment réacteur sur « bac de sol ».  
b) Représentation du sol par des ressorts de raideur variable.

Fig. 4. — a) Global finite elements representation of soil-structure.  
b) Method of substructure with variable spring rigidity.

Les différents types de chargements auxquels est soumis le bâtiment réacteur imposent de modéliser des caractéristiques statiques (construction, service normal, etc.), statiques rapides (épreuve) ou dynamiques (séisme, accidents, etc.). Différents modèles aux éléments finis sont donc réalisés, que l'on soumet ensuite aux chargements qui leur sont propres. Les résultats des efforts sont alors cumulés pour le dimensionnement.

Si comme nous venons de le voir, les problèmes liés à la nature du sol interviennent de façon importante au stade des calculs de dimensionnement, ils ont aussi une grande influence sur la conception même de l'ouvrage, notamment pour le radier et les galeries situées sous le radier.

## VI. DISPOSITIFS D'AUSCULTATION

La sensibilité des installations des bâtiments nucléaires aux tassements différentiels a fait sentir très tôt le besoin d'un contrôle continu du comportement réel de ces bâtiments au cours et après leur construction. La nature, le nombre et l'implantation des dispositifs de mesure peut différer d'un site à un autre, suivant le fait que le site est jugé sensible ou non.

En ce qui concerne le bâtiment du réacteur, les dispositifs de mesure relatifs à l'étude de l'interaction sol-structure comprennent :

— Les mesures des déplacements et déformations d'ensemble :

- mesures topographiques des déplacements du radier et de la structure ;
- déformée du radier par pots de nivellement à niveau d'eau, noyés dans le béton ;
- déformée de la paroi cylindrique verticale à l'aide de pendules verticaux ;
- diamètre du radier avec deux extensomètres horizontaux.

— Les mesures locales dans le béton :

- contraintes à l'aide des témoins sonores noyés dans le béton ;
- températures à l'aide de thermocouples noyés dans le béton ;
- contraintes de la peau métallique d'étanchéité ;
- tension des câbles de précontrainte verticaux à l'aide de dynamomètres.

— Les mesures dans le sous-sol de fondation :

- pression de sol sous le radier à l'aide de cellules GLÖTZL ;
- pressions interstitielles en profondeur à l'aide de capsules TÉLÉMAC ;
- tassement des couches profondes ;

- mesure du niveau de la nappe phréatique.

Dans un premier temps, ces mesures étaient surtout destinées à la détection des anomalies éventuelles par rapport aux prévisions des calculs (et réajustement des calculs d'interaction sol-structure). Par la suite, elles ont constitué une base de données pour des comparaisons calcul-expérience permettant une meilleure compréhension des phénomènes et le comportement réel des ouvrages dans le but de l'amélioration des procédures de calcul. Elles peuvent servir aussi pour établir les bases d'une procédure pour la révision de l'évaluation des tassements à long terme en se basant sur des mesures au cours et après la construction de la centrale.

## VII. RETOUR D'EXPÉRIENCE RECHERCHE ET DÉVELOPPEMENT

E.D.F. dispose, pour conduire une étude sur les tassements, d'une richesse d'information unique : 20 sites ont été équipés de centrales standardisées à eau pressurisée ; chaque bâtiment réacteur constitue une sorte d'« essai à la plaque » en vraie grandeur. Il y a donc là matière à une banque de données à laquelle il sera toujours possible de se référer dans l'avenir pour porter un jugement global sur tel ou tel type de modélisation.

En liaison avec ce retour d'expérience, nous avons engagé en 1985 une étude destinée à définir une méthodologie nouvelle dans les prévisions de tassements. La démarche est déterministe et cherche d'une part à valoriser au mieux les techniques d'essais et de calculs existants, d'autre part à mettre au point de nouvelles approches théoriques et expérimentales.

Traditionnellement, l'appareil de laboratoire à la base des calculs de tassements est l'œdomètre : l'échantillon de sol, haut de 2 cm, est chargé par paliers pour déterminer l'indice de compressibilité du matériau.

In situ, le pressiomètre permet d'exercer des pressions croissantes sur la paroi d'un forage et de mesurer le module pressiométrique qui, introduit dans des formules empiriques, conduit également à une prévision des tassements.

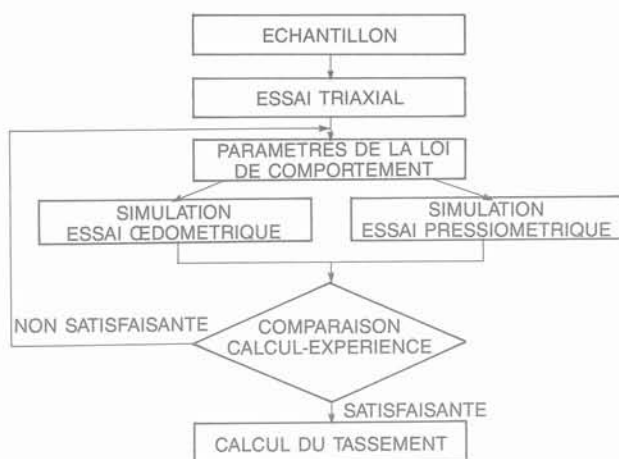
Les deux méthodes, assez rudimentaires, aboutissent, notamment sur les sites E.D.F., à des prévisions souvent discordantes avec des écarts pouvant aller du simple au double, comme cela a été le cas à Golfech sur l'emplacement des futurs aéroréfrigérants, ou à Nogent-sur-Seine sous l'îlot nucléaire.

La question posée est donc la suivante : comment relier les deux méthodes, critiquables sur bien des points, et aboutir à une prévision réaliste ?

La réponse passe par la modélisation numérique du comportement du sol, à l'aide de lois élastoplastiques représentatives de la physique réelle du matériau. Le schéma suivant indique la nouvelle procédure mise en œuvre.

E.D.F. est en mesure d'utiliser comme loi de comportement du sol, la loi élastoplastique multimécanisme





cyclique de HUJEU (1985), développée par les équipes de chercheurs de l'École Centrale de Paris. Cette même loi sert à d'autres applications telles que les calculs de barrages en terre et, sous des formes plus ou moins modifiées, à l'extérieur d'E.D.F. (Institut Français du Pétrole, B.R.G.M., COYNE & BELLIER) : elle devrait donc être amenée à connaître un grand développement.

La loi cyclique est introduite dans un code d'éléments finis tridimensionnel, qui se propose de traiter, non seulement les problèmes de tassements précédemment définis, mais encore les problèmes beaucoup plus lourds de calcul des contraintes et déformations dans le sol sous sollicitations dynamiques (séismes).

Parallèlement à ces applications théoriques, il convient de développer les outils expérimentaux qui soient en mesure d'accéder valablement aux paramètres du sol qui seront introduits dans les codes de calcul. Au laboratoire et in situ, l'effort de recherche d'E.D.F. est fourni en collaboration avec l'École Centrale. Pour l'expérimentation in situ, le pressiomètre autoforeur mis au point par le L.C.P.C.\* et le pressiomètre piloté par ordinateur mis au point par la Société MENARD, sont testés, notamment dans la craie pâteuse du site de Nogent.

Pour terminer ce rapide tour d'horizon sur les calculs de tassements, précisons que les tassements à long terme, dont l'importance peut être capitale pour les liaisons entre bâtiments, font l'objet d'études très attentives visant d'une part à mettre au point les méthodes d'extrapolation à l'infini des valeurs de tassements observés pendant les premiers mois suivant la construction, d'autre part à introduire dans les codes de calcul existants des lois modélisant convenablement le fluage des sols.

Nous donnons en annexe quatre exemples de comparaison entre les calculs prévisionnels et les mesures réalisées in situ.

## RÉFÉRENCES

- BECUE P., JULIEN J.F., COUSIN M., DUPAS J.M., DORE M. (1981), *Comportement du réacteur de Creys-Malville*, 10th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng (I.C.S.M.F.E.), Stockholm, vol. 2, pp. 37-40.
- BROWN P.T. (1969), *Numerical Analyses of Uniformly Loaded Circular Rafts on Elastic Layers of Finite Depth*, Géotechnique, vol. 19, n° 3, pp. 399-404.
- BURLAND J.B., BROMS B.B. and DE MELLO V.F.B. (1977), *Behaviour of Foundations and structures*, State of the Art Report, proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng. (I.C.S.M.F.E.), Tokyo 1977, vol. 2, pp. 495-546.
- COUSIN M., GNIEWEK J., JULIEN J.F. (1978), *Mesure de nivellement automatique*, VI<sup>e</sup> Congrès inter. de l'analyse expérimentale des contraintes, V.D.I. Berichte NR 313, Munich, pp. 887-891.
- DAVESNE M., BORDES J.L., BOUVARD A., DUPAS J.M., LEFEVRE A. (1983), *Contrôle d'un préchargement de fondation à Nogent-sur-Seine*, symp. Inter., essais en place, Paris 1983, vol. 2, pp. 19-24.
- DOUSSOT M., DORE M., COLOMBET G. (1987), *Comportement du réacteur de Creys-Malville vis-à-vis de la construction d'un bâtiment adjacent (A.P.E.C.)*, Colloque international-Interaction Sols-Structures, Paris, 5-7 mai 1987, pp. 39-46.
- DUNCAN J.M. and CHANG C.Y. (1970), *Nonlinear Analysis of stress and strain in soils*, J. Soil Mech. & Fnds. Div. proc. A.S.C.E., vol. 96, SM 5, pp. 1629-1653.
- GIROUD J.P. (1972), *Tables pour le calcul des fondations*, Dunod-Paris.
- HUJEU J.C. (1985), *Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols*, Génie parasismique, Presses des Ponts-et-Chaussées, Paris, pp. 57-72.
- MOREL A., ZOLZETTICH A., JULIEN J.F., SOMMA E., AMIR-MAZAHARI D. (1979), *Comparison between a 3D photo-elastic model and a axisymmetric finite element calculus*, 5th Inter. Conf. Struc. Mech. in Reactor Techn. (S.M.I.R.T.), M 3.8.-1-8, Berlin-Ouest.
- PALMER L.A. and BARBER E.S. (1940), *Soil displacement under a circular loaded area*, proc. High Res. Board, vol. 20, pp. 279-286; 319-332.
- SIGISMOND J., DUPAS J.M., LEFEVRE A. (1983), *La craie à Nogent-sur-Seine*, Revue française de Géotechnique, n° 23, pp. 5-17.
- WORKING GROUP FROM E.D.F./SEPTEN (1983), *The use of soil improvement technique in realisation of the French Nuclear Power programme*, proc. of 8th Europ. Conf. Soil Mech. Found. Engng, Helsinki, May 1983, Communication 1.17.

\* Laboratoire Central des Ponts-et-Chaussées.

## ANNEXES - CONFRONTATION CALCUL - OBSERVATIONS

### Annexe 1 — Cas de la centrale de Creys-Malville (RNR 1 200 MWe)

Le site de Creys-Malville est situé en rive gauche du Rhône, à 60 km en amont de Lyon. La centrale Super-Phénix appartient à la filière des réacteurs « sur-régénérateurs », à neutrons rapides, refroidis au sodium, et délivre une puissance électrique de 1 200 MWe.

Le bâtiment réacteur comporte une enceinte cylindrique en béton armé de 64 m de diamètre intérieur (épaisseur des murs 1 m) et de 80 m de haut environ abritant les structures internes, avec un radier circulaire de 66 m de diamètre et de 5,3 m d'épaisseur fondé à 6 m environ de profondeur sous la plate-forme générale du site ; le poids total du réacteur (radier compris) est de l'ordre de 1 750 MN. Le réacteur est entouré de 7 bâtiments adjacents (4 générateurs de vapeur et 3 bâtiments des auxiliaires nucléaires) représentant 1 175 MN. La salle des machines, située à proximité, représente un poids total d'environ 1 300 MN (figure C1).

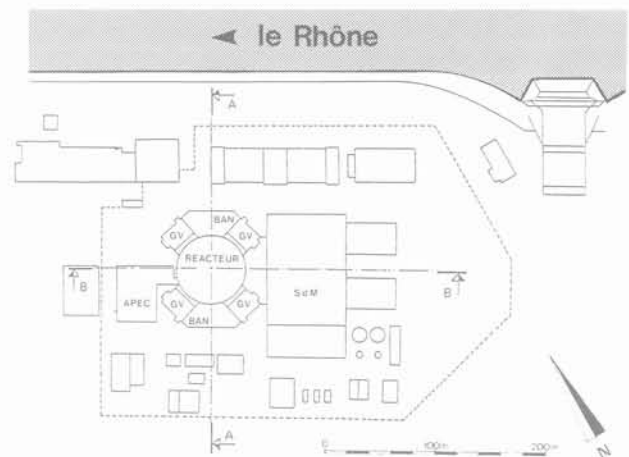


Fig. C1. — Centrale de Creys-Malville.

L'altitude du site est comprise entre 205 NGF et 225 NGF (plaine alluviale au bord du fleuve et terrasse en contre-haut). Les ouvrages principaux sont implantés dans la plaine alluviale mais débordent légèrement sur la terrasse (TN : 205 NGF à 215 NGF). Les reconnaissances réalisées ont fait appel à des techniques variées (géophysique, sondages carottés, essais in situ et en laboratoire,...) et ont permis de définir la stratigraphie et les caractéristiques des matériaux. La stratigraphie est du haut vers le bas (figures C2 et C3) :

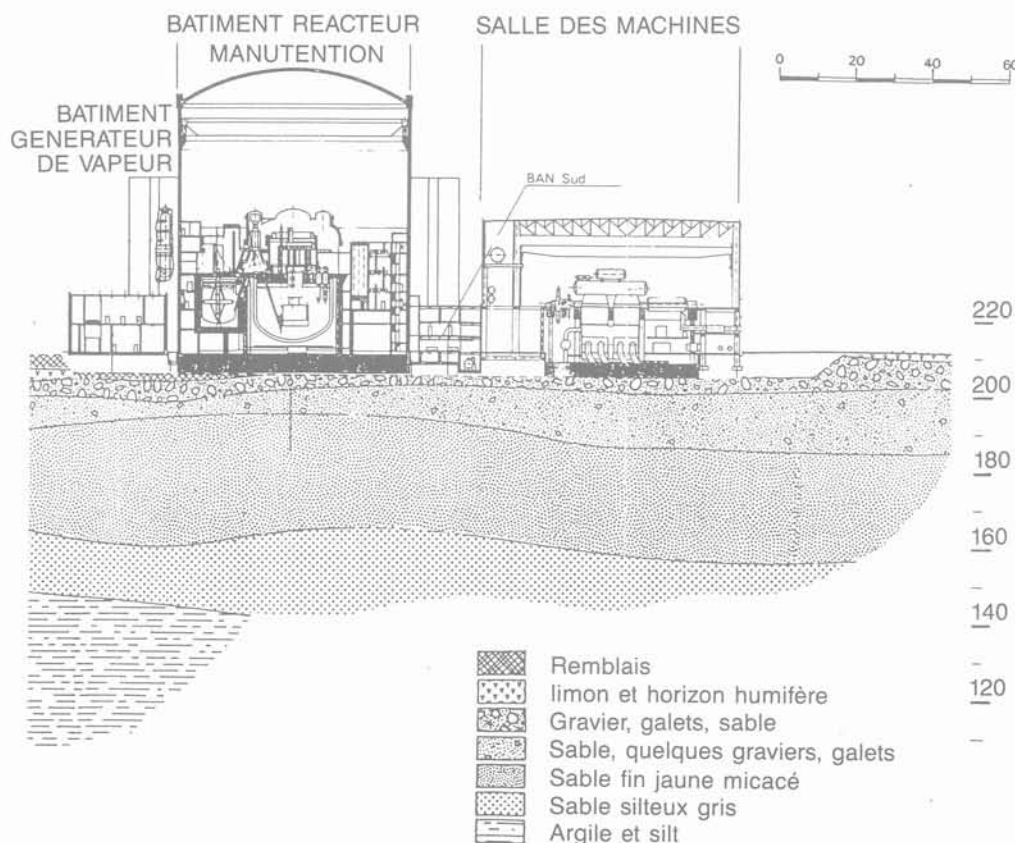
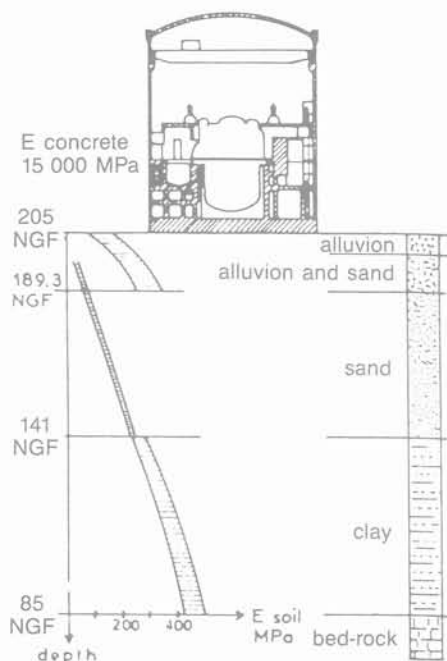


Fig. C2. — Creys-Malville — Coupe longitudinale.  
Fig. C2. — Schematic cross section.



**Fig. C3. — Coupe schématique du réacteur et des couches du sol.**

*Fig. C3. — Cross section of reactor building and soil characteristics*

- limons de surfaces plus ou moins graveleux ;
- alluvions sablo-graveleuses ;
- sables moyens-fins à silteux ;
- argile silteuse surconsolidée ;
- substratum calcaire.

Les limons ont été décapés et remplacés par des alluvions sablo-graveleuses compactées pour constituer la plate-forme ou la fondation des ouvrages.

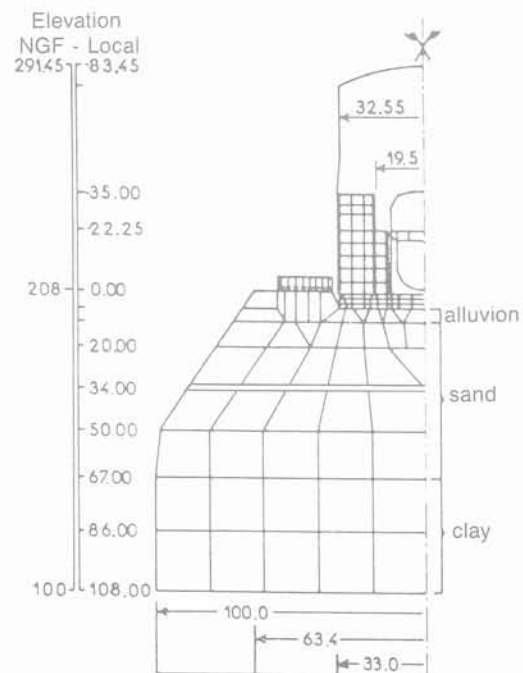
Les caractéristiques des sols ont été déterminées à partir d'essais in situ et en laboratoire sur échantillons intacts.

Les essais triaxiaux ont permis d'obtenir pour différents matériaux des lois du module de déformation  $E$  en fonction de la contrainte effective moyenne et de la déformation axiale, avec une interprétation hyperbolique des courbes effort-déformation au voisinage de l'origine.

### 1. Calculs prévisionnels

Pour étudier l'interaction sol-radier conduisant au dimensionnement de la fondation et aux prévisions de tassement du bâtiment, deux approches ont été suivies. L'une visait à établir ces éléments à partir de calculs aux éléments finis modélisant le sol et la structure, et l'autre s'appuyait sur le comportement d'un modèle photoélastique reproduisant la géométrie du bâtiment et le sol de fondation (MOREL et al., 1979).

Le premier calcul aux éléments finis utilisait un modèle axisymétrique dans lequel le sol, jusque vers 110 m de profondeur, était divisé en 4 couches horizontales (figure C4).



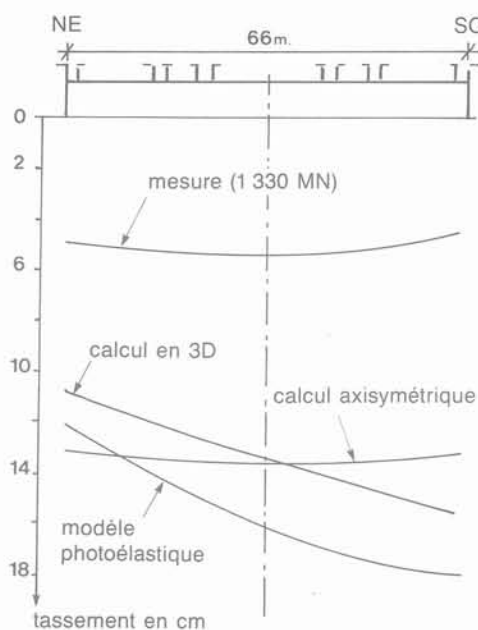
**Fig. C4. — Modélisation axisymétrique.**

*Fig. C4. — Axisymmetric Model.*

Le deuxième calcul aux éléments finis a été réalisé à 3 dimensions avec le programme ASKA. Il représente le sol (sur 120 m d'épaisseur) et la structure à l'aide d'un maillage tridimensionnel très élaboré permettant de tenir compte des dissymétries de charge (notamment de l'influence des bâtiments entourant le réacteur) ainsi que la variation en plan et en profondeur du module de déformation des sols. Les valeurs de  $E$  sont déduites de calculs préliminaires, la répartition en profondeur des modules en tout point est calculée à partir de l'état des contraintes et des lois de module.

Les deux calculs aux éléments finis sont concordants pour le tassement au centre du radier (figure C5). Le second calcul fait apparaître une inclinaison du bâtiment réacteur suivant le diamètre NE-SO (l'extrémité SO tasse le plus). Les deux calculs conduisent à une flèche moyenne du radier d'environ 0,4 cm. Le calcul tridimensionnel montre que la flèche maximale est obtenue sur le diamètre sensiblement E-O (0,7 cm).

Le modèle photoélastique représentait la structure du bâtiment par une maquette au 1/200 réalisée en résine époxy, tandis que la modélisation du sol était obtenue à l'aide de 29 disques en élastomère silicone de modules de déformation différents adaptés au profil du sol sur 120 m d'épaisseur. Les résultats obtenus sont en assez bonne concordance avec les calculs précédents (figure C5).



**Fig. C5. — Déformée du radier suivant le diamètre NE-SO. Résultats des calculs et des mesures.**

*Fig. C5. — Deformed Base Mat — Calculated and Measured.*

## 2. Dispositifs d'auscultation

Afin d'avoir les renseignements sur le comportement de l'inter-face sol-structure dès le début de la construction, des appareils de mesure ont été mis en place dans l'épaisseur du béton de propreté (figure C6) :

- un système de nivellement hydraulique automatique constitué de 19 pots de mesure ;
- 17 cellules de contrainte du type GLÖTZL au contact avec le sol ;
- 5 thermosondes.

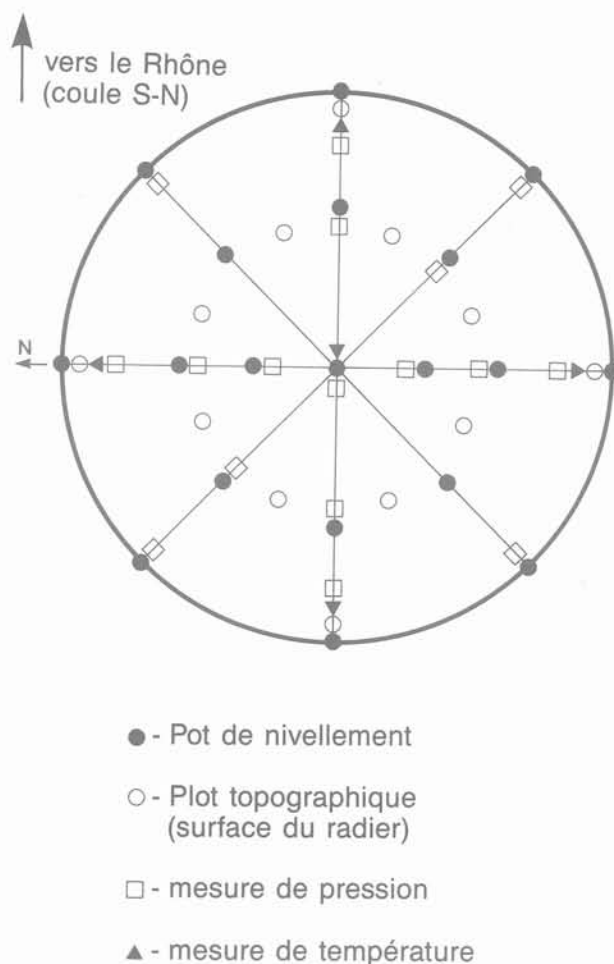
Après construction du radier, la mise en place de 12 repères de nivellement à la surface de la fondation<sup>a</sup> a permis une surveillance topographique et la vérification des informations données par le système hydraulique (figure C6).

## 3. Comportement du bâtiment réacteur

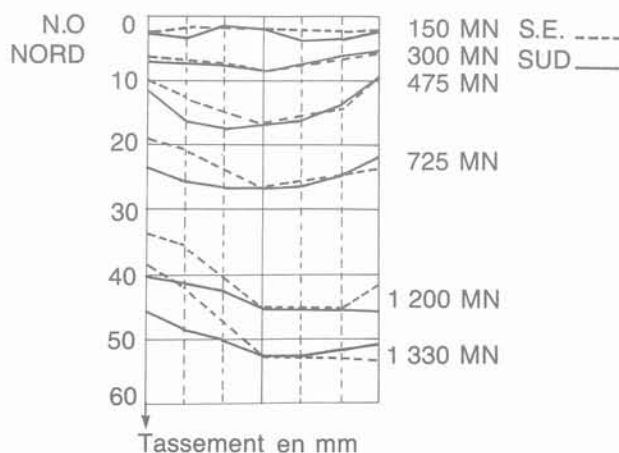
Au cours de la construction du radier, la déformée observée en « bol » correspond à celle d'une surface de charge intermédiaire entre l'hypothèse souple (chargée uniformément) et l'hypothèse rigide (figure C7).

Dans l'ensemble, les observations concordent relativement bien avec les résultats des calculs prévisionnels. Ceci mis à part l'orientation du dévers (et en quelque sorte sa valeur à long terme).

Fin 1986, le tassement moyen du bâtiment réacteur était 10 cm. Cette valeur est en bon accord avec les résultats de l'ensemble des calculs prévisionnels (12 à 14 cm de tassement final).



**Fig. C6. — Dispositif d'auscultation du radier.**  
*Fig. C6. — Measurement Devices on Base Mat.*



**Fig. C7. — Évolution de la déformée du radier.**  
*Fig. C7. — Evolution of Base Mat Deformation.*



Quant au dévers final prévu, sa valeur variait de  $2 \text{ à } 9 \times 10^{-4}$  selon les calculs, et son orientation était prévue sud-ouest à ouest-sud ouest. Cette orientation découlait directement des hypothèses faites sur la géométrie des couches (sans prendre en compte le planning de chargement). Sur le site, l'importance et la direction du dévers ont beaucoup varié au cours de la construction. Cependant, depuis la relative stabilisation de la charge survenue fin 1980, la direction du dévers s'est presque fixée vers le nord-est et sa valeur actuelle est de l'ordre de  $6 \times 10^{-4}$ .

On peut reconnaître que cette valeur (6 mm sur 10 m) paraît tout à fait normale pour un bâtiment de cette taille construit sur un sol hétérogène, et qu'il est très difficile de prévoir par le calcul avec une grande précision, le dévers de tels bâtiments. Mais, étant donné la conception particulière du réacteur Super-Phénix, la valeur admissible de dévers était fixée à  $15 \times 10^{-4}$  (à compter du réglage de la cuve). De nouvelles études ont été alors entreprises pour retrouver par le calcul, l'évolution du dévers au cours du temps, ainsi que sa valeur et son orientation finale. Il s'est avéré qu'il aurait fallu retenir des hypothèses de calcul beaucoup plus détaillées, afin de prendre en compte les principaux facteurs susceptibles d'influencer le dévers. En particulier, l'influence des facteurs suivants a été réétudiée :

- prise en compte de la géométrie plus précise des couches du sol ;
- dissymétrie des terrassements généraux ;
- consolidation de la couche argileuse ;
- excentricité de la charge du bâtiment réacteur ;
- planning précis de chargement.

DOUSSOT et al. (1987) traitent plus en détail ce sujet et, en particulier, l'influence de la construction tardive d'un des bâtiments annexes (A.P.E.C.) sur l'orientation et l'évolution du dévers du bâtiment réacteur.

## Annexe 2 — Cas du Blayais : Estuaire de la Gironde (REP 900 MWe)

Au Blayais, la stratigraphie des terrains est la suivante :

- argile organique très compressible, sur près de 13,50 m d'épaisseur, ayant un angle de frottement interne nul, une cohésion de 4 à 35 KPa ;
- alluvions sablo-graveleuses, de 5,50 m d'épaisseur moyenne et  $35^\circ$  d'angle de frottement interne ;
- en substratum, l'Eocène reconnu sur 140 m et composé :
  - sur 15 m d'épaisseur, de marno-calcaire d'angle de frottement interne nul et de cohésion : 150 KPa ;
  - de sables gris d'angle de frottement interne  $36^\circ$ .

Il a été décidé d'effectuer une substitution du terrain naturel jusqu'à la cote (- 13) NGF par du sable com-

compacté. Après réalisation d'une paroi moulée, ancrée en tête, on a procédé au dragage, sous l'eau, du terrain compressible, et rabattu la nappe phréatique jusqu'à 8 m sous le fond de fouille, créant ainsi un gradient hydraulique agissant sur la partie supérieure de l'Eocène. Ceci a permis de compléter la stabilité de la paroi par des tirants inclinés et ancrés dans l'Eocène à l'arrière de celle-ci. Le sable fin de remblai a été mis en place et compacté par couches, à une compacité supérieure à 95 % de l'Optimum Proctor Modifié.

Le radier du réacteur constitue une dalle circulaire de 38,80 m de diamètre. Son épaisseur, en périphérie, au droit de la galerie de précontrainte des câbles, est de 5 m sur 3 m de large. Elle passe progressivement à 3,5 m au centre sur 12 m (voir figure 3, REP 900).

Ainsi le radier en béton armé repose sur une couche de sable de remblai compacté dont les caractéristiques moyennes ont été estimées à :  $E_s = 200 \text{ MPa}$  et  $\nu_s = 0,25$ .

La répartition des contraintes au contact sol-plaque a été étudiée par de nombreux auteurs (BURLAND et al., 1977).

En particulier, BROWN (1969) donne la répartition des contraintes au contact sol-plaque circulaire, supportant une charge verticale centrée et répartie, reposant sur un milieu indéfini, en fonction du coefficient K de rigidité relative :

$$K = \frac{E_p}{E_s} (1 - \nu_s^2) \left( \frac{t}{R} \right)^3$$

$E_p$  : module d'Young du matériau constituant la plaque,  
 $E_s, \nu_s$  : caractéristiques élastiques du sol,  
 $t, R$  : épaisseur et rayon de la plaque,  
 $K = 0$  pour une plaque souple,  
 $K = \infty$  pour une plaque rigide.

Dans ce dernier cas, la répartition de la pression en fonction de celle moyenne  $p_m$  et de la distance  $r$  au centre s'écrit :

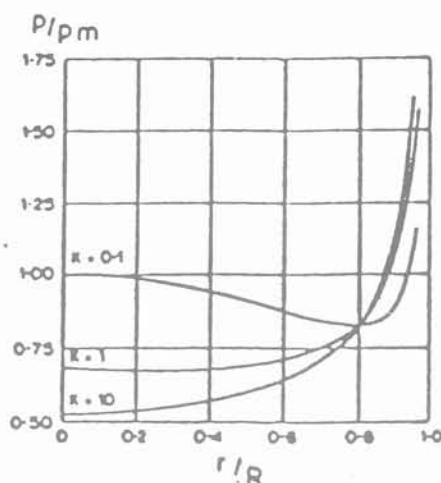
$$p(r) = 0,5 p_m \left[ 1 - \left( \frac{r}{R} \right)^2 \right]^{-\frac{1}{2}}$$

Pour le radier en béton :  $E_p = 20\,000 \text{ MPa}$   
 $R = 19,40 \text{ m}$

L'épaisseur est de 3,50 m au centre et 5 m en périphérie.

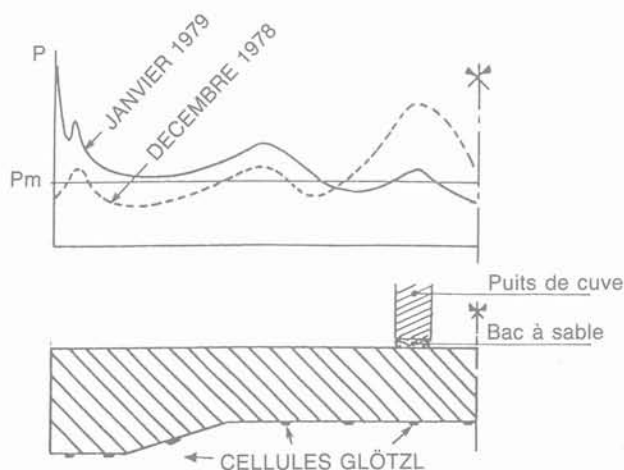
Le coefficient de rigidité, dans ce cas, est inférieur à 0,1.

Si on se reporte aux courbes données par BROWN (1969) (pour une valeur de  $\nu_s = 0,3$ ) la répartition est la suivante :



Or, l'instrumentation de la sous-face du radier, avec des cellules GLÖTZL, suivant deux diamètres perpendiculaires, a permis d'obtenir les courbes de répartition de contraintes données ci-après avec deux cas de comportement du radier sous la même charge totale. En effet, en décembre, le puits de cuve reposait au centre de la dalle, sur des appuis en sable, et en janvier, il a été accroché aux planchers supérieurs.

Les courbes montrent le changement de rigidité relative du radier entre décembre 1978 et janvier 1979 du fait de la modification de la répartition de la même charge totale.



### Annexe 3 — Gravelines : Site de la Mer du Nord (REP 900 MWe)

Ici, le substratum tertiaire constitué de l'Argile Yprésienne d'une puissance de plus de 100 m, est recouvert de plus de 25 m de dépôts quaternaires comprenant :

— à la base, des sables grossiers avec galets roulés, témoins d'une transgression marine,

— au-dessus, des sables fins, de granulométrie uniforme, avec des passages plus coquilliers, et d'autres comportant des limons organiques, témoins de variations cycliques du niveau moyen des mers.

Des reconnaissances très fines, au pénétromètre statique PAREZ, ont confirmé une certaine homogénéité horizontale des niveaux. L'expérience acquise pour des fondations de charges équivalentes à celle des réacteurs (hauts fourneaux, silos...) avait permis de caractériser les couches par leur module de déformation verticale  $E$  à partir de la résistance de pointe au pénétromètre statique. Le calcul des tassements des alluvions quaternaires a été effectué suivant la méthode simplifiée de détermination des contraintes verticales dans chaque couche, par application des coefficients donnés dans les Tables de M. GIROUD (le sol étant considéré comme un milieu linéaire) en tenant compte de la rigidité éventuelle du radier, puis en superposant l'effet, au point considéré, des ouvrages voisins.

Le tassement résultant de l'Argile Yprésienne était obtenu à partir de la carte des contraintes à sa surface. Ainsi, les tassements calculés, à moyen terme, atteignaient-ils :

- 40 à 44 cm pour le réacteur ;
- 20 à 30 cm pour la majeure partie des ouvrages périphériques de l'îlot nucléaire.

Ces valeurs, importantes a priori, ne faisaient que corroborer celles mesurées pour des ouvrages de charge et emprise analogues à l'usine sidérurgique de Dunkerque, sur un terrain assez semblable.

Comme une réduction sensible de ces tassements n'aurait pu être obtenue que par l'amélioration des caractéristiques d'une couche de limon à 20 m de profondeur, mais n'aurait pas entraîné de façon assez importante celle des tassements différentiels éventuels entre ouvrages, on a opté pour une autre solution de fondation, originale, mais qui avait déjà été réalisée pour une cokerie et une aciérie. Elle consiste en la réalisation, sous les radiers de béton armé des différents ouvrages (réacteur et îlot nucléaire), d'une dalle constituée d'un mélange de laitier de haut fourneau concassé, provenant de fosse et granulé, ce dernier donnant lieu à une prise hydraulique activée par de la chaux jouant le rôle de catalyseur. Des armatures d'acier de diamètre 32 à 40 mm y sont incorporées.

Ainsi, la dalle augmente sensiblement la rigidité des radiers et modifie légèrement la répartition des contraintes sur le sol. Mais, surtout, elle assure une progressivité des déformations à la limite des ouvrages contigus de l'îlot nucléaire.

De plus, à la construction, on a prévu une surhauteur de calage de :

- 30 cm pour le réacteur ;
  - 20 cm pour les ouvrages voisins
- de façon à éviter d'avoir, du fait des tassements, d'une part un sous-calage général et d'autre part des marches importantes d'un ouvrage à l'autre.

Le site de Gravelines, dont la construction a débuté en 1973, n'a pas été retenu par E.D.F. pour la mise en place, sous la dalle et les radiers, de cellules de mesure de pression, comme au Blayais. Il a simplement été procédé à des mesures de nivellement.

— Le radier du réacteur a des caractéristiques analogues à celui du Blayais, vu ci-avant.

— La dalle de mélange ternaire a une sous-face horizontale et, de ce fait, une épaisseur de :

- 2,60 m en périphérie,
- 4,10 m au centre.

L'épaisseur totale du radier et de la dalle est de 7,60 m. Les caractéristiques mécaniques de la dalle de mélange de laitier sont :

- Module de déformation verticale :  $E = 10.000 \text{ MPa}$
- Coefficient de Poisson :  $\nu = 0,3$ .

En raison, tant de la difficulté d'obtenir les caractéristiques mécaniques des milieux, en tenant compte de leur anisotropie ou non-homogénéité, que de la complication à laquelle pouvaient conduire les calculs, il a été décidé de se ramener à des modèles simples. Ainsi, pour des couches horizontales, supposées chacune homogène et en ne prenant en compte que les contraintes verticales, la méthode de PALMER et BARBER (1940) permet, dans le cas de 2 couches, de déterminer une épaisseur équivalente de la première ayant les caractéristiques de la seconde. DE BARROS (1966) a proposé, dans le cas de 3 couches, une méthode approchée pour obtenir un module de déformation verticale équivalent d'une couche de même épaisseur totale que les 2 premières :

$$E_e = \left[ \frac{h_1 E_1^{-\frac{1}{3}} + h_2 E_2^{-\frac{1}{3}}}{h_1 + h_2} \right]^3$$

Ainsi, l'ensemble (radier et dalle d'assise en mélange de laitier), aurait un module équivalent de déformation verticale :

- $14\,000 < E_e < 16\,000 \text{ MPa}$

- avec un coefficient de Poisson :  $0,25 < \nu < 0,3$   
l'épaisseur de l'ensemble :  $h_1 + h_2 = 7,6 \text{ M}$ .

A Gravelines, les alluvions entre la dalle de laitier et l'argile, sur près de 20 m de profondeur, ont un module de déformation verticale, en sollicitation statique, de 25 MPa.

Ainsi, la rigidité relative de l'ensemble dalle-radier avec :

$$\begin{aligned} E_p &= 14\,000 \text{ MPa} \\ E_s &= 25 \text{ MPa} \quad \nu_s = 0,3 \\ t &= 7,60 \text{ m} \quad R = 19,40 \text{ m} \end{aligned}$$

serait de  $K = 30$ .

Même pour le tiers de cette valeur, l'ensemble se comporterait, en ce qui concerne la répartition des pres-

sions sous le réacteur, d'après les graphiques de BROWN vus ci-avant, comme une fondation très rigide par rapport au sol d'assise. Ceci légitime, dans le cas de Gravelines, pour la détermination des contraintes verticales dans le calcul des tassements aux points considérés, le choix des coefficients d'influence d'une fondation infiniment rigide pour le réacteur.

A partir des tassements en surface du sol, calculés comme il a été indiqué précédemment, en différents points de l'îlot nucléaire, et en tenant compte de ceux induits dans les différentes couches de sol par chacun des ouvrages, il a été possible d'établir une carte prévisionnelle. Celle-ci présentait, tout autour du réacteur, l'aspect d'une « assiette à soupe » un peu irrégulière. La pente de cette « dépression » atteignait une dizaine de centimètres sur quelques mètres. Or, si la dalle de mélange de laitier avec les armatures était assez souple pour épouser les tassements, on pouvait penser que, entre elle et les radiers des bâtiments constituant, à un stade avancé de la construction, des structures rigides, un décollement pouvait se produire en périphérie du réacteur.

Ainsi, on a réservé dans les radiers, au voisinage de quelques repères de nivellement, des orifices permettant de contrôler le niveau de la surface de la dalle de laitier. Leur position est repérée sur le schéma ci-après (figure G1) :

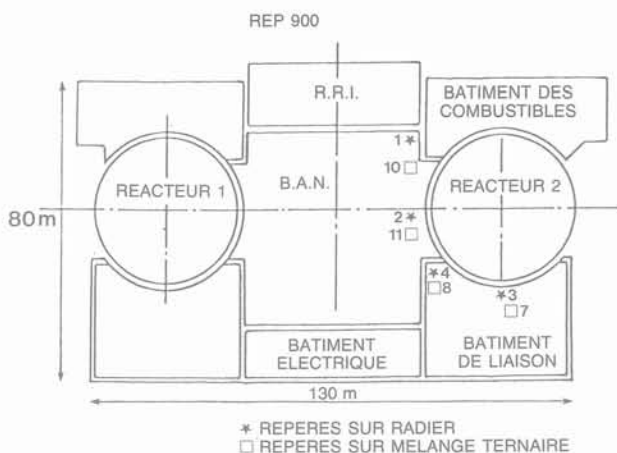


Fig. G1. — Profils géologiques, réacteurs — salles des machines.

Pour les périodes suivantes d'octobre 1975 à janvier et avril 1976, dates auxquelles les charges de génie civil atteignaient près de 60 et 80 % de leur valeur totale, on notait les écarts de tassements suivants :

| Couples de repères | Écarts (en mm) |            |
|--------------------|----------------|------------|
|                    | Janvier 1976   | Avril 1976 |
| 1 - 10             | 5,4            | 7          |
| 2 - 11             | 3,2            | 2          |
| 3 - 7              | 11,1           | —          |
| 4 - 8              | 0,9            | —          |

Malheureusement, la série de mesures sur la dalle a été interrompue. Néanmoins, celles effectuées ont bien confirmé le décollement local, en périphérie du réacteur, entre le radier des ouvrages et la dalle de laitier.

Les mesures de tassements effectuées sur des repères au nombre de 12 placés dans la galerie de précontrainte périphérique du réacteur, à l'intérieur du radier, ont bien montré, au fur et à mesure de la construction de l'enceinte, que le radier, en périphérie, se comportait comme un anneau de plus en plus rigide.

#### Annexe 4 — Cas de Nogent-sur-Seine (REP 1300 MWe)

La centrale nucléaire de Nogent-sur-Seine est implantée en rive droite de la seine à 2,5 km au nord-est de Nogent-sur-Seine, 100 km à l'amont de Paris. Le projet dans sa phase actuelle, comporte la construction de deux tranches de 1300 MWe (palier P'4).

D'une façon générale, la géologie du site est constituée par une couche d'alluvions sablo-graveleuses qui surmonte un substratum crayeux sub-horizontale, comportant une zone altérée en sa partie haute (figure N1).

##### 1. Campagnes de reconnaissance

Une première campagne de reconnaissance succincte a été menée en 1976 pour établir l'avant projet et les pre-

mières décisions sur le choix du type de fondation. Elle a été suivie par deux autres campagnes beaucoup plus vastes en 1978 et 1979 comportant 156 points de reconnaissance, recouvrant une superficie de 200 ha. Elles comportaient (figure N2) :

- 24 sondages carottés
- 37 forages pressiométriques type MENARD
- 14 pénétromètres statiques type PAREZ
- 78 pénétromètres dynamiques type SERMES
- 5 forages destructifs avec enregistrement de paramètres, type LUTZ
- 3 puits de gros diamètre.

256 échantillons, prélevés dans des sondages carottés ou des puits, ont été testés au laboratoire.

Malgré le nombre assez élevé de points de reconnaissance, il y a eu donc en moyenne moins de 1 point de reconnaissance par hectare pour l'ensemble du site. La zone d'implantation des îlots nucléaires comportait une densité plus élevée de points de reconnaissance (1 pour 1000 m<sup>2</sup>), ce qui peut paraître encore insuffisant (SIGISMOND et al., 1983). Mais il faut rappeler que, sur un site prévu pour l'implantation d'une centrale nucléaire, les campagnes de reconnaissance doivent être menées dans un laps de temps réduit entre la possibilité d'accès sur le site et le début des travaux proprement dits.

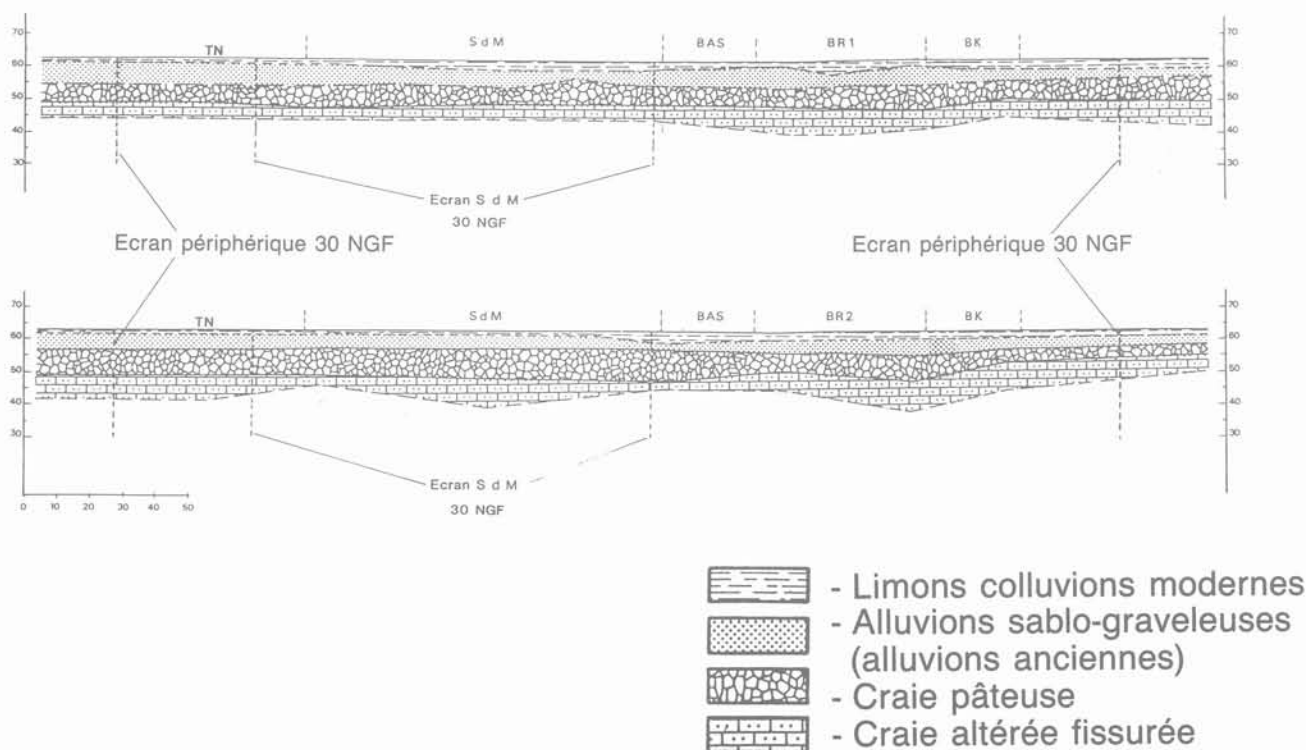


Fig. N1. — Nogent-sur-Seine — Profils du sol.

Fig. N1. — Soil profiles.

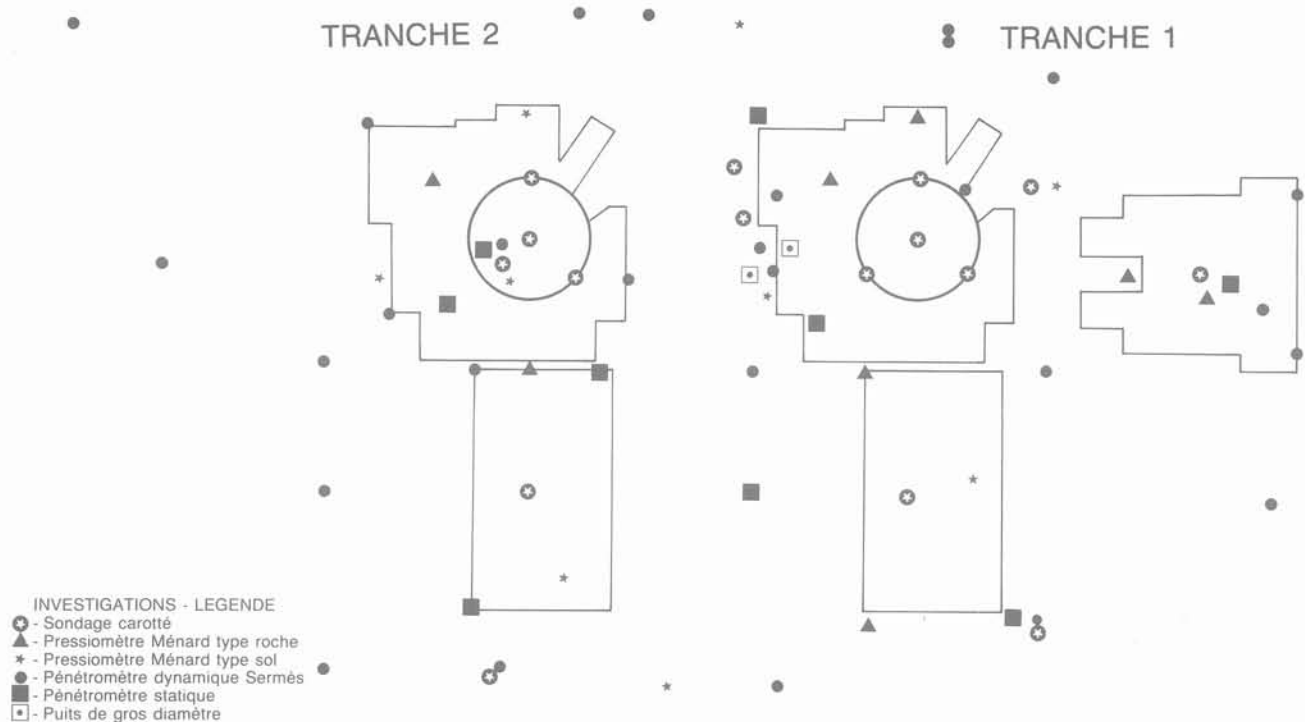


Fig. N2. — Nogent-sur-Seine — Schéma d'implantation des reconnaissances (îlots nucléaires).

Fig. N2. — Site investigation (nuclear island).

## 2. La stratigraphie

L'analyse des reconnaissances et essais réalisés dans la zone d'implantation de la centrale a conduit à distinguer plusieurs couches successives à partir du terrain naturel, établi à une cote pratiquement constante de 63 NGF :

- les limons (1 à 3 mètres) ;
- des alluvions sablo-graveleuses, d'épaisseur variant de 4 à 6 m (moyenne 4 m) ;
- le substratum crayeux, dont la partie haute est très fortement altérée, a été subdivisé en trois différents faciès :

- «la craie pâteuse», qui est composée de nodules centimétriques de craie dure enrobés dans une matrice pâteuse née de l'altération de la craie rocheuse. L'épaisseur de cette couche est extrêmement variable (4 à 12 m), ce qui confère à sa base un profil très accidenté ;
- la craie altérée fissurée (ou de transition), ensemble très fragmenté de morceaux de craie de dimensions diverses sur 4 à 8 m d'épaisseur ;
- la craie rocheuse, localement fracturée, établie sur plusieurs centaines de mètres, dont le toit se situe entre 20 et 25 m de profondeur.

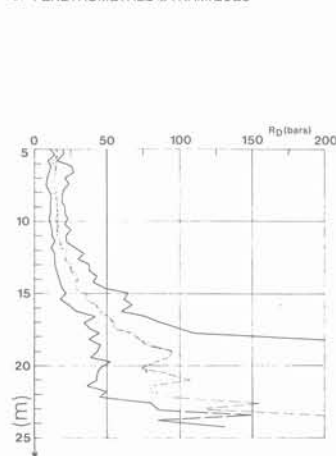
La couche de la craie pâteuse se caractérise par son hétérogénéité et la médiocrité générale de ses propriétés géotechniques. Les premiers mètres de la craie pâteuse, au contact des alluvions, présentent les caractéristiques mécaniques les plus faibles. Au pressiomètre

la valeur de la pression limite de la craie pâteuse est en moyenne de 0,8 MPa, mais peut localement descendre à 0,5 MPa (figure N3) ; son module pressiométrique varie de 4 à 20 MPa (valeur moyenne 8 MPa). Le module œdométrique mesuré au laboratoire, est de l'ordre de 21 MPa.

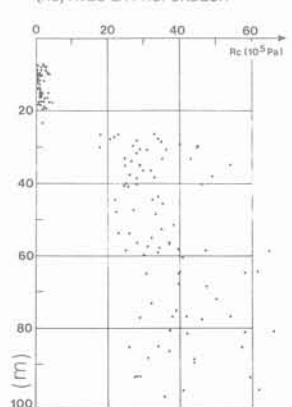
## 3. Principe de fondation

Les caractéristiques géotechniques de la craie pâteuse étant trop faibles pour recevoir directement les fondations superficielles des îlots nucléaires, diverses solutions permettant de la solliciter à des contraintes acceptables ont été étudiées dont la substitution de la craie pâteuse, le préchargement par rabattement et remblai, la fondation sur pieux.

a. PENETROMETRES DYNAMIQUES



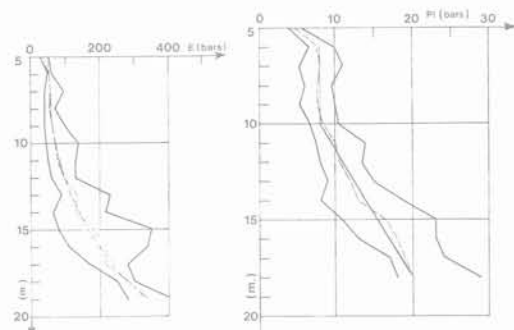
b. VARIATION DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE (RC) AVEC LA PROFONDEUR





c- ESSAIS PRESSIOMETRIQUES  
VARIATIONS DU MODULE  
CRAIE PATEUSE

d- ESSAIS PRESSIOMETRIQUES  
VARIATIONS DE LA PRESSION LIMITE  
CRAIE PATEUSE



**Fig. N3. — Nogent-sur-Seine — Les résultats des essais de compression simple (b), pénétromètres dynamiques (a), pressiomètres (c et d).**

*Fig. N3. — Some of the Tests Results.*

La solution retenue pour les îlots nucléaires consiste en la réalisation d'une plate-forme calée à la cote 68,20 NGF sur laquelle sont implantées les deux tranches et la station de pompage. Les fondations des principaux bâtiments sont situées en majeure partie à 60,50 NGF (soit environ 4 m au-dessus du toit de la craie pâteuse). Elles sont réalisées à sec par rabattement de la nappe et terrassement à l'intérieur d'un dispositif d'étanchéité comprenant des enceintes étanches ancrées dans la craie rocheuse à la cote 28 NGF.

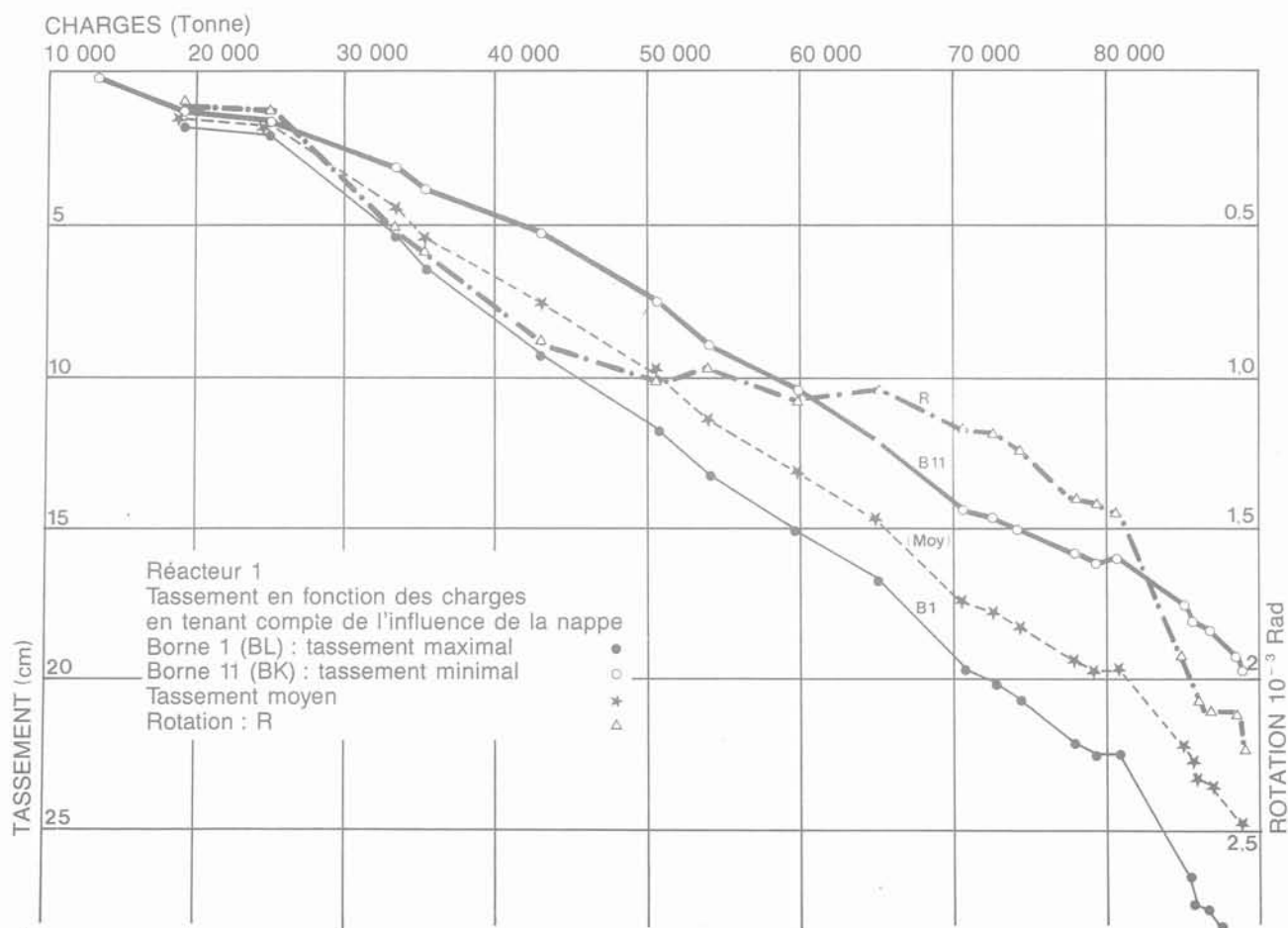
#### 4. Prévisions des tassements

Les premières estimations de tassements, réalisées par l'ingénieur-conseil en 1979, étaient basées sur les résultats des essais œdométriques de la campagne 1978, avec deux séries d'hypothèses :

a) déformations œdométriques (calcul œdométrique classique) ;

b) calcul élastique 3 D, avec un module d'Young déduit de module œdométrique.

Ces calculs prévoyaient un tassement moyen d'environ 15 cm pour le bâtiment du réacteur en fin de construc-



**Fig. N4. — Nogent-sur-Seine — Suivi des tassements du réacteur 1 (auscultation altimétrique)**

*Fig. N4. — Measured settlements of Reactor Building 1.*



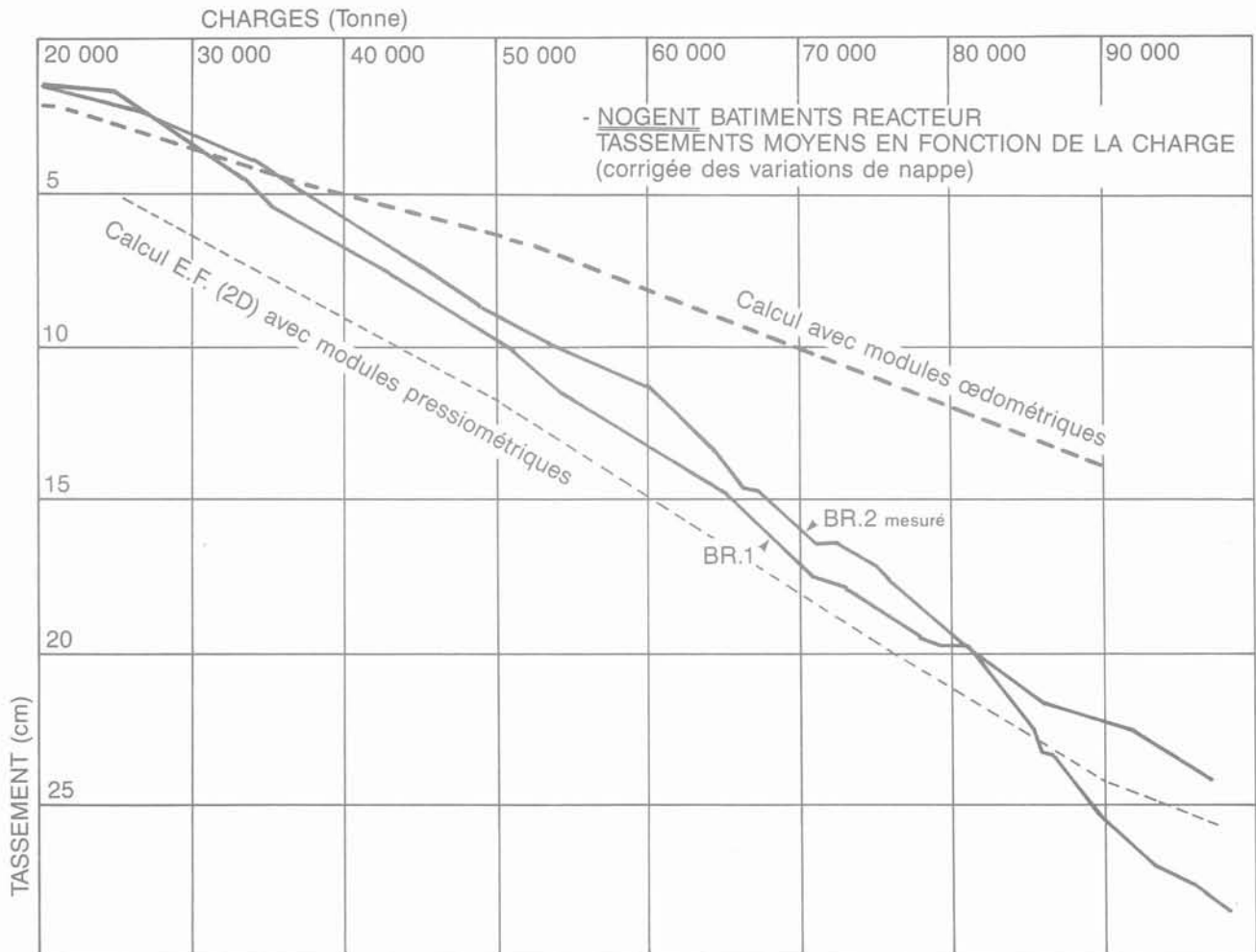


Fig. N5. — Comparaison des tassements moyens des réacteurs 1 et 2 avec les valeurs calculées.

Fig. N5. — Comparison of measured and calculated settlements of Reactor Buildings.

tion (contrainte moyenne de  $50 \text{ t/m}^2$ ), et un léger dévers de celui-ci, de l'ordre de  $1,10^{-4}$ , orienté vers le bâtiment combustible (BK), appliquant une contrainte moyenne de  $36 \text{ t/m}^2$  au sol. L'hétérogénéité de la craie pâteuse et en particulier les variations d'épaisseur, avaient conduit à envisager différentes hypothèses de calcul prévoyant la possibilité de dévers plus importants, sans qu'il soit possible cependant de les chiffrer d'une façon précise.

L'estimation des tassements basée sur une approche pressiométrique avait conduit à des valeurs sensiblement plus élevées (tassement moyen du bâtiment réacteur supérieur à  $30 \text{ cm}$ ).

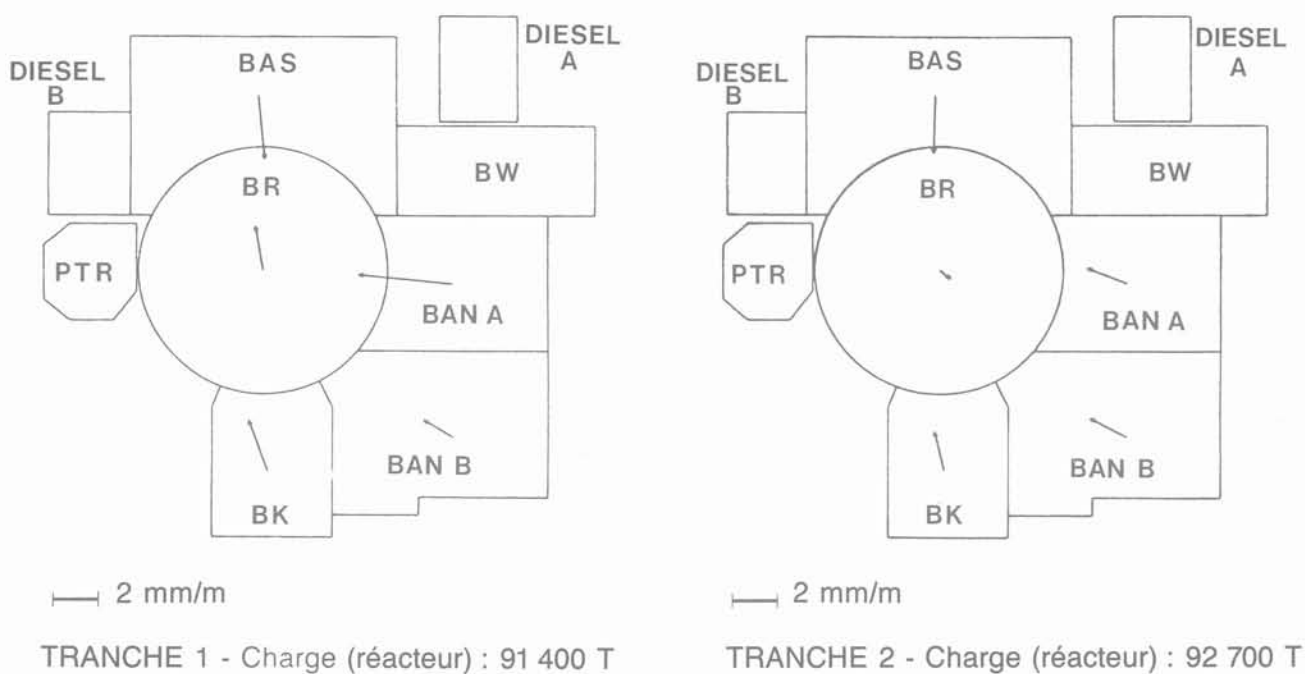
Une autre série de calculs de tassements a été aussi effectuée en se basant principalement sur les résultats des essais triaxiaux, et en assimilant les courbes effort-déformation à des hyperboles (loi de DUNCAN). La distinction est faite aussi entre la partie sphérique et déviatorique du tenseur des déformations. Ces derniers calculs, revus en 1982, prévoyaient un tassement moyen de l'ordre de  $20 \text{ cm}$  pour le bâtiment réacteur à sa charge finale.

### 5. Confrontation prévisions - observations

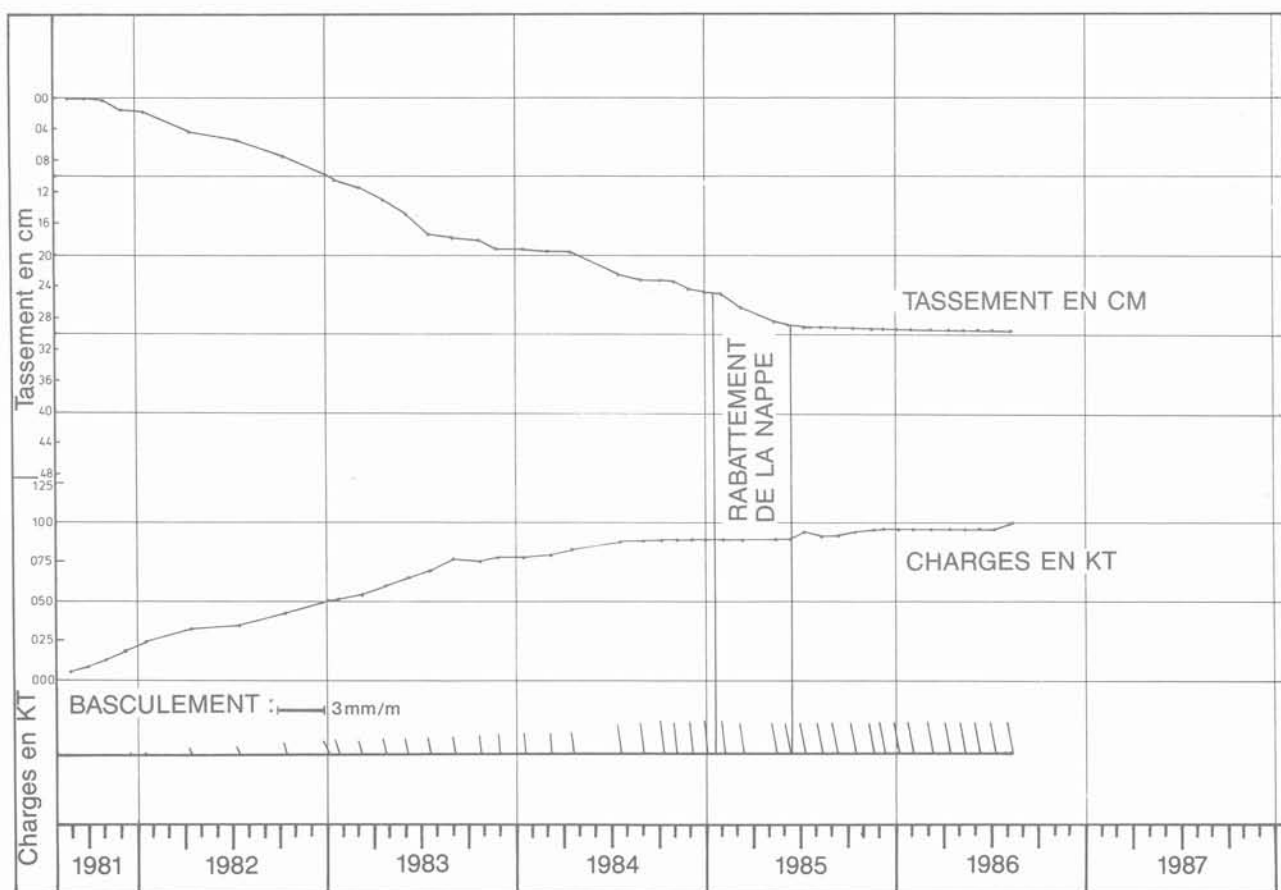
D'après les mesures réalisées sur les tassomètres, mis en place sous les remblais de préchargement des réfrigérants atmosphériques et à côté des bâtiments du réacteur, l'essentiel des tassements observés (environ 80 %) se situe dans l'horizon de la craie pâteuse (DAVESNE et al., 1983).

La construction du bâtiment réacteur de la tranche 1 a été commencée en août 1981. Des écarts notables entre les prévisions basées sur les modules œdométriques et les observations sont remarqués dès 1982, quand la charge n'était qu'à 50 % de sa charge finale (figure N5).

En avril 1984, le bâtiment réacteur 1 était à 80 % de sa charge finale, son tassement moyen avait atteint  $20 \text{ cm}$  et son basculement était de l'ordre de  $1,5 \times 10^{-3}$  radian (figure N4). Celui-ci était orienté vers le bâtiment électrique (BAS-BL ;  $23 \text{ t/m}^2$ ) plus léger que le bâtiment combustible (BK ;  $36 \text{ t/m}^2$ ). Par contre, le dévers du bâtiment réacteur 2 a été beaucoup plus faible et ceux des autres bâtiments de cette tranche ont suivi une allure plus conforme aux prévisions (figure N6).



*Fig. N6. — Nogent-sur-Seine — Basculement des radiers.*



*Fig. N7. — Reacteur 1 de Nogent-sur-Seine. Tassement et basculement du centre du radier.*  
*Fig. N7. — Settlement and Tipping of the center of the Raft.*

Pour éviter une accentuation des dévers des bâtiments après la pose des installations, il a été décidé d'effectuer une opération de préchargement (sur les tranches 1 et 2). Il s'agissait de soumettre l'ensemble des bâtiments à leurs charges maximales avant la mise en place des matériels électromécaniques. Ce préchargement exécuté entre le 28 janvier 1985 et le 15 juin 1985 comporte :

- le rabattement de la nappe phréatique de la cote 61 NGF à 56 NGF ;
- le chargement par pondéreux du BR1 (1 570 t) et du BK1 (2 000 t) ;
- l'anticipation de l'épreuve enceinte.

En juillet 1985 la nappe phréatique est relâchée au fur et à mesure que l'on introduit le matériel dans le BR1. Les charges actives apportées sont sensées équilibrer la diminution des contraintes dans la craie pâteuse due à la remontée du niveau piézométrique.

Cette opération a conduit, comme prévu, à une stabilisation de tassement et basculement du bâtiment réacteur 1 (figure N7).

Parallèlement une nouvelle campagne de reconnaissance et des études ont été engagées pour rechercher les causes du dévers du bâtiment réacteur 1 et de la sous-estimation des tassements moyens.

Diverses hypothèses ont été étudiées comme :

- variation de l'épaisseur des couches du sol ;
- rupture locale par cisaillement de la couche des alluvions et entrée en plasticité de la couche supérieure de la craie pâteuse ;
- influence de l'histoire réelle des chargements et de leur excentrement.

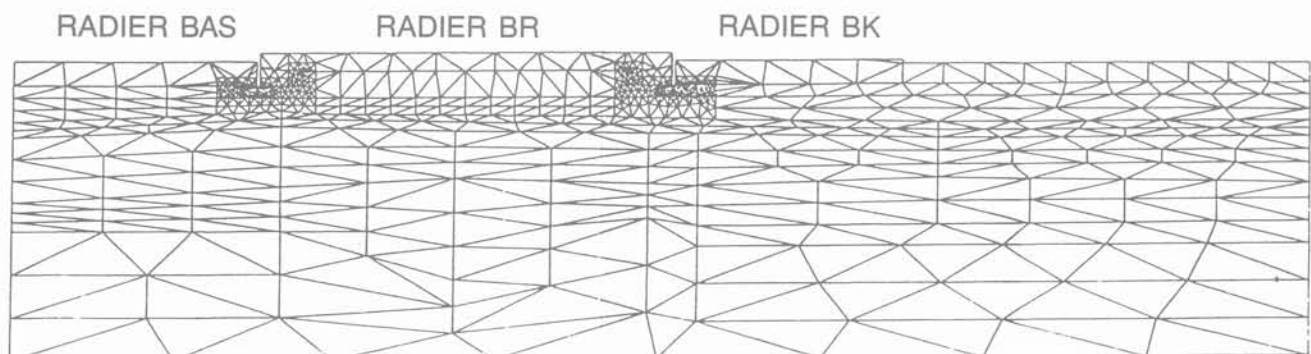
Plusieurs calculs aux éléments finis ont été effectués avec diverses lois de comportement : élastique linéaire, modèle multilinéaire, modèle élastoplastique parfait, et modèle élastoplastique multimécanismes.

Le dernier calcul, mené comme s'il s'agissait d'un calcul d'avant projet basé sur des paramètres déduits des essais de laboratoire, a conduit aussi à une sous-estimation des tassements observés. Il faut noter également que les nombreux paramètres de la loi ne pouvaient pas être évalués avec suffisamment de précision à partir des résultats expérimentaux alors disponibles.

Les calculs paramétriques aux E.F. 2D (figure N8), exécutés avec la loi multilinéaire et des modules du sol déduits des essais pressiométriques ont conduit à des tassements moyens proches de ceux observés sur site (figure N5). Ils ont montré aussi que le dévers du bâtiment réacteur peut s'expliquer par l'existence d'une zone plus faible, au sein de la couche de la craie pâteuse, côté bâtiment électrique.

La modélisation des courbes pressiométriques par utilisation des paramètres issus des essais de laboratoire a montré que ceux-ci conduisent généralement à une surestimation assez importante des caractéristiques mécaniques de la craie pâteuse. Les causes peuvent être recherchées en une grande sensibilité de la craie pâteuse aux remaniements et à la texture particulière de celle-ci (en particulier l'existence des nodules).

Des études supplémentaires sont actuellement en cours pour mieux cerner le comportement in situ et au laboratoire de la craie pâteuse. Elles seront suivies pour une nouvelle modélisation aux E.F. du cas Nogent, dans le cadre d'une étude plus vaste entreprise par E.D.F.-SEPTEN pour la révision de différentes méthodes de calcul des tassements.



**Fig. N8 — Nogent-sur-Seine — Maillage E.F. 2D (utilisé pour l'étude paramétrique).**

*Fig. N8 — F.E. Mesh (2D) used for parametric study.*

## E.N.P.C./D.F.C.A.I. - SESSIONS DE FORMATION - 1<sup>er</sup> SEMESTRE 1988

### géotechnique, matériaux, structures

#### *Journées d'étude :*

|                                                                                                  |                           |          |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------|----------|
| — Grands travaux et géologie                                                                     | 18 et 19 novembre         | Paris    |
| — La responsabilité du géotechnicien :<br>pratique professionnelle et aspects juridiques         | 15 et 16 décembre         | Paris    |
| — Le creusement mécanisé des tunnels                                                             | 15 au 17 décembre         | Paris    |
| — L'évaluation des risques naturels                                                              | 1 <sup>er</sup> et 2 mars | Paris    |
| — La pratique de l'injection et des écrans d'étanchéité                                          | 8 au 10 mars              | Paris    |
| — Stockage en souterrain                                                                         | 22 au 24 mars             | Paris    |
| — Stabilité des pentes                                                                           | 26 au 29 avril            | Grenoble |
| — Les nouvelles règles parasismiques                                                             | 1 <sup>er</sup> et 2 juin | Grenoble |
| — Géotechnique : les enseignements à tirer des accidents survenus<br>aux ouvrages de génie civil | Journées d'étude<br>Juin  | Paris    |

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

## CENTRIFUGEUSE 88

### Congrès international sur la modélisation géotechnique en centrifugeuse.

Paris, 25-27 avril 1988.

Sous l'égide de la Société Internationale de Mécanique des Sols et de Travaux de Fondations, sous le patronage du Comité Français de Mécanique des sols et des Fondations.

#### Thèmes du congrès :

- Applications de la modélisation en centrifugeuse à la conception et au dimensionnement des ouvrages : fondations, ouvrages en terre, ouvrages de soutènement, tunnels, etc.
- Centrifugeuses et instrumentation : présentation d'installations, conception des centrifugeuses, présentation de moyens de mesure, d'équipements, etc.
- Problèmes dynamiques : chocs, explosions, simulation de séismes, etc.
- Évaluation des résultats d'essais en centrifugeuse : confrontation de résultats d'essais sur modèle avec essais en vraie grandeur, essais croisés, analyse des questions de similitude, etc.
- Nouvelles frontières pour la modélisation en centrifugeuse : problèmes de mécanique des fluides dans les sciences de la terre, mécanique de la glace, tectonique, écoulements de pondéreux en silos, etc.

Renseignements : M. J.F. CORTE - Laboratoire Central des Ponts-et-Chaussées, B.P. 19, 44340 BOUGUENAI (France). Tél. 40.32.06.66.

# analyse de la stabilité des ouvrages en sols renforcés par une méthode d'homogénéisation

## stability analysis of reinforced soil structures through a homogenization method

Patrick de BUHAN et Jean SALENÇON

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

### Résumé

L'emploi de plus en plus fréquent des techniques de renforcement des sols dans la construction géotechnique, nécessite l'élaboration de méthodes de dimensionnement à la rupture des ouvrages ainsi renforcés, qui soient à la fois fiables et simples à utiliser. La méthode ici proposée part de l'idée intuitive selon laquelle le sol renforcé peut à l'échelle de l'ouvrage, être considéré comme un matériau homogène, mais anisotrope en raison de l'orientation privilégiée des inclusions de renforcement.

Le critère de résistance d'un tel matériau homogène équivalent est déterminé par voie théorique à partir de ceux des constituants du sol renforcé. Un tel critère, que l'on peut explicitement construire dans le cas d'une modélisation multicouche du sol renforcé, est alors appliqué à l'analyse de stabilité de quelques ouvrages, en particulier dans le cas de la terre armée où les évaluations théoriques obtenues se révèlent en bon accord avec les résultats expérimentaux. En dépit de certaines limitations qui sont évoquées dans l'article, il apparaît que l'approche par homogénéisation en calcul à la rupture ainsi proposée est susceptible de constituer une méthode de dimensionnement efficace pour les ouvrages en sols renforcés.

### Abstract

*The increasing use of soil reinforcement techniques in the field of geotechnical engineering, requires the elaboration of reliable as well as practical yield design procedures for reinforced soil structures. The method presented hereafter, originates from the intuitive idea that from a macroscopic point of view, reinforced soils can be regarded as homogeneous but anisotropic materials, on account of the existence of privileged orientations due to the reinforcing inclusions.*

*The strength criterion of such an equivalent homogeneous material can be theoretically determined starting from the strength characteristics of the reinforced soil components. Application of such a criterion, which can be explicitly formulated within the framework of a multilayered modelization for the reinforced soil, is then performed on the case of the stability analysis of some typical structures. Special concern has been given to reinforced earth structures, and it turns out that the theoretical estimations so obtained are in good agreement with experimental data. Despite some limitations which are outlined in the paper, the yield design homogenization procedure thus proposed is likely to become an appropriate design method for reinforced soil structures.*

\* École Polytechnique, 91128 Palaiseau Cedex.

## 1. INTRODUCTION

Depuis l'invention de la terre armée par H. VIDAL il y a maintenant plus de vingt ans, les procédés de renforcement des sols se sont considérablement développés à travers le monde dans le domaine de la construction géotechnique. Ils se sont progressivement imposés comme des méthodes à la fois simples de mise en œuvre et économiquement avantageuses par rapport à d'autres solutions plus traditionnelles qui permettent d'améliorer les propriétés mécaniques des sols. Par-delà l'extrême diversité des techniques utilisées (terre armée, clouage, traitement par colonnes, géotextiles...), qui sont fonctions tant du type d'ouvrage que l'on cherche à réaliser, que de la nature des terrains rencontrés, ces procédés se caractérisent tous par l'introduction dans le sol naturel d'éléments de structure appelés inclusions, destinés à accroître les capacités de résistance de l'ouvrage, et donc à en assurer la tenue sous l'action des charges qu'il est amené à supporter.

Il en résulte l'apparition d'un « matériau composite » de conception originale, formé par l'association du sol et des inclusions de renforcement. Or si l'élaboration et la mise en œuvre d'un tel matériau dans la construction des ouvrages, sont à l'heure actuelle assez bien maîtrisées d'un point de vue technologique, il n'en est pas encore de même pour ce qui est des méthodes de calcul et de dimensionnement correspondantes.

Bien entendu, de nombreuses méthodes existent d'ores et déjà qui permettent d'analyser la stabilité des ouvrages en sols renforcés. On en trouvera une description détaillée dans les comptes rendus des deux colloques internationaux sur les techniques de renforcement des sols, qui se sont déroulés à Paris en 1979 et 1984, ainsi qu'à travers les nombreuses communications consacrées à cette question dans le cadre du XI<sup>e</sup> congrès international de Mécanique des Sols. Adaptées pour la plupart d'entre elles de l'approche désormais classique pour les ouvrages en sols homogènes, qui consiste à vérifier leur stabilité vis-à-vis de surfaces de rupture potentielles, elles s'efforcent de prendre en compte de diverses manières, dans le bilan des efforts résistants, le caractère composite du sol renforcé (voir par exemple [JURAN et SCHLOSSER - 1979], [BLONDEAU et al. - 1984], [DELMAS et al. - 1986], [RENOUF et al. - 1982], [LESHCHINSKY et REINSCHMIDT - 1985]). Mais la mise en œuvre de ces méthodes repose le plus souvent sur des hypothèses simplificatrices concernant la façon dont les inclusions de renforcement interagissent avec le sol environnant. L'analyse de certaines d'entre elles du point de vue mécanique, ainsi que des hypothèses qui les sous-tendent [de BUHAN - 1986], montre qu'elles peuvent conduire soit à surestimer, parfois de façon importante, les capacités de résistance du sol renforcé et donc la stabilité des ouvrages concernés, soit au contraire à surdimensionner ces derniers.

Une autre voie d'approche consiste à procéder à une analyse complète du problème par l'emploi de méthodes numériques de type « éléments finis ». C'est le sens des travaux de [CORTÉ - 1977], [BROWN et POULOS - 1979], ou [BASTICK - 1987] sur la terre armée,

ainsi que de ceux de [JURAN et al. - 1985] sur les sols renforcés par clouage. Il convient néanmoins de remarquer que l'objectif de ces travaux n'est pas tant d'étudier la stabilité de ces ouvrages, que de mieux mettre en lumière leur fonctionnement dans une phase préalable à la rupture, et en particulier la façon dont les efforts internes se redistribuent dans le massif entre le sol et les armatures. Ce n'est que très récemment qu'a été abordé de manière explicite le problème de la stabilité des ouvrages en sols renforcés par une méthode des éléments finis formulée dans le cadre de l'analyse limite [CISS - 1985], [PASTOR et al. - 1986]. L'une des principales conclusions que l'on peut tirer de ces derniers travaux, actuellement en cours de développement, est, qu'en raison du caractère fortement hétérogène du matériau constitutif, il se révèle beaucoup plus difficile de calculer les chargements limites dans le cas d'ouvrages en sols renforcés que dans le cas d'ouvrages homogènes.

L'approche présentée dans cet article vise à proposer une nouvelle méthode de dimensionnement pour les ouvrages en sols renforcés, fondée d'une part sur la théorie du calcul à la rupture, conçue comme une généralisation de l'analyse limite [SALENÇON - 1983], d'autre part sur les théories relatives à l'homogénéisation des milieux hétérogènes périodiques et plus particulièrement l'application qui en a été faite aux sols renforcés [de BUHAN - 1986]. Dans son principe cette méthode repose tout simplement sur l'intuition selon laquelle, à l'échelle des dimensions des ouvrages, les sols renforcés peuvent être perçus comme des milieux homogènes anisotropes, dont les caractéristiques de résistance mécanique peuvent être déterminées à partir de celles des constituants (sol et renforcements). La méthode d'homogénéisation en calcul à la rupture développée à partir de cette intuition, est alors appliquée à l'analyse de stabilité de quelques ouvrages types dans lesquels le sol renforcé est modélisé comme un matériau multicouche.

## 2. FONDEMENTS GÉNÉRAUX D'UNE MÉTHODE D'HOMOGENÉISATION APPLIQUÉE AUX SOLS RENFORCÉS

### 2.1. Les sols renforcés vus sous l'angle de milieux homogènes anisotropes

L'idée d'employer une méthode d'homogénéisation pour l'étude des sols renforcés n'est à vrai dire pas tout à fait nouvelle. On la trouve présente par exemple chez [GERRARD - 1982], [GERRARD et al. - 1984], et elle constitue même le fil directeur des travaux de SAWICKI sur la terre armée depuis plusieurs années [SAWICKI - 1979, 1983].

La possibilité d'homogénéiser un sol renforcé, c'est-à-dire de l'assimiler d'une certaine façon à un matériau homogène « équivalent », suppose en fait remplies trois conditions.

a) Il convient de souligner en tout premier lieu, que le concept d'homogénéisation d'un sol renforcé ne revêt de sens que dans la mesure où l'on s'intéresse non pas



à ce qui peut se passer *localement* en tel ou tel point de l'ouvrage, mais à l'évaluation de grandeurs *globales* qui se rattachent à celui-ci. Tel est précisément le cas des analyses de stabilité qui visent à estimer par le calcul les chargements pour lesquels la ruine d'un ouvrage dans son ensemble risque de se produire.

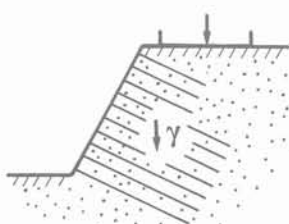
b) Il importe ensuite que les inclusions de renforcement soient réparties dans le sol de façon à peu près régulière, de sorte que l'on puisse alors modéliser le sol renforcé comme un *matériau composite à structure périodique*. Cette condition de périodicité apparaît le plus souvent vérifiée, exception faite par exemple pour des sols renforcés de manière aléatoire («Texsol» [LEFLAIVE - 1985]) qui sortent du cadre de notre étude.

c) Il est essentiel enfin que la période caractéristique du renforcement (l'espacement vertical entre deux nappes horizontales successives d'armatures par exemple dans un ouvrage en terre armée) puisse être considérée comme petite vis-à-vis des dimensions d'ensemble de l'ouvrage. Cette dernière condition est en pratique plus difficilement satisfaite, en raison du nombre parfois assez peu significatif des inclusions incorporées dans le sol.

Dans ces conditions, il apparaît clairement que la structure géométrique particulière du sol renforcé et notamment l'existence d'orientations privilégiées liée aux inclusions de renforcement, confèrera au matériau «sol renforcé» un caractère *anisotrope*.

La méthode d'homogénéisation proposée dans cet article découle de l'idée intuitive que, sous réserve que les conditions énoncées précédemment soient satisfaites, il est possible de procéder à l'analyse de stabilité d'un ouvrage en sol renforcé en considérant un «*ouvrage homogène associé*» (figure 1), de même géométrie que l'ouvrage réel initial, soumis aux mêmes conditions de chargement, mais dans lequel le sol renforcé, de nature composite, est remplacé par un *matériau homogène anisotrope*. L'analyse de stabilité étant menée dans l'esprit du calcul à la rupture, c'est-à-dire à partir de la seule donnée du critère de résistance du matériau constitutif de l'ouvrage examiné, on voit que la méthode d'homogénéisation dépend fondamentalement de la possibilité de définir un *critère de résistance macroscopique* qui permette de caractériser les capacités de résistance du sol renforcé considéré en tant que matériau homogène.

OUVRAGE INITIAL  
EN SOL RENFORCÉ



OUVRAGE HOMOGÈNE  
ASSOCIÉ

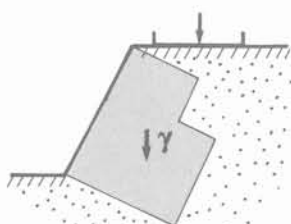


Fig. 1. — Principe de la méthode d'homogénéisation.

Fig. 1. — A sketch of the homogenization method.

Il convient de remarquer, comme cela est suggéré sur la figure 1, qu'une telle procédure d'homogénéisation ne porte que sur les zones de l'ouvrage effectivement renforcées, les autres parties demeurant inchangées dans la définition du problème homogène associé.

## 2.2. Méthode d'homogénéisation en calcul à la rupture

Ayant ainsi esquissé dans ses grandes lignes le principe d'une méthode d'homogénéisation qui s'applique à l'étude de stabilité des ouvrages en sols renforcés, il convient à présent d'en donner une description plus précise fondée sur une analyse mécanique rigoureuse du problème. Celle-ci nous est fournie par la théorie du calcul à la rupture [SALENÇON - 1983] à laquelle nous nous référerons constamment par la suite. Laisant au lecteur soucieux de plus de précision le soin de se reporter à [de BUHAN - 1986] pour les fondements théoriques de la méthode, nous nous bornerons ici à en exposer les principaux résultats.

La mise en œuvre de la méthode d'homogénéisation comporte deux étapes distinctes :

- la détermination du critère de résistance macroscopique du sol renforcé à partir de la connaissance des capacités de résistance de ses constituants ;
- la résolution du problème homogène associé fondée sur l'utilisation de ce critère.

### 2.2.1. Détermination du critère de résistance macroscopique

Il ne saurait évidemment être question d'obtenir un tel critère par voie expérimentale\*, sauf à imaginer que l'on puisse effectuer des essais sur des volumes de sol renforcé qui, pour être représentatifs, devraient être de l'ordre de plusieurs mètres cubes ! Une approche théorique se révèle donc nécessaire.

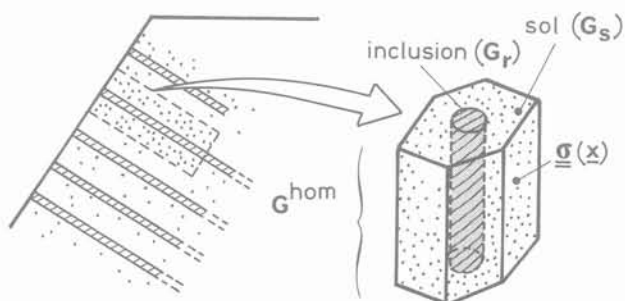


Fig. 2. — Cellule de base représentative d'un sol renforcé de manière périodique.

Fig. 2. — Representative cell for a periodically reinforced soil.

\* A l'exception notable de la terre armée, où des essais au « triaxial » sur des éprouvettes de sable armées par des disques métalliques permettent d'évaluer, au moins pour des états de contrainte particuliers, les capacités de résistance de ce matériau (voir [LONG et al. - 1972], et paragraphe 4.2.).

La propriété de périodicité du renforcement joue de ce point de vue un rôle essentiel. Elle permet en effet de mettre en évidence une *cellule de base représentative* du sol renforcé qui comporte généralement une seule inclusion (figure 2). La construction du critère découle alors de la résolution d'un *problème de calcul à la rupture* défini sur cette cellule de base de la manière suivante.

Désignant par  $G_s$  (respectivement  $G_r$ ) le convexe de résistance du sol (respectivement du matériau qui constitue les inclusions de renforcement), c'est-à-dire le domaine des contraintes  $\underline{\sigma}$  admissibles, et supposant que le contact entre le sol et l'inclusion est à adhérence totale, on montre que le domaine, noté  $G^{hom}$ , qui caractérise le *critère de résistance macroscopique* du sol renforcé est formé par l'ensemble des états de contrainte « macroscopiques »  $\underline{\Sigma}$  obtenus en effectuant la moyenne volumique sur la cellule de base de tous les champs de contrainte  $\underline{\sigma}$  périodiques, en équilibre, et respectant le critère de résistance en tout point. Soit :

$$\begin{aligned} \underline{\Sigma} &\in G^{hom} \\ \Downarrow \\ \text{Il existe } \underline{\sigma} \text{ périodique tel que :} \end{aligned} \quad (1)$$

$\underline{\Sigma} = \langle \underline{\sigma} \rangle^*$ ,  $\text{div } \underline{\sigma} = 0$ , et en tout point  $\underline{x}$ ,  $\underline{\sigma}(\underline{x}) \in G_s$  ou  $G_r$  selon que le point  $\underline{x}$  appartient au sol ou à l'inclusion de renforcement.

On voit immédiatement que, du fait de la convexité des domaines  $G_s$  et  $G_r$ , le domaine  $G^{hom}$  ainsi défini est lui-même convexe.

\*  $\langle \rangle$  désigne l'opération de moyenne volumique sur la cellule de base représentative.

### 2.2.2. Résolution du problème homogène associé

Elle consiste à mettre en œuvre, sur l'ouvrage homogène associé, les approches classiques du calcul à la rupture dont nous rappelons ci-dessous brièvement le principe. Nous nous restreindrons ici, pour simplifier, au cas où l'ouvrage est soumis à un chargement dépendant d'un seul paramètre  $Q$ .

#### • Approche statique « par l'intérieur ».

L'ouvrage sera dit *potentiellement stable* sous le chargement  $Q$  s'il est possible d'équilibrer  $Q$  par un champ de contrainte  $\underline{\sigma}$  tel que :

$$\underline{\sigma}(\underline{x}) \in G^{hom} \quad \text{en tout point } \underline{x},$$

et on désignera alors par  $Q^{hom}$  la valeur *extrême* du chargement définie par :

$$Q \leq Q^{hom} \Leftrightarrow \text{Ouvrage potentiellement stable sous } Q. \quad (2)$$

L'utilisation de l'approche statique conduit à l'obtention d'un *minorant* de  $Q^{hom}$ .

#### • Approche cinématique « par l'extérieur ».

Considérant un champ de vitesse  $\underline{v}$  cinématiquement

admissible quelconque défini en tout point de l'ouvrage, on peut écrire l'inégalité suivante relative au chargement extrême  $Q^{hom}$  :

$$P(Q^{hom}, \underline{v}) \leq P^{hom}(\underline{v}) \quad (3)$$

où  $P(Q^{hom}, \underline{v})$  représente la puissance des efforts extérieurs à l'ouvrage calculée dans le champ  $\underline{v}$ , et  $P^{hom}(\underline{v})$  est une fonctionnelle à valeurs positives définie par :

$$P^{hom}(\underline{v}) = \int_V \pi^{hom}(\underline{d}(\underline{x})) dV + \int_{\Sigma} \pi^{hom}(\underline{n}(\underline{x}) : \llbracket \underline{v}(\underline{x}) \rrbracket) d\Sigma$$

avec :

- $\underline{d}$  : le champ de vitesse de déformation associé à  $\underline{v}$  :

$$d_{ij} = 1/2 (\partial v_i / \partial x_j + \partial v_j / \partial x_i) ;$$

- $\llbracket \underline{v}(\underline{x}) \rrbracket$  : la valeur de la discontinuité du champ  $\underline{v}$  au franchissement d'une éventuelle surface de discontinuité  $\Sigma$  dans le sens de la normale  $\underline{n}$  au point  $\underline{x}$  ;

- et par définition :

$$\pi^{hom}(\underline{d}(\underline{x})) = \sup \{ - \sigma_{ij}(\underline{x}) d_{ij}(\underline{x}) \mid \underline{\sigma}(\underline{x}) \in G^{hom} \}$$

et

$$\pi^{hom}(\underline{n}(\underline{x}) : \llbracket \underline{v}(\underline{x}) \rrbracket) = \sup \{ - \sigma_{ij}(\underline{x}) n_j(\underline{x}) \llbracket v_i(\underline{x}) \rrbracket \mid \underline{\sigma}(\underline{x}) \in G^{hom} \}.$$

L'utilisation de l'approche cinématique conduit à l'obtention d'un *majorant* de  $Q^{hom}$ .

\* Sommation sur les indices répétés ; les contraintes de compression sont comptées positivement.

### 2.3. Domaine de validité de la méthode

Nous avons déjà fait observer que l'applicabilité de la méthode d'homogénéisation ainsi proposée au calcul de stabilité des ouvrages en sols renforcés reposait sur un certain nombre de conditions : caractère périodique du renforcement (condition essentielle qui permet d'obtenir une formulation théorique du critère de résistance macroscopique), nombre suffisant d'inclusions de renforcement permettant de conférer au matériau composite ainsi obtenu une certaine « homogénéité macroscopique ». Reste alors à savoir, en admettant que de telles conditions soient satisfaites, quel est le lien entre la solution du problème de calcul à la rupture sur l'ouvrage homogène associé et celle du problème initial. Un *résultat d'homogénéisation* de portée très générale établi par SUQUET [1983] puis de BUHAN [1986] permet de répondre partiellement à cette question. Il peut s'énoncer ainsi :

« L'ouvrage homogène (ainsi) associé est plus stable que l'ouvrage réel initial. »

Ce que l'on peut traduire par l'inégalité :

$$Q^{hom} \geq Q^* \quad (4)$$

dans laquelle  $Q^*$  désigne le chargement extrême au-delà duquel l'instabilité de l'ouvrage initial est certaine.

L'inégalité inverse (qui impliquerait alors l'équivalence complète entre le problème homogène associé et le problème initial) ne peut être prouvée. Il est même possible de mettre en évidence des exemples pour lesquels les valeurs de  $Q^*$  et  $Q^{\text{hom}}$  se révèlent être significativement différentes [de BUHAN - 1986]. Cette différence peut notamment être attribuée, semble-t-il, à ce qu'il est convenu d'appeler les « effets de bord ». Ce sont bien d'une certaine façon ces effets qui sont explicitement pris en compte dans la pratique lors de la construction des ouvrages de soutènement en terre armée, par la mise en place d'une « peau » dont la fonction est précisément d'éviter l'apparition de désordres qui résulteraient de l'écoulement du matériau de remblai (sable sec sans cohésion : voir quatrième partie) entre les lits d'armatures à proximité du parement extérieur.

On peut donc dire qu'« aux effets de bord près », c'est-à-dire à la condition de négliger ceux-ci ou plus exactement de les maîtriser par des dispositions constructives adéquates, l'étude de stabilité d'un ouvrage en sol renforcé se ramène bien à celle de l'ouvrage homogène associé.

### 3. UN PREMIER MODÈLE DE SOL RENFORCÉ : LE MATÉRIAU MULTICOUCHE PUREMENT COHÉRENT

Peu représentatif des modes de renforcement des sols par clouage ou par l'introduction de pieux ou de colonnes, le modèle de matériau multicouche constitue en revanche une schématisation tout à fait convenable du renforcement des sols par inclusions disposées en nappes. Ayant en vue l'application à des problèmes de calcul à la rupture « en déformation plane », nous étudierons ce modèle dans le formalisme du milieu continu bidimensionnel.

#### 3.1. Un critère macroscopique de type cohérent anisotrope

Le sol renforcé, modélisé comme un matériau multicouche bidimensionnel, est repéré dans les axes  $Oxy$ , l'axe  $Ox$  étant pris parallèle à l'orientation des couches (figure 3). On suppose que le sol, ainsi que le matériau

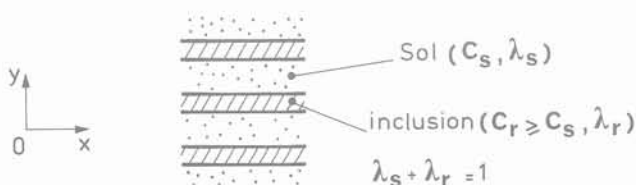


Fig. 3. — Modèle de matériau multicouche à constituants purement cohérents.

Fig. 3. — A multilayered material with purely cohesive constituents.

de renforcement sont des milieux homogènes isotropes *purement cohérents*, de cohésions respectives  $C_s$  et  $C_r$  (avec  $C_r \geq C_s$ ), et on désigne par  $\lambda_s$  et  $\lambda_r$  leurs proportions volumiques ( $\lambda_r + \lambda_s = 1$ ). On admet par ailleurs, au moins dans un premier temps, que le contact entre les deux constituants est à adhérence totale sans décollement possible.

Partant de la définition générale (1), on peut alors montrer [de BUHAN - 1986] que le convexe  $G^{\text{hom}}$  (domaine dans l'espace des contraintes bidimensionnelles) qui caractérise les capacités de résistance du matériau multicouche à l'échelle macroscopique est défini par :

$$\underline{\Sigma} \in G^{\text{hom}} \Leftrightarrow \underline{\Sigma} = \lambda_s \underline{\sigma}^s + \lambda_r \underline{\sigma}^r \quad (5)$$

où les contraintes  $\underline{\sigma}^s$  et  $\underline{\sigma}^r$  vérifient les conditions de résistance respectives du sol et du matériau de renforcement, qui s'expriment comme suit en fonction des contraintes principales dans le plan  $Oxy$  :

$$\begin{aligned} \sigma_1^s - \sigma_2^s &\leq 2 C_s \\ \sigma_1^r - \sigma_2^r &\leq 2 C_r \end{aligned} \quad (\sigma_1 \geq \sigma_2) \quad (6)$$

ainsi que les relations :

$$\begin{aligned} \sigma_{xy}^s &= \sigma_{xy}^r = \Sigma_{xy} \\ \sigma_{yy}^s &= \sigma_{yy}^r = \Sigma_{yy} \end{aligned} \quad (7)$$

qui traduisent la continuité du vecteur-contrainte à l'interface entre les couches.

La combinaison des relations (5), (6) et (7) permet d'écrire le critère de résistance macroscopique sous la forme plus condensée :

$$\Sigma_1 - \Sigma_2 \leq 2 C(\alpha) \quad (8)$$

où  $\Sigma_1 \geq \Sigma_2$  sont les composantes principales de la contrainte macroscopique  $\underline{\Sigma}$ , et  $\alpha$  l'angle que fait la contrainte principale majeure  $\Sigma_1$  avec la direction  $Oy$ .

$C(\alpha)$  a la dimension d'une *cohésion* : son *diagramme polaire* est représenté sur la figure 4. Elle peut s'écrire sous la forme :

$$C(\alpha) = C_s \cdot \rho(\alpha; \lambda_r, C_r/C_s) \quad (9)$$

où  $\rho$  est un facteur sans dimension dont on peut expliciter l'expression en fonction des arguments ci-dessus.

Le critère ainsi obtenu est du type « *cohérent anisotrope* ». La cohésion anisotrope  $C(\alpha)$  passe par un minimum égal à  $C_s$  (cohésion du sol non renforcé) pour  $\alpha = \pi/4$  et devient maximale lorsque les directions principales de la contrainte  $\underline{\Sigma}$  coïncident avec les axes  $Ox$  et  $Oy$  :

$$C(\alpha = 0) = C(\alpha = \pi/2) = \lambda_s C_s + \lambda_r C_r.$$

Ce maximum n'est autre que la moyenne des cohésions des constituants du sol renforcé pondérée par leurs proportions volumiques.

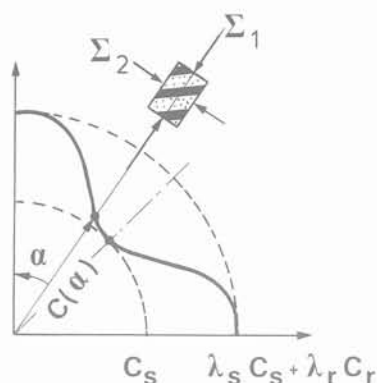


Fig. 4. — Diagramme polaire de cohésion du sol renforcé multicouche.

Fig. 4. — Polar diagram for the cohesion of a multilayer reinforced soil.

Nous nous proposons maintenant d'appliquer le critère ainsi déterminé à l'analyse de stabilité d'une pente en sol renforcé d'une part, et au calcul de la capacité portante d'une fondation sur sol renforcé d'autre part.

### 3.2. Analyse de stabilité d'une pente en sol renforcé [de BUHAN et SALENÇON - 1985]

On s'intéresse au problème de la stabilité sous poids propre d'un talus de pente  $\beta$  et de hauteur  $h$ , reposant sur un substratum supposé infiniment rigide, et constitué du sol renforcé multicouche décrit précédemment (figure 5).

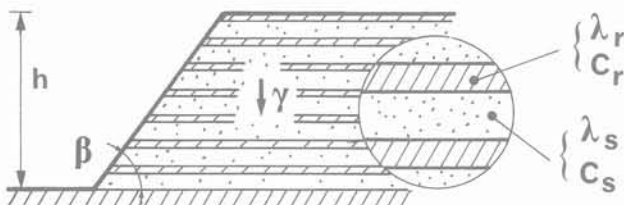


Fig. 5. — Stabilité sous poids propre d'un talus en sol renforcé multicouche.

Fig. 5. — Slope stability analysis for a reinforced soil embankment.

Désignant par  $\gamma$  le poids volumique du sol, que l'on supposera pour simplifier identique à celui du matériau de renforcement, on sait que la stabilité d'un tel ouvrage est gouvernée par le facteur sans dimension :

$$K = \gamma h / C_s$$

qui doit demeurer inférieur à une valeur critique, notée  $K^*$ , fonction uniquement de l'angle  $\beta$  ainsi que des arguments sans dimension  $C_r/C_s$  et  $\lambda_r$  (ou  $\lambda_s$ ) :

$$\gamma h / C_s \leq K^* \Leftrightarrow \text{Talus potentiellement stable} \quad (10)$$

$$K^* = K^*(\beta, C_r/C_s, \lambda_r).$$

#### 3.2.1. Calcul par la méthode d'homogénéisation

L'ouvrage homogène associé au talus initial en sol ren-

forcé est un talus de même géométrie ( $h, \beta$ ), constitué d'un matériau homogène de poids volumique  $\gamma$  obéissant au critère de résistance anisotrope (8) (figure 6).

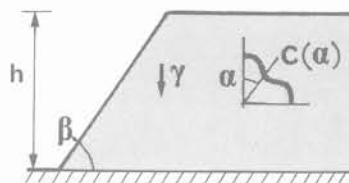


Fig. 6. — Talus homogène anisotrope associé.

Fig. 6. — The anisotropic homogeneous embankment associated to fig. 5.

Compte tenu de l'expression (9) de la cohésion anisotrope  $C(\alpha)$ , il apparaît que la stabilité de cet ouvrage est également conditionnée par le facteur sans dimension  $\gamma h / C_s$ . Désignant par  $K^{\text{hom}}$  la valeur extrême de ce facteur, on peut écrire :

$$\gamma h / C_s \leq K^{\text{hom}}(\beta, C_r/C_s, \lambda_r) \quad (11)$$

$\Leftrightarrow$

Talus homogène associé  
potentiellement stable.

La méthode employée pour analyser la stabilité du talus homogène associé est de type cinématique. Elle s'inspire très directement de celle utilisée par SALENÇON et TRISTÁN-LÓPEZ [1983] pour l'étude d'ouvrages en sols cohérents naturellement anisotropes.

On considère les mécanismes de ruine « par blocs » du talus dans lesquels la ligne de discontinuité de vitesse qui sépare le bloc en rotation du reste de l'ouvrage passe par le pied du talus (figure 7).

La fonctionnelle  $P^{\text{hom}}(\underline{v})$  calculée dans le champ de vitesse associé à un tel mécanisme s'écrit alors (voir paragraphe 2.2.2.) :

$$P^{\text{hom}}(\underline{v}) = \int_{AB} \pi^{\text{hom}}(\underline{n}; \underline{V}) ds$$

avec :

$$\pi^{\text{hom}}(\underline{n}; \underline{V}) = \sup \{ - \sum_{ij} n_j V_i \mid \Sigma_1 - \Sigma_2 \leq 2 C(\alpha) \}.$$

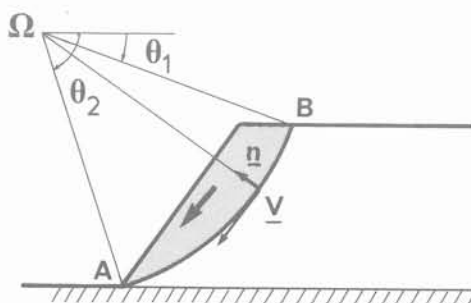


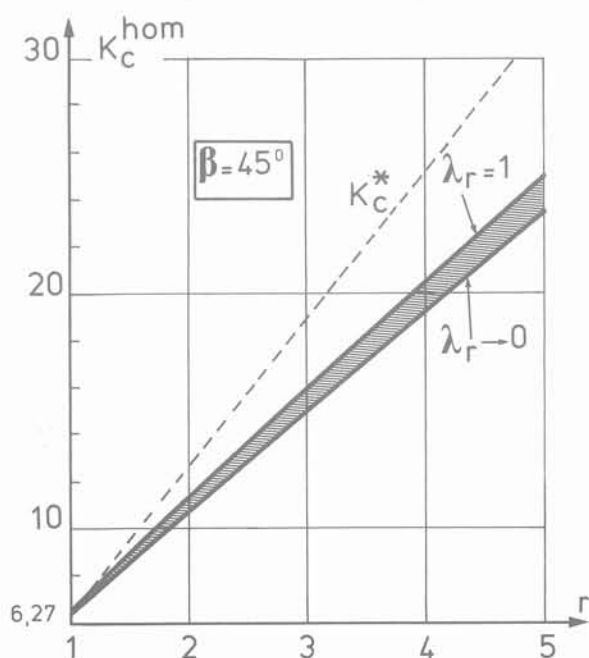
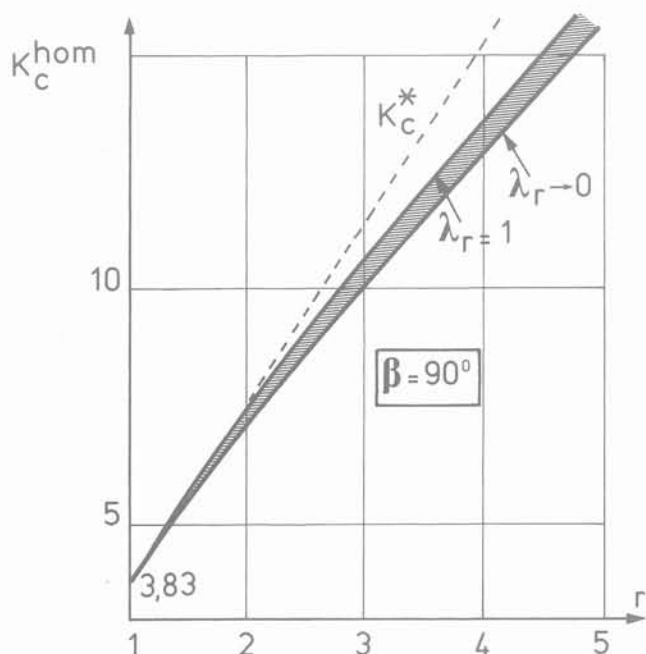
Fig. 7. — Mécanismes de ruine du talus par bloc rigide en rotation.

Fig. 7. — Rigid block failure mechanisms for the slope.

Pour que l'approche cinématique qui découle de l'utilisation de tels champs de vitesse ne soit pas triviale, c'est-à-dire que  $P^{\text{hom}}(\underline{v})$  prenne une valeur finie, il est nécessaire, compte tenu du caractère purement cohérent du critère (8), que la discontinuité de vitesse  $\underline{v}$  soit tangentielle et donc que AB soit une ligne de glissement circulaire.

Dans ces conditions l'inégalité (3) conduit, tous calculs faits, à un majorant  $K_c^{\text{hom}}$  du facteur  $K^{\text{hom}}$  que l'on peut écrire sous la forme :

$$K^{\text{hom}}(\beta, r, \lambda_r) \leq K_c^{\text{hom}}(\beta, r, \lambda_r). \quad (12)$$



Dans cette formule

$$r = (\lambda_s C_s + \lambda_r C_r) / C_s = C(\alpha = 0) / C(\alpha = \pi/4)$$

est le rapport entre la cohésion maximale du sol renforcé en tant que matériau homogénéisé et celle du sol initial. Nous l'appellerons *coefficient de renforcement* ; il est égal à 1 dans le cas du sol non renforcé. (On pourra dans (10) écrire aussi que  $K^*$  est fonction de  $\beta$ ,  $r$ , et  $\lambda_r$ .)

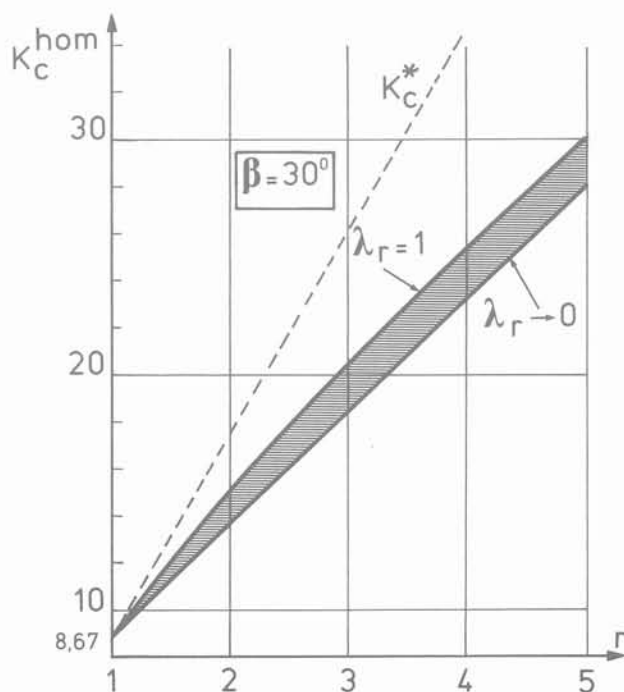
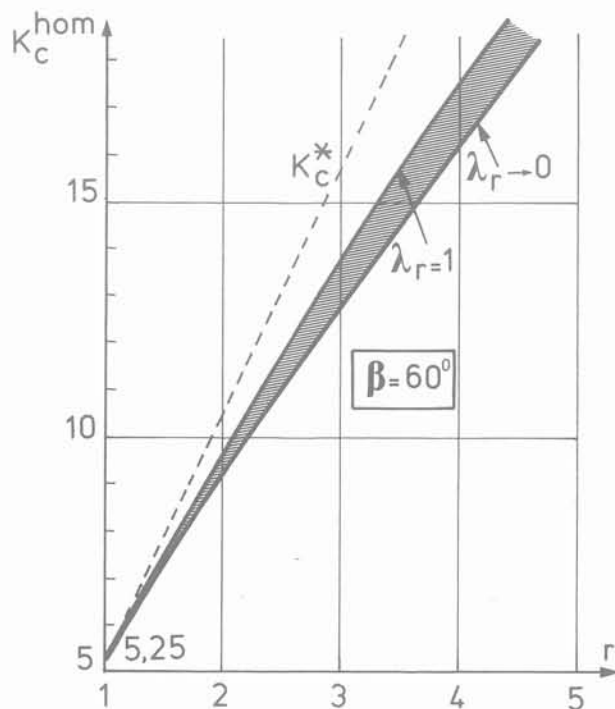


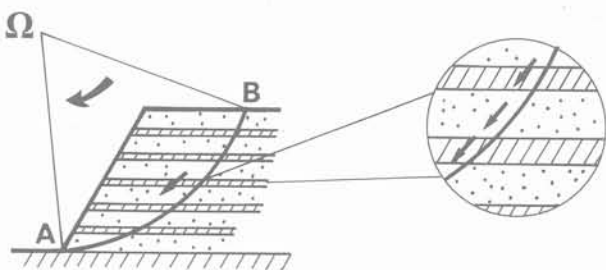
Fig. 8. — Abaques de  $K_c^{\text{hom}}(\beta, r, \lambda_r)$  pour  $\beta = 90^\circ, 60^\circ, 45^\circ$  et  $30^\circ$ .  
Fig. 8. — Charts for  $K_c^{\text{hom}}(\beta, r, \lambda_r)$  with  $\beta = 90^\circ, 60^\circ, 45^\circ$  and  $30^\circ$ .



Les résultats obtenus par cette méthode sont représentés à la figure 8 sous forme d'abaques donnant la valeur du facteur  $K_c^{\text{hom}}$  en fonction de  $r$  et  $\lambda_r$ , pour différentes valeurs de l'angle de pente  $\beta$ .

### 3.2.2. Comparaison avec les résultats d'une méthode cinématique directe

L'une des approches utilisées classiquement pour le dimensionnement des pentes et talus en sols renforcés consiste à vérifier directement la stabilité de l'ouvrage initial en sol composite vis-à-vis d'une surface de rupture (représentée ici par une ligne en raison du caractère bidimensionnel du problème : figure 9) qui traverse alternativement les constituants du sol renforcé multicouche. Pour la même raison que celle invoquée précédemment dans le cas de l'ouvrage homogène associé, le caractère purement cohérent des critères de résistance des constituants du sol renforcé (et l'adhérence totale entre ceux-ci) impose à la surface de rupture d'être une surface de glissement circulaire.



**Fig. 9. — Approche cinématique directe de la stabilité du talus multicouche par cercles de glissement.**

*Fig. 9. — Direct kinematic approach using slip circles for the stability analysis of a multilayer embankment.*

Ici encore l'approche cinématique utilisant de tels mécanismes de ruine conduit à la détermination d'un majorant de la valeur extrême  $K^*$  :

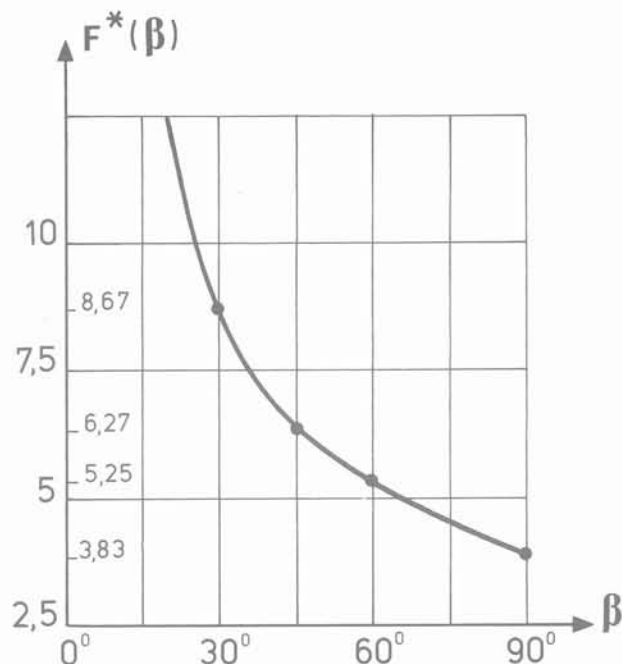
$$K^*(\beta, r, \lambda_r) \leq K_c^*(\beta, r). \quad (13)$$

Ce majorant apparaît comme étant égal au produit du coefficient de renforcement  $r$  par une fonction  $F^*(\beta)$  représentée sur la figure 10 :

$$K_c^* = r F^*(\beta).$$

On observe immédiatement que cette majoration est identique à celle qui aurait été obtenue pour un talus de pente  $\beta$  constitué d'un sol homogène *isotrope*, dont la cohésion serait égale à  $rC_s = (\lambda_s C_s + \lambda_r C_r)$ , en utilisant la même famille de mécanismes par blocs en rotation. Les valeurs correspondantes de  $K_c^*$  ont été reportées sur les abaques de la figure 8 (droites en pointillés) ; elles se révèlent significativement supérieures aux valeurs correspondantes du facteur  $K_c^{\text{hom}}$  :

$$K_c^* \geq K_c^{\text{hom}}. \quad (14)$$



**Fig. 10. — Fonction  $F^*(\beta)$ .**

*Fig. 10. — Function  $F^*(\beta)$ .*

En combinant les inégalités (12), (13), (14) et en tenant compte du résultat d'homogénéisation qui se traduit ici par l'inégalité :

$$K^* \leq K^{\text{hom}}; \quad (15)$$

on aboutit alors à la succession d'inégalités :

$$K^* \leq K_c^{\text{hom}} \leq K_c^*. \quad (16)$$

Il s'agit là d'un résultat essentiel. Il signifie que pour la même famille de mécanismes de rupture (par cercles de glissement) la méthode d'homogénéisation fournit une meilleure évaluation du facteur de stabilité  $K^*$  du talus renforcé que la méthode classique appliquée directement. Cela tient fondamentalement au fait que seule la méthode d'homogénéisation, grâce à la construction explicite du critère macroscopique, est en mesure de rendre compte de l'anisotropie manifeste du sol renforcé.

### 3.3. Capacité portante d'une fondation sur un massif en sol renforcé [de BUHAN - 1984]

Les données du problème sont schématisées sur la figure 11 : semelle filante de largeur  $B$  reposant sur un massif semi-infini constitué du sol renforcé multicouche défini en 3.1., et soumise à l'action d'une charge verticale centrée de densité uniforme  $Q$  le long de son axe de symétrie. On admettra pour simplifier que le sol est non pesant, bien que l'on puisse facilement montrer que dans le cas d'espèce, la prise en compte des forces de pesanteur ne modifie en rien la valeur de la capacité portante  $q^*$  de la fondation définie par :

$$q^* = Q^*/B, \quad (17)$$

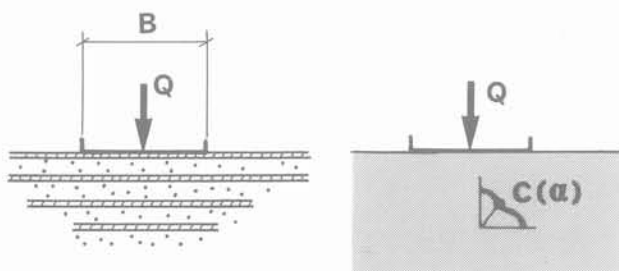


où  $Q^*$  désigne la valeur extrême du paramètre de chargement  $Q$ .  $q^*$  peut se mettre sous la forme :

$$q^* = C_s N^* \quad (18)$$

où  $N^*$  est un facteur sans dimension qui ne dépend que du coefficient de renforcement  $r$  et des proportions volumiques des constituants du sol renforcé :

$$N^* = N^*(r, \lambda_r).$$

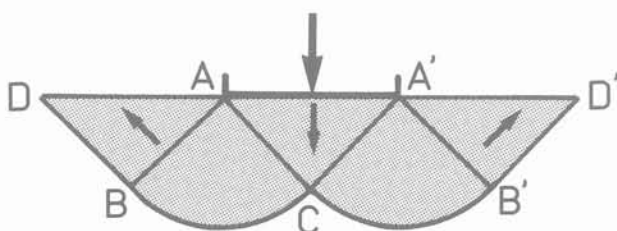


**Fig. 11. — Détermination de la capacité portante d'une fondation superficielle sur sol renforcé multicouche et problème homogène associé.**  
**Fig. 11. — Determination of the bearing capacity of a footing on a multilayer reinforced soil : original and associated homogeneous problems.**

De même il est facile de voir que la capacité portante de la fondation homogène associée peut s'écrire :

$$q^{\text{hom}} = Q^{\text{hom}}/B = C_s N^{\text{hom}}(r, \lambda_r). \quad (19)$$

On recherche alors une évaluation par excès du facteur  $N^{\text{hom}}$  grâce à l'approche cinématique du calcul à la rupture en utilisant le schéma de ruine de Prandtl (figure 12). Ce mécanisme conduit en effet à une majoration effective de  $N^{\text{hom}}$  : les discontinuités de vitesse  $y$  sont tangentes et la déformation se fait « à volume constant » ( $\text{tr } \underline{d} = 0$ ) dans les secteurs circulaires ABC et A'B'C, donc la fonction  $P^{\text{hom}}(\underline{v})$  y prend une valeur finie.



**Fig. 12. — Mécanisme de Prandtl.**  
**Fig. 12. — Prandtl's mechanism.**

On obtient en définitive :

$$N^{\text{hom}}(r, \lambda_r) \leq N_c^{\text{hom}}(r, \lambda_r). \quad (20)$$

Le majorant cinématique  $N_c^{\text{hom}}$  est compris, à coefficient de renforcement  $r$  fixé, entre les valeurs obtenues dans les cas limites :

- $\lambda_r = 1$ , couches constituées d'un matériau de cohésion  $C_r = r C_s$  séparées par des interfaces de cohésion  $C_s$ ;
- $\lambda_r \rightarrow 0$ , cas du renforcement par des armatures infiniment minces.

On a ainsi :

$$N_c^{\text{hom}}(r, \lambda_r \rightarrow 0) \leq N_c^{\text{hom}}(r, \lambda_r) \leq N_c^{\text{hom}}(r, \lambda_r = 1) \quad (21)$$

avec les expressions explicites :

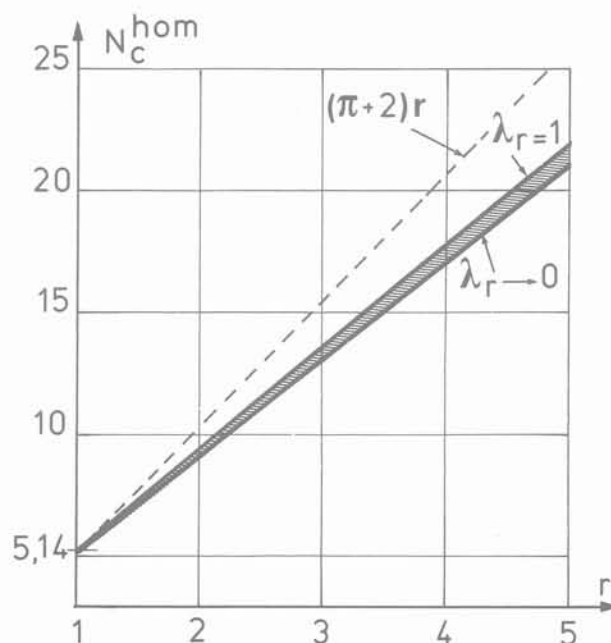
$$N_c^{\text{hom}}(r, \lambda_r \rightarrow 0) = (\pi + 2) + 4(r - 1) \quad (22)$$

$$N_c^{\text{hom}}(r, \lambda_r = 1) = (\pi + 2)r + 2[\sqrt{r^2 - 1} - r \text{Arcos}(\frac{1}{r})].$$

La figure 13 représente le faisceau de courbes donnant la valeur de  $N_c^{\text{hom}}$  en fonction de  $r$ , paramétrées en  $\lambda_r$ . On y a également représenté en trait pointillé la valeur du majorant de  $N^*$  obtenu par l'approche cinématique utilisant le même mécanisme de Prandtl défini sur le massif de fondation multicouche. Ce majorant, égal à  $(\pi + 2)r$ , correspond à la valeur de la capacité portante d'une fondation sur sol homogène isotrope de cohésion égale à la moyenne pondérée des cohésions des constituants du sol renforcé.

Comme dans l'étude de stabilité du talus, on parvient à la double inégalité :

$$N^*(r, \lambda_r) \leq N_c^{\text{hom}}(r, \lambda_r) \leq (\pi + 2)r. \quad (23)$$



**Fig. 13. — Capacité portante d'une fondation superficielle sur un sol renforcé multicouche : évaluations par la méthode d'homogénéisation et par une approche « directe ».**

**Fig. 13. — Bearing capacity of a surface footing on a multilayer reinforced soil : determination through the homogenization method and through a direct kinematic approach.**

On remarque là encore que la méthode d'homogénéisation conduit à une meilleure approche du facteur  $N^*$ , et donc de la capacité portante de la fondation, que la méthode directe car celle-ci ne permet pas d'appréhender l'anisotropie macroscopique du sol renforcé.

#### 4. LA TERRE ARMÉE : UN MATÉRIAU DE TYPE « FROTTANT ANISOTROPE »

##### 4.1. Critère de résistance du matériau « terre armée »

La terre armée est ici modélisée comme un matériau multicouche bidimensionnel constitué d'un sol homogène, purement frottant (sable sec sans cohésion), obéissant à un critère de résistance de Coulomb avec un angle de frottement égal à  $\varphi$ , renforcé par des couches horizontales d'un matériau purement cohérent, de cohésion  $C_r$  (figure 14).

En pratique dans le cas de la terre armée, les inclusions de renforcement sont des armatures métalliques très minces, de sorte que la proportion volumique  $\lambda_r$  est très faible (de l'ordre de  $10^{-2}$  ou  $10^{-3}$ ), tandis que la cohésion  $C_r$  est d'un ordre de grandeur bien supérieur aux valeurs habituelles observées pour les sols. Cette configuration particulière peut s'obtenir mathématiquement en faisant tendre  $\lambda_r$  vers zéro tout en maintenant constante la quantité  $2\lambda_r C_r$  qui apparaît comme la résistance en traction (compression) simple des armatures rapportée à l'unité de surface transversale, et que l'on notera  $\sigma^0$  :

$$\lambda_r \rightarrow 0 \quad \text{avec} \quad \sigma^0 = 2\lambda_r C_r = \text{cte.} \quad (24)$$

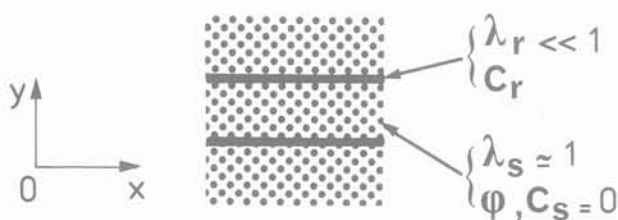


Fig. 14. — Modélisation multicouche de la terre armée.

Fig. 14. — Multilayer model for reinforced earth.

Dans ces conditions, on montre [de BUHAN - 1985], [de BUHAN et al. - 1986], que le domaine de résistance macroscopique  $G^{\text{hom}}$  de la terre armée est défini par :

$$\underline{\underline{\Sigma}} \in G^{\text{hom}} \Leftrightarrow \begin{cases} \underline{\underline{\Sigma}} = \underline{\underline{\sigma}} + \sigma \underline{\underline{e}}_x \otimes \underline{\underline{e}}_x \\ \underline{\underline{\sigma}} \in G_s, |\sigma| \leq \sigma^0. \end{cases} \quad (25)$$

On retrouve ainsi une formulation du critère de rupture macroscopique pour un matériau renforcé par armatures très proche de celles directement postulées par Mc LAUGHLIN [1972] (matériaux renforcés par fibres) et surtout par SAWICKI [1979, 1983]. La particularité d'une telle définition réside dans le fait qu'elle ne fait plus explicitement apparaître les conditions (7) de continuité de la contrainte à l'interface sol-armature. Le matériau de renforcement n'intervient donc plus qu'à travers sa résistance en traction-compression uniaxiale dans la direction  $Ox$  du renforcement, rejoignant en cela l'intuition sur le « fonctionnement » pratique de la terre armée qui conduit à négliger les résistances à la flexion et au cisaillement des armatures.

La définition (25) peut d'ailleurs être complétée afin de tenir compte de la possibilité de flambement en compression des armatures. On convient alors généralement d'adopter une résistance nulle en compression, ce qui implique de modifier la définition (25) en remplaçant la condition  $|\sigma| \leq \sigma^0$  par  $-\sigma^0 \leq \sigma \leq 0$ .

Le domaine  $G^{\text{hom}}$  ainsi obtenu est représenté sur la figure 15 dans l'espace des contraintes bidimensionnelles rapporté aux axes de coordonnées  $(\Sigma_{xx}, \Sigma_{yy}, \sqrt{2}\Sigma_{xy})$ . Il s'obtient en prenant l'enveloppe convexe du cône de Coulomb  $G_s$ , qui caractérise la résistance du sol initial, et du cône translaté d'une quantité  $-\sigma^0$  le long de l'axe des  $\Sigma_{xx}$ .

Cette représentation géométrique met clairement en évidence l'augmentation de résistance du sol apportée par l'introduction des armatures, puisque le domaine  $G_s$  est strictement inclus dans le domaine  $G^{\text{hom}}$ .

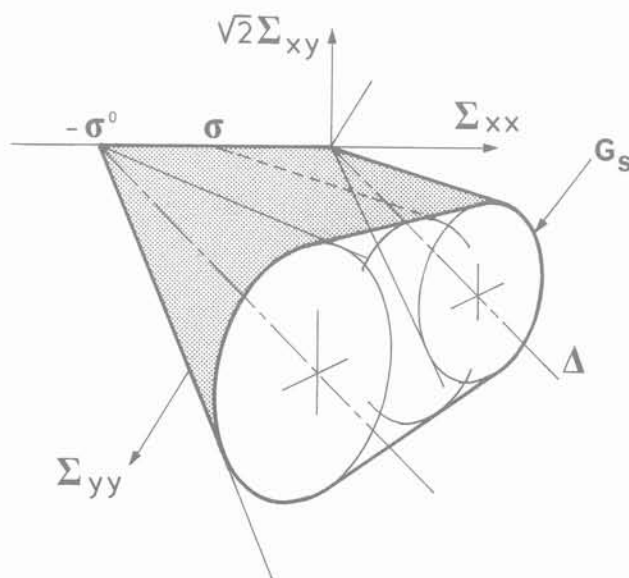


Fig. 15. — Représentation du convexe de résistance de la terre armée dans l'espace des contraintes bidimensionnelles.

Fig. 15. — The strength domain for reinforced earth drawn in the 2 - dimension stress space with coordinates  $\Sigma_{xx}, \Sigma_{yy}, \sqrt{2}\Sigma_{xy}$ .

La figure 16 donne la représentation de la section du domaine  $G^{hom}$  par un plan déviateur quelconque d'équation  $\Sigma_{xx} + \Sigma_{yy} = cte$ , perpendiculaire à la droite  $\Delta$  représentative des états de contrainte isotropes ( $\Sigma_{xx} = \Sigma_{yy}$ ,  $\Sigma_{xy} = 0$ ). Elle montre bien l'anisotropie du matériau terre armée, et plus précisément son caractère *orthotrope* relativement aux axes  $Ox$  et  $Oy$ , car il est facile de voir qu'à l'inverse, un critère isotrope

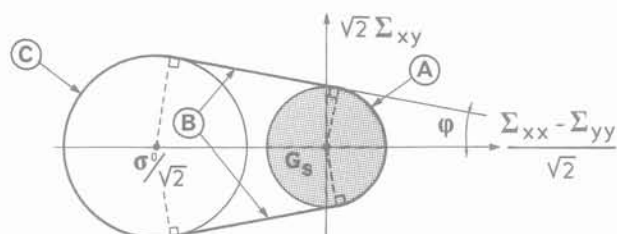


Fig. 16. — Trace du domaine  $G^{hom}$  dans un plan déviateur  $\Sigma_{xx} + \Sigma_{yy} = cte$ .

Fig. 16. — Section of the strength domain of reinforced earth by a deviatoric plane  $\Sigma_{xx} + \Sigma_{yy} = Ct$ .

aurait été représenté dans un tel plan par un cercle centré à l'origine (c'est bien le cas du critère de Coulomb). Il convient de plus de signaler qu'un tel critère ne rentre pas dans le cadre de ceux étudiés par BOEHLER et SAWCZUK [1970] en se fondant sur la notion de « tenseur d'anisotropie ».

Cette représentation géométrique permet en outre de distinguer trois « modes de rupture » pour le matériau terre armée qui correspondent à des façons différentes d'atteindre la frontière du domaine de résistance  $G^{hom}$ , que l'on peut interpréter comme suit :

- pour les points de type A communs aux frontières de  $G^{hom}$  et de  $G_s$ , la résistance du sol est mobilisée, tandis que les armatures sont à la limite de leur résistance en compression ( $\sigma = 0$ ) ;
- les points de type B correspondent aux états de contrainte macroscopique pour lesquels la résistance du sol est mobilisée, tandis que les armatures supportent un effort de traction inférieur à leur limite de résistance ( $-\sigma^0 < \sigma < 0$ ) ;
- enfin pour les points de type C communs aux frontières de  $G^{hom}$  et du cône translaté, la résistance du sol est là encore mobilisée, tandis que les armatures ont atteint leur limite de résistance en traction ( $\sigma = -\sigma^0$ ).

#### 4.2. Confrontation avec des résultats expérimentaux

La comparaison du critère ainsi construit par voie théorique avec des résultats d'essais à l'appareil « triaxial » effectués sur des échantillons de sable armé par des disques métalliques selon différentes inclinaisons [LONG et URSAT - 1977] (figure 17), a été faite par MANGIAVACCHI et PELLEGRINI [1985].

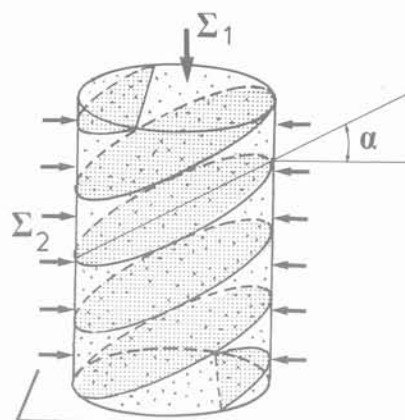


Fig. 17. — Schématisation d'un essai « triaxial » sur des éprouvettes de sable armées par des disques métalliques.

Fig. 17. — Triaxial test performed on sand specimens reinforced by metallic sheets.

Il est commode, afin de rendre cette comparaison plus facile, d'exprimer le critère de résistance macroscopique (25) (modifié pour tenir compte de la résistance nulle des armatures en compression) en fonction des contraintes principales  $\Sigma_1 \geq \Sigma_2 = \Sigma_3$  et de l'inclinaison  $\alpha$  des renforcements :

$$\begin{aligned} \underline{\Sigma} \in G^{hom} \Leftrightarrow & \\ [(\Sigma_1 - \Sigma_2)^2 + 2\sigma(\Sigma_1 - \Sigma_2)\cos 2\alpha + \sigma^2]^{1/2} & (26) \\ & \leq (\Sigma_1 + \Sigma_2 - \sigma)\sin \varphi \\ \text{avec } -\sigma^0 & \leq \sigma \leq 0. \end{aligned}$$

Il est alors possible, pour chaque valeur de l'angle  $\alpha$ , de tracer la courbe de rupture correspondante dans le plan  $(\Sigma_1, \Sigma_2)$ . Cette courbe est obtenue comme l'enveloppe d'une famille d'hyperboles paramétrée en

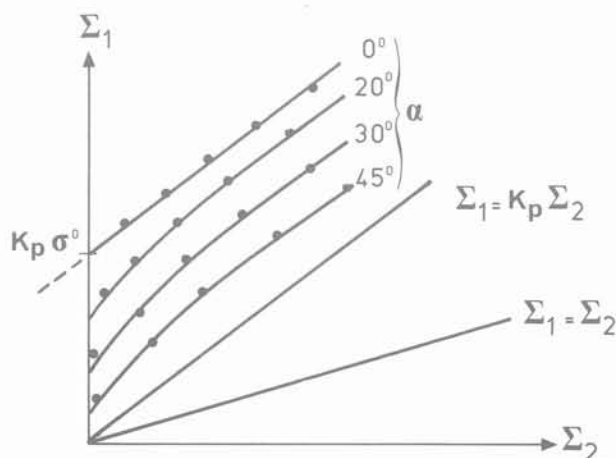


Fig. 18. — Courbes de rupture pour le sable armé, ( $\varphi = 38^\circ$ ,  $\varphi^0 = 28,7 \text{ kPa}$ ) dans le plan  $(\Sigma_1, \Sigma_2)$  ( $K_p = \tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$ ).

Fig. 18. — Failure curves for a reinforced sand drawn in the  $(\Sigma_1, \Sigma_2)$  plane ( $K_p = \tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$ ).

$\sigma \in [-\sigma^0, 0]$ . Elle peut également s'interpréter comme la section de la frontière du domaine  $G^{\text{hom}}$  dans l'espace des contraintes par le plan passant par la droite  $\Delta$  et inclinée d'un angle  $2\alpha$  par rapport au plan  $\Sigma_{xy} = 0$ .

La figure 18 montre quelques-unes de ces courbes théoriques calculées à partir des caractéristiques de résistance du sol ( $\varphi = 38^\circ$ ) et des renforcements ( $\sigma^0 = 28,7 \text{ kPa}$ ) utilisés dans les essais triaxiaux. Il ressort du simple examen de cette figure, sur laquelle les points expérimentaux ont également été reportés, que l'accord entre la modélisation théorique proposée et les données expérimentales est excellent, dans tout le domaine de contrainte exploré dans ces expériences ( $\Sigma_1 \geq \Sigma_2 \geq 0$ ).

#### 4.3. Application au poinçonnement d'un massif en terre armée

La géométrie et les conditions de chargement relatives à ce problème sont identiques à celles du problème traité au paragraphe 3.3. Le problème homogène associé au problème de calcul à la rupture correspondant est représenté sur la figure 19-a où la fondation agit sur un sol dont le domaine de résistance est défini par (26).

Compte tenu de la forme du domaine de résistance  $G^{\text{hom}}$  de la terre armée, on peut, en transposant un raisonnement classique [SALENÇON - 1973], établir la formule de « superposition » suivante qui découple les effets de la pesanteur et du renforcement du sol en allant dans le sens de la sécurité :

$$q^{\text{hom}} \geq 1/2 \gamma B N_\gamma(\varphi) + \sigma^0 N_{\sigma^0}(\varphi). \quad (27)$$

Dans cette formule,  $q^{\text{hom}} = Q^{\text{hom}}/B$  est la capacité portante de la fondation,  $\gamma$  le poids volumique du matériau terre armée, tandis que  $N_\gamma(\varphi)$  et  $N_{\sigma^0}(\varphi)$  représentent respectivement le coefficient classique du terme de surface calculé pour un sol homogène pesant régi par le critère de Coulomb, et un coefficient sans dimension correspondant au sol renforcé supposé non pesant.

L'évaluation de  $N_{\sigma^0}$  se fait en mettant en œuvre les approches statique et cinématique du calcul à la rupture.

Ainsi, en optimisant le champ statique représenté sur la figure 19b, on trouve :

$$\begin{aligned} N_{\sigma^0}(\varphi) &\geq \cos^2 \varphi / (1 - 2 \sin \varphi) \quad \text{si } \sin \varphi \leq 1/4 \\ N_{\sigma^0}(\varphi) &\geq (1 + \sqrt{\sin \varphi})^2 (1 + \sin \varphi) / 2 (1 - \sin \varphi) \\ &\quad \text{si } \sin \varphi \geq 1/4 \end{aligned} \quad (28)$$

(La deuxième expression de (28) a été donnée par [SAWICKI - 1983].)

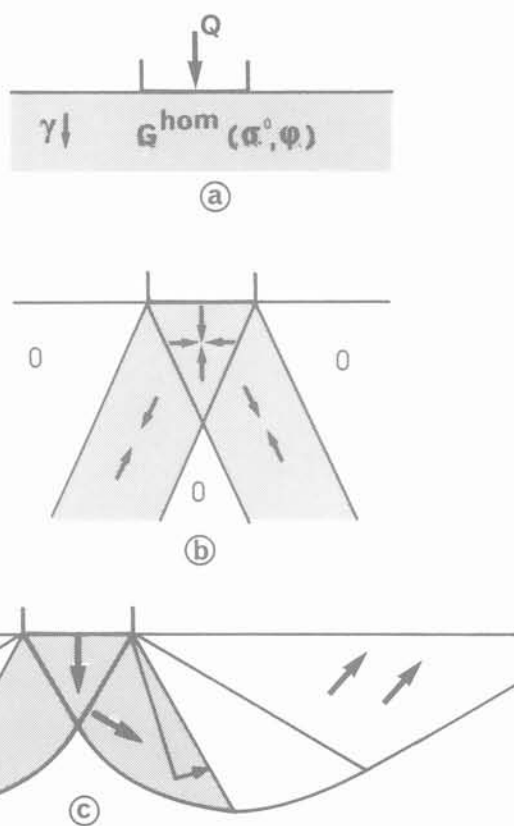


Fig. 19. — (a) Problème homogène associé.  
(b) Champ statique.

(c) Champ cinématique de Prandtl.  
Fig. 19. — (a) Associated homogeneous problem.  
(b) Stress field.  
(c) Prandtl kinematic field.

L'utilisation de l'approche cinématique nécessite le calcul préalable des fonctions «  $\pi$  » relatives au domaine de résistance  $G^{\text{hom}}$  défini par (25) (avec  $-\sigma^0 \leq \sigma \leq 0$ ). Soit :

$$\pi^{\text{hom}}(\underline{d}) = \begin{cases} \sigma^0 \sup |d_{xx}|, 0 & \text{si } \text{tr}(\underline{d}) \geq (|d_1| + |d_2|) \sin \varphi \\ + \infty & \text{sinon} \end{cases}$$

( $d_1$  et  $d_2$  sont les composantes principales de  $\underline{d}$ ) ; ainsi que :

$$\pi^{\text{hom}}(\underline{n}; \underline{V}) = \begin{cases} \sigma^0 \sup |\underline{V}_x \cdot \underline{n}_x|, 0 & \text{si } \underline{V} \cdot \underline{n} \geq |\underline{V}| \sin \varphi \\ + \infty & \text{sinon.} \end{cases}$$

On remarque à partir des expressions précédentes, que les conditions portant sur  $\underline{d}$  ou  $(\underline{n}; \underline{V})$  pour que les fonctions  $\pi^{\text{hom}}$  prennent des valeurs finies sont les mêmes que celles valables pour le sol non renforcé obéissant au critère de Coulomb. Il est par conséquent possible d'utiliser, dans le cadre de l'approche cinématique, le champ de vitesse de Prandtl (figure 19c) qui permet alors d'obtenir la majoration suivante :

$$N_{\sigma^0}(\varphi) \leq (1 + \sin \varphi) \exp [(\pi/2 + \varphi) \text{tg } \varphi]. \quad (29)$$

Dans ce champ de vitesse, les fonctions  $\pi^{\text{hom}}$  explicitées ci-dessus ne prennent des valeurs non nulles que dans les zones grisées, ainsi que le long des lignes de discontinuité de vitesse renforcées sur la figure.

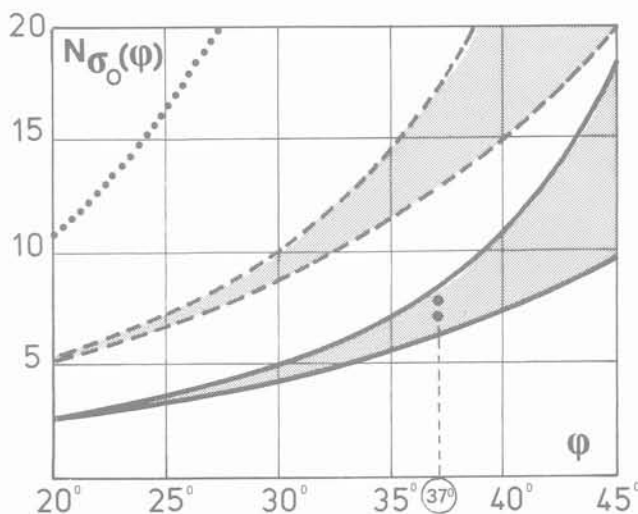


Fig. 20. — Comparaison des estimations théoriques et expérimentales de  $N_{\sigma_0}(\varphi)$  :

- :  $-\sigma^0 \leq \sigma \leq 0$
- ..... : « cohésion isotrope »
- - - - :  $-\sigma^0 \leq \sigma \leq \tau^0$
- : points expérimentaux.

Fig. 20. — Comparison between theoretical and experimental estimates of  $N_{\sigma_0}(\varphi)$  :

- ..... : « isotropic cohesion »  
( $C_{\text{iso}} = \sigma^0 \cdot \tan(\pi/4 + \varphi/2)/2$ )
- : experimental results.

Les courbes correspondant à l'encadrement de  $N_{\sigma_0}(\varphi)$  ainsi obtenu sont représentées sur la figure 20. On y a également représenté les résultats expérimentaux rapportés par SAWICKI [1983] concernant la réalisation d'expériences sur modèles réduits de poinçonnement d'un massif en terre armée (sable avec un angle de frottement de  $\varphi = 37^\circ$ , et pour différentes valeurs de  $\sigma^0$ ) que l'on a interprétés à travers la formule de superposition (27). On constate que ces résultats s'inscrivent parfaitement dans le faisceau délimité par les approches statique et cinématique, dans l'hypothèse de résistance nulle en compression des armatures.

A titre de comparaison, nous avons également reporté sur la figure 20 :

— le faisceau obtenu en supposant que les armatures peuvent également travailler en compression jusqu'à la limite  $\sigma^0$  ;

— la courbe en pointillé qui correspond à un calcul fait dans l'hypothèse où l'on modélise la terre armée comme un matériau de Coulomb d'angle de frottement  $\varphi$  et de cohésion isotrope  $C_{\text{iso}} = (\sigma^0/2) \tan(\pi/4 + \varphi/2)$ . Le domaine de résistance correspondant dans l'espace des contraintes est le plus petit cône de Coulomb qui contienne le domaine  $G^{\text{hom}}$ . Ce dernier type de calcul

conduit, ainsi que STÉFANI et LONG [1979] l'avaient déjà indiqué, à une évaluation beaucoup trop optimiste de la capacité portante. On peut montrer en revanche [SIAD - 1987], qu'en ce qui concerne l'analyse de stabilité d'un mur de soutènement en terre armée, une telle « approximation d'isotropie » donne des résultats à peine supérieurs à ceux de la méthode d'homogénéisation qui prend en compte l'anisotropie de la terre armée : elle peut donc dans ce cas constituer une méthode de dimensionnement acceptable.

La position des points expérimentaux par rapport à ces deux dernières évaluations théoriques vient conforter la validité de l'approche par la méthode d'homogénéisation en calcul à la rupture, et tend par ailleurs à prouver que l'hypothèse faite au départ de résistance nulle des armatures en compression, rend bien compte du fonctionnement de ces dernières dans la terre armée.

## 5. CONCLUSION

Comme on s'est efforcé de le montrer à travers les quelques exemples traités dans cet article, la méthode d'homogénéisation élaborée dans le cadre de la théorie du calcul à la rupture constitue un outil adéquat pour le dimensionnement des ouvrages en sols renforcés. Simple dans sa conception, sa mise en œuvre repose sur la possibilité de déterminer le critère de résistance du sol renforcé considéré en tant que matériau homogène, à partir de ceux de ses constituants. C'est ainsi que l'on a pu obtenir sur la base d'une modélisation multicouche, une construction explicite du critère de résistance de la terre armée, lequel apparaît comme étant du type « frottant anisotrope ». Cette même modélisation permet en outre, par une simple modification dans l'écriture du critère macroscopique, de prendre en compte n'importe quelle condition de frottement à l'interface entre le sol et les armatures (voir [de BUHAN - 1985, 1986]).

Une telle méthode est susceptible de s'appliquer à bien d'autres types d'ouvrages en sols renforcés, qu'il s'agisse des procédés de renforcement des sols par clouage, par l'introduction de micropieux, ou des techniques de traitement en place par colonnes. Mais il va de soi que son efficacité au plan pratique dépend très directement de la détermination numérique du critère macroscopique. Or, en raison du caractère tridimensionnel de la plupart de ces modes de renforcement, ce critère ne peut plus s'obtenir à partir de formulations analytiques aussi simples que dans le cas du modèle multicouche, mais nécessite, ainsi que nous l'avons vu, la résolution d'un problème de calcul à la rupture défini sur la cellule de base représentative de la structure du sol renforcé. Il importe néanmoins de ne pas perdre de vue que la résolution d'un tel problème ne constitue, dans la mise en œuvre de la méthode d'homogénéisation, qu'une étape de calcul intermédiaire. Il conviendra donc dans la mesure du possible, de rechercher des formulations analytiques approchées du critère macroscopique, mieux adaptées à la résolution dans un deuxième temps du problème homogène associé.

Quoi qu'il en soit, on peut raisonnablement s'attendre,



sur la base des premiers résultats obtenus, à ce que la méthode d'homogénéisation donne lieu dans les prochaines années à des développements importants dans le domaine du dimensionnement des ouvrages en sols renforcés.

## BIBLIOGRAPHIE

- Colloque international sur le renforcement des sols : terre armée et autres techniques* (1979), Paris, Ass. Anc. El. de l'E.N.P.C., vol. I à III.
- Renforcement en place des sols et des roches* (1984). Comptes rendus du Colloque International, Paris, 9-11 octobre. Presses de l'E.N.P.C.
- Comptes rendus du XI<sup>e</sup> Congrès International de Mécanique des Sols et Travaux en Fondations* (1985), San Francisco.
- BASTICK M. (1987), *L'apport de la méthode des éléments finis à l'étude du comportement des ouvrages en terre armée*. Journées d'études sur l'utilisation de la méthode des éléments finis en géotechnique, Paris.
- BLONDEAU F., CHRISTIANSEN M., GUILLOUX A., SCHLOSSER F. (1984), *Talren : méthode de calcul des ouvrages en sols renforcés*. Coll. Int. Renf. des Sols en place, Paris, Presses de l'E.N.P.C., pp. 219-224.
- BOEHLER J.P., SAWCZUK A. (1970), *Équilibre limite des sols anisotropes*. JI de Mécanique, vol. IX, n° 1, pp. 5-33.
- BROWN B.S., POULOS H.G. (1979), *Analysis of Foundations on Reinforced Soil*. C.R. X<sup>e</sup> Cong. Int. Méc. Sols, Stockholm, pp. 595-598.
- De BUHAN P. (1984), *Détermination de la capacité portante d'une fondation sur sol renforcé par une méthode d'homogénéisation*. C.R. Coll. Int. Renf. Sols en place, Presses de l'E.N.P.C., Paris, pp. 127-132.
- De BUHAN P. (1985), *Calcul par une méthode d'homogénéisation de la résistance au poinçonnement d'un demi-espace multicouche*. VII<sup>e</sup> Cong. Fr. de Méc., Bordeaux.
- De BUHAN P. (1985), *Critère de rupture macroscopique d'un matériau renforcé par armatures*. C.R. Ac. Sc. Paris, t. 301, série II, pp. 557-560.
- De BUHAN P. (1986), *Approche fondamentale du calcul à la rupture des ouvrages en sols renforcés*. Thèse d'État, Université Pierre et Marie Curie, Paris.
- De BUHAN P., SALENÇON J. (1985), *Analyse de stabilité d'ouvrages en sols renforcés*. C.R. XI<sup>e</sup> Cong. Int. Méc. Sols, San Francisco, pp. 1749-1752.
- De BUHAN P., SALENÇON J., SIAD L. (1986), *Critère de résistance pour le matériau « terre armée »*. C.R.Ac.Sc., Paris, t. 302, série II, pp. 377-381.
- CISS A. (1985), *Étude de la stabilité des massifs en sol renforcé par des armatures métalliques à l'aide de formulations numériques des méthodes de l'analyse limite*. Thèse de Docteur-Ingénieur, Université de Grenoble.
- CORTE J.F. (1977), *La méthode des éléments finis appliquée aux ouvrages en terre armée*. Bull. Liaison Labo. P. et Ch., 90, pp. 37-48.
- DELMAS Ph., BERCHE J.C., CARTIER G., ABDELHEDI A. (1986), *Une nouvelle méthode de dimensionnement du clouage des pentes : programme PROSPER*. Bull. Liaison Labo. P. et Ch., 141, pp. 57-66.
- GERRARD Ch. (1982), *Reinforced soil : an orthorombic material*. JI of Geotechnical Eng. Div., A.S.C.E., vol. 108, 11, pp. 1460-1474.
- GERRARD Ch., PANDE G.N., SCHWEIGER H.F. (1984), *Modelling behaviour of soft clays reinforced with stone columns*. Coll. Int. Renf. des Sols en place, Paris, Presses de l'E.N.P.C., pp. 145-150.
- JURAN I., SCHLOSSER F. (1979), *Étude théorique des efforts de traction dans les armatures des ouvrages en terre armée*. Coll. Int. Renf. des Sols, Paris, pp. 77-82.
- JURAN I., SHAFFIEE S., SCHLOSSER F. (1985), *Les soutènements par clouage. Étude sur modèles numériques*. C.R. XI<sup>e</sup> Cong. Int. Méc. Sols, San Francisco, pp. 1713-1716.
- LEFLAIVE E. (1985), *Sol renforcé par des fils continus : le Texsol*. C.R. XI<sup>e</sup> Cong. Int. Méc. Sols, San Francisco, pp. 1787-1790.
- LESHCHINSKY D., REINSCHMIDT A.J. (1985), *Stability of membrane reinforced slopes*. JI of Geotech. Eng., A.S.C.E., vol. 111, n° 11, pp. 1285-1300.
- LONG N.T., URSAT P. (1977), *Comportement du sol renforcé*. Rapport de recherche, L.P.C. Strasbourg.
- LONG N.T., GUEGAN Y., LEGEAY G. (1972), *Étude de la terre armée à l'appareil triaxial*. Rapport de recherche des L.P.C.
- Mc LAUGHLIN P.V. (1972), *Plastic limit behavior and failure of filament reinforced materials*. Int. JI Solids and Structures, vol. 8, n° 11, pp. 1299-1318.
- MANGIAVACCHI R., PELLEGRINI G. (1985), *Analisi teorica del comportamento della terra armata mediante una procedura di omogeneizzazione*. Tesi di Laurea, Politecnico di Milano.
- PASTOR J., TURGEMAN S., CISS A. (1986), *Calculation of limit loads of structures in soils with metal reinforcement*. Proc. European Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Stuttgart.
- RENOUF A., IORIO J.P., BESANÇON G. (1982), *Stabilisation d'une pente marine bicouche par vibration profonde*. Revue Française de Géotechnique, n° 18, pp. 67-77.
- SALENÇON J. (1973), *Théorie de la plasticité pour les applications à la mécanique des sols*. Eyrolles, Paris.
- SALENÇON J. (1983), *Calcul à la rupture et analyse limite*. Presses de l'E.N.P.C., Paris.



SALENÇON J., TRISTAN-LOPEZ A. (1983), *Calcul à la rupture en mécanique des sols : cas des sols cohérents anisotropes*. Annales de l'I.T.B.T.P., 413, pp. 53-83.

SAWICKI A. (1979), *Continuum theory of reinforced earth*. Proc. Coll. Franco-Polonais, Paris, pp. 53-70.

SAWICKI A. (1983), *Plastic Limit Behavior of Reinforced Earth*. Jl of Geotechnical Eng. Div., A.S.C.E., vol. 109, n° 7, pp. 1000-1005.

SIAD L. (1987), *Dimensionnement d'ouvrages en terre armée par une méthode d'homogénéisation*. Thèse de doctorat E.N.P.C., Paris. A paraître.

STEFANI C., LONG N.T. (1979), *Comportement de semelles sur un massif armé semi-infini*. C.R. Coll. Int. Renforcement des Sols, Paris, pp. 185-190.

SUQUET P. (1983), *Analyse limite et homogénéisation*. C.R. Ac. Sc. Paris, t. 296, série II, pp. 1355-1358.

## GROUND ENGINEERING

### Contents Vol. 20, No. 3, April 1987

2 Talking Point: Radon, a question of risk, *by Eric Durrance*  
4 British Geotechnical Society News  
4 For the record  
8 Hong Kong Slopes — Report of a meeting organised by the British Geotechnical Society held at the Institution of Civil Engineers, Westminster, London, on December 3, 1986, *by F.M. Jardine*  
12 Geodiary  
15 Specification for the construction of mini piles (Federation of Piling Specialists)

18 Enviropiling on Primrose Hill  
21 Underpinning by grouting, *by David Greenwood*  
32 Ground Engineering Practice: 2 000 tonne concrete bridge tunnel jacked into position; Reigate town centre "caves" to be infilled; Applications for suction dredges  
34 Geotechnical Instrumentation: Fugro introduce dynamic pile load testing in the UK; New generation geotechnical data logger; Range of pH meters

Published eight times a year by GEO Publications Ltd. - PO Box 370, Brentwood, Essex - CM 14 4AQ, England  
(Telephone: 0277-73456)

Price: £3.50 per copy post free (UK) - £22 per year, UK - £27 overseas (surface mail postage paid)

© 1987 - ISSN 0017-4653

---

## L.C.P.C. INFORMATIONS

Le Laboratoire Central des Ponts-et-Chaussées et le Centre National de la Recherche Scientifique (Département Sciences Physiques pour l'Ingénieur), créent une jeune équipe C.N.R.S. :

### Le Laboratoire de Modélisation des Matériaux et des Structures du Génie Civil.

Implanté à Paris au L.C.P.C., il aura pour mission de modéliser le comportement thermomécanique des structures et des matériaux utilisables en génie civil. Il traitera notamment des nombreux cas associant la mécanique à la thermique : drainage des sols, séchage du béton, matériaux hétérogènes, changements de phase, etc., avec l'objectif de fournir des outils utilisables par les entreprises.

Quatorze ingénieurs et chercheurs confirmés, des services de mathématiques et de mécanique du L.C.P.C., se consacreront non seulement à la recherche, mais aussi au transfert et à la promotion de techniques et matériaux nouveaux. La pertinence des travaux est assurée par les nombreux liens que le L.C.P.C. et son vaste réseau de laboratoires régionaux entretiennent avec la profession. En effet, le L.C.P.C. a déjà de nombreux contacts avec les entreprises et laboratoires français et étrangers tels que l'I.F.P., ELF AQUITAINE, E.D.F., SIMECSOL, SOTRAISOL, AIR LIQUIDE, P.S.A. et les universités comme celle de Carleton à Ottawa, du Minnesota, d'Oxford, d'Augsbourg, de Florence, de Lisbonne, de Thessalonique...

L.C.P.C., 58, boulevard Lefebvre, 75732 PARIS CEDEX 15. Tél. 48.56.50.00.

# **anomalies géostatiques stables et instables dans le cas du sel étude par simulation en centrifuge**

stable and unstable geostatic anomalies in the case of salt,  
a study by centrifuge simulation

**Amos Zelikson**

Laboratoire de mécanique des solides\*

## **Résumé**

L'article présente les résultats des essais sur modèles réduits centrifugés pour étudier l'initialisation et l'évolution des dômes de sel. Des solides tendres (argiles chargées et non chargées, gélatine,...) représentent le sel et la roche à l'échelle du temps géologique. La similitude est basée sur le modèle de Bingham. Les contraintes et déformations sont observées et filmées. La photoélasticité est utilisée pour les contraintes. La sécurité de diverses configurations est étudiée.

## **Abstract**

*The paper presents the results of centrifuge model tests studying the triggering and development of salt domes. Soft solids (loaded and unloaded clays, gelatine,...) represent the salt and the rock on a geological time scale. The similitude is based on the Bingham model. The stresses and deformations are observed and filmed. Photoelasticity is used for the stresses. The safety of various configurations is studied.*

\* École polytechnique, 91128 Palaiseau cedex.

## 1. INTRODUCTION

L'article présente les résultats des essais sur modèle réduit, effectués sur la grande centrifugeuse du C.E.S.T.A. près de Bordeaux. Un grand nombre d'évolutions géologiques peuvent être expliquées par des anomalies géostatiques. Les méthodes de simulation par centrifugeuse, appliquées ici dans le cas du sel, sont bien adaptées à l'étude de certaines de ces évolutions.

La présente étude est motivée par l'examen de la sûreté d'un enfouissement de déchets radioactifs de haute activité. Il s'agit notamment d'imaginer un scénario d'évolution, pour une période de l'ordre de 1 000 à 100 000 ans qui comporte l'hypothèse de la formation et du développement d'un dôme de sel.

Une part importante des questions soulevées sont d'ordre qualitatif : une couche de sel comportant une inclusion de déchets chaud peut-elle développer un dôme ? Une couche rigide et mince peut-elle arrêter le développement d'un dôme ? Un dôme de sel parviendra-t-il nécessairement jusqu'au voisinage de la surface libre ? Le cadre méthodologique adéquat dans lequel cet ensemble de questions doit être posé est l'approche « morphologique », au sens de la Gestalt-théorie développée dans les années 1920. Dans cette approche, le dôme est considéré comme un ensemble, une « forme » qui varie ; l'objet de l'étude est sa naissance et son évolution (on doit rapprocher ces remarques de la présence, dans l'ouvrage de René THOM sur la théorie des catastrophes [1], du problème de l'existence des dômes de sel).

Les dômes de sel ne peuvent être complètement étudiés pour le problème qui nous préoccupe par l'observation in situ. D'une part, nous sommes intéressés par la dynamique du phénomène pendant une période de l'ordre de  $10^5$  à  $10^6$  années ; par ailleurs, la mesure détaillée qui serait nécessaire n'est pas envisageable, compte tenu des profondeurs mises en jeu. La figure 1 montre quelques exemples de dômes. On remarquera l'absence d'informations au-delà d'une certaine profondeur.

L'approche des phénomènes par le calcul (méthodes analytiques ou numériques) est également limitée par les difficultés mathématiques considérables du problème : un coup d'œil sur les photos figurant dans le présent article donnera une idée de la complexité de l'évolution réelle du système.

Il résulte des remarques qui précèdent que l'approche par simulation physique présente un intérêt et une importance tout particuliers. Une telle simulation permet, à l'échelle physique et temporel du laboratoire, de représenter ce qui se passe dans la nature pour des dimensions et des durées inaccessibles directement.

A l'origine des dômes de sel, on trouve une séquence (anormale vis-à-vis de l'équilibre dans le champ de gravité), composée d'une couche de roche « lourde » placée au-dessus d'une couche de roche « légère ». Un retour à l'équilibre peut a priori se concevoir de deux manières :

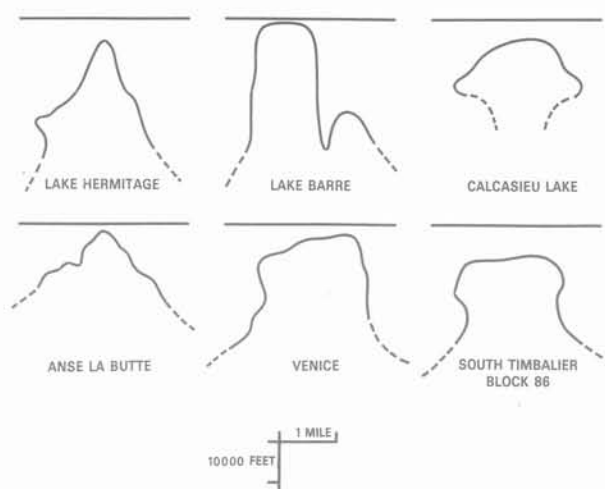


Fig. 1. — Coupes de six dômes du GULF (d'après MURRAY).

Fig. 1. — Vertical sections through six Gulf domes (after MURRAY).

- une inversion qui conduit, in fine, le sel à surmonter la roche plus lourde ;
- un mélange des deux matériaux conduisant à une couche unique relativement homogène.

La genèse de la catastrophe exige que les matériaux soient très proches du comportement fluide, autrement dit : bien au-delà des limites élastiques, tandis que les contraintes sont très faibles par rapport à ces limites telles qu'on les observe dans les essais de laboratoire. Donc, un changement de l'échelle du temps modifie complètement les matériaux.

Sur plusieurs points, notamment pour ce qui concerne la sécurité, le comportement solide est très différent du comportement fluide.

Pour les fluides, une instabilité est engendrée dès que la force motrice apparaît. Elle se développe selon  $\exp(t/\tau)$  ( $\tau$  = temps caractéristique), et ne s'arrête que quand l'ordre géostatique redevient stable.

Les présents essais ont montré l'existence de cas stables. Dans certains cas instables, une séquence d'évolution très lente est suivie d'une catastrophe très brusque, et, par la suite, d'une seconde période d'évolution très lente. Parfois, l'évolution s'arrête complètement.

Si l'hypothèse du comportement fluide est admise, on n'a pas besoin d'une centrifugeuse. Des modèles réduits « sur table » existent abondamment. Par contre, l'hypothèse d'un comportement « solide » exige une centrifugeuse.

BUCKY [2] a été le premier à utiliser une centrifugeuse pour résoudre des problèmes miniers, donc à l'échelle du temps « humain ». Un grand nombre de  $g$  a été nécessaire car les maquettes utilisaient la même roche qu'in situ. BUCKY a étudié les contraintes par des modèles réduits photoélastiques centrifugés [3].

De petites centrifugeuses ont été utilisées notamment par RAMBERG [4] pour des cas géostatiques.

Le choix de matériaux a été dicté par la commodité de la fabrication des modèles. La centrifugeuse a été utilisée avec un nombre de  $g$  de l'ordre de mille, afin d'obtenir un comportement fluide.

Ces essais ont donné des formes similaires à celles des essais « sur table » de DOBRIN [5] et de NETTLETON [6]. Ce dernier a été le pionnier dans l'emploi de ces types de modèles « fluides ». Tous ces modèles étaient de très petites dimensions, de quelques centimètres seulement. Les modèles de DOBRIN et NETTLETON avaient un certain avantage sur ceux de RAMBERG : s'agissant de modèles « sur table », l'observation de l'évolution est aisée même sur de longues durées.

Étant donné que le matériau réel est remplacé par un solide très peu résistant, un grand nombre de  $g$  n'est pas nécessaire. Une gamme de 10-100  $g$  est suffisante.

La taille de la centrifugeuse est très importante. Cette taille permet d'observer le modèle en permanence pendant des heures et des jours, d'enregistrer l'ensemble des phénomènes sur vidéocassette, de tenir compte de petits détails géométriques, d'éviter les effets de bord, « d'embarquer » des systèmes de mesures tels que ceux utilisant la photoélasticité, et d'introduire divers capteurs. Toutes ces informations, notamment les vidéocassettes, constituent pour le chercheur une représentation complète, bien que synthétique d'un phénomène géostatique ; un film de synthèse a été réalisé par le Service audiovisuel de l'École Polytechnique.

## 2. PROBLÈMES DE SIMILITUDE

(On utilise la notation de J. MANDEL : l'échelle est le rapport d'une dimension du modèle sur la dimension caractéristique correspondante du prototype :  $A(\text{modèle})/A(\text{prototype}) \equiv A_m/A \equiv A^*$ ).

Pour expliquer les essais de NETTLETON, HUBBERT [7] en 1937 a écrit un article consacré aux problèmes de similitude en géologie. Il fonde son analyse sur celle de GALILÉE, faite 300 ans auparavant [8].

HUBBERT cite une partie du résumé de GALILÉE :

"From what has already been demonstrated, you can plainly see the impossibility of increasing the size of structures to vast dimensions either in art or in nature; likewise the impossibility of building ships, palaces, or temples of enormous size in such a way that their oars, yards, beams, iron-bolts, and, in short, all their other parts will hold together; nor can nature produce trees of extraordinary size because the branches would break down under their own weight; so also it would be impossible to build up the bony structures of men, horses, or other animals so as to hold together and perform their normal functions if these animals were to be increased enormously in height; for this increase in height can be accomplished only by employing a material which is harder and stronger than usual, or by

enlarging the size of the bones, thus changing their shape until the form and appearance of the animals suggest a monstrosity...

"... Clearly then if one wishes to maintain in a great giant the same proportion of limb as that found in an ordinary man he must either find a harder and stronger material for making the bones, or he must admit a diminution of strength in comparison with men of medium stature; for if his height be increased inordinately he will fall and be crushed under his own weight. Whereas, if the size of a body be diminished, the strength of that body is not diminished in the same proportion; indeed the smaller the body the greater its relative strength. Thus a small dog could probably carry on his back two or three dogs of his own size; but I believe that a horse could not carry even one of his own size."

Selon GALILÉE :  $\sigma^* = \rho^* g^* l^*$  et  $C^* = \sigma^*$  puisqu'il parle de la résistance ( $C$  = Cohésion ;  $\sigma$  = contrainte ;  $\rho$  = masse volumique ;  $g$  = accélération de la pesanteur ;  $l$  = longueur).

HUBBERT reprend ces relations en ajoutant  $t^* = \eta^*/\sigma^*$  ( $\eta$  = coefficient de viscosité). Il définit la procédure suivante :  $l_m$  est tout simplement la hauteur du modèle.  $l$  est la hauteur des couches géologiques prises en compte ;  $t_m$  est l'intervalle de temps qui sépare le début et la fin de l'évolution.  $t$  « in situ » est la période géologique correspondante.  $\eta$  est prise comme une constante qui ne dépend pas de l'échelle du temps, et qu'on peut déterminer par des essais en laboratoire. Il vient :

$$t^* = \eta^* / (\rho^* g^* l^*).$$

De plus,  $C^*$  doit être égale à  $\sigma^*$ .  $C$ , dans cette relation, est le seuil plastique qui, selon HUBBERT (p. 1484), ne dépend pas de la vitesse de déformation.

DOBRIN [5] a entrepris de vérifier l'analyse de HUBBERT. Il écrit dans son résumé :

"Over long periods of time salt dome form by a process of flow comparable to that of highly viscous liquids in the manner suggested by ARRHENIUS NADAI and in more details by NETTLETON."

Sa formule (1) est :  $\eta^* = \rho^* g^* l^* t^*$ , en plus  $C = 0$  ; DOBRIN n'utilise que des fluides dans ses modèles. Il résume la forme de ses résultats dans sa figure 10 (figure 2), où, chose curieuse,  $\rho^*$  est remplacé par  $\Delta\rho^*$  ; sur la partie linéaire, c'est  $\Delta Z^*$  qui importe et semble assez indépendant de la hauteur du modèle.

Une courbe typique des essais avec des solides est superposée, en pointillés, sur la figure 2. Si c'est le cas in situ, la période de croissance rapide  $\Delta t$  est petite par rapport à la période totale. La relation  $\eta = \Delta\rho g \Delta Z \Delta t$  utilisée pour trouver une valeur pour  $\eta$  in situ risque donc d'être très différente de  $\eta = \Delta\rho g Z t$ , prise par DOBRIN et tous les autres chercheurs jusqu'à présent comme base de validation. Assez souvent, des solides (comme la pâte à modeler) ont été utilisés mais sans tenir compte de la relation  $C^* = \sigma^*$ .

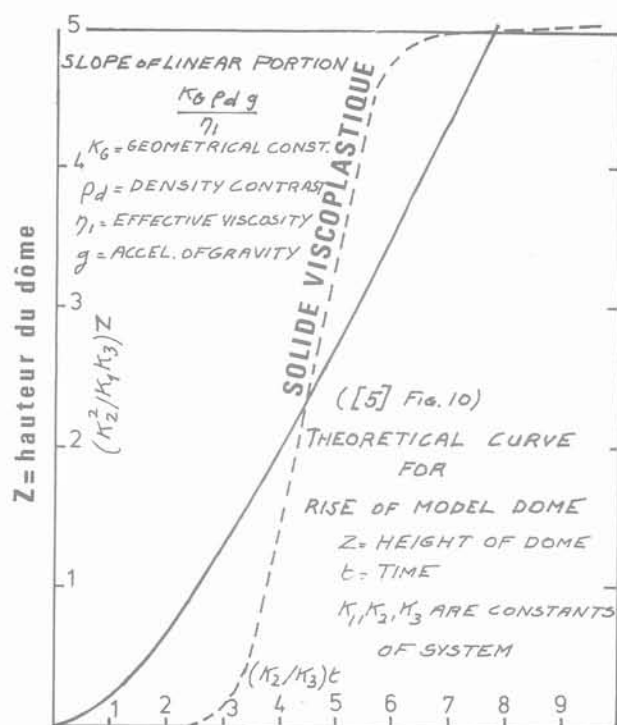


Fig. 2. — La montée d'un dôme de sel (d'après DOBRIN, [5], fig. 10).

Fig. 2. — Rise of model dome (after DOBRIN, [5], fig. 10).

### Méthodes anciennes :

Il faut revenir plus en arrière dans le temps pour trouver un autre point de vue. Le géologue LEES [9] qui a étudié les dômes de sel en Iran, Égypte et Israël écrit en 1931 :

"The Persian salt domes present some unique evidence on the plasticity problem. In the case of several of the higher domes the salt has commenced to flow downhill as a salt-glacier. The rock remains solid with its normal banded structure..."

et plus loin :

"If the forces necessary to make salt plastic is of the order of one hundredth of that indicated by laboratory experiments, our conceptions of the problem are entirely changed."

LEES dans sa figure 6 (figure 3) présente le modèle de F. RINNE pour expliquer l'écoulement du sel. Ce modèle a été repris par GUSSOW (figure 5 de [10] figure 4) en 1968. Or, on trouve ce modèle (physique cette fois) dans l'ouvrage de A. DAUBRÉE [11] de 1879, et qui présente les travaux d'une trentaine d'années. On arrive donc en 1850.

DAUBRÉE parle d'un jet d'argile dans sa figure 141 (figure 5) et son appareil a été utilisé pour étudier les bandes dans le jet — signe d'écoulement plastique solide —. Cet appareil a souvent été utilisé pour simuler les dômes de sel entre 1920 et 1930, mais les résultats obtenus étaient décevants.

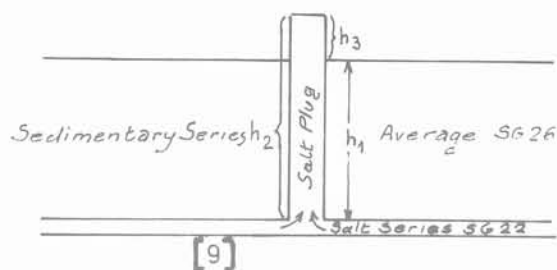


Fig. 3. — Le schéma d'équilibre du dôme (d'après LEES).

Fig. 3. — The dome's equilibrium scheme (presented by LEES).

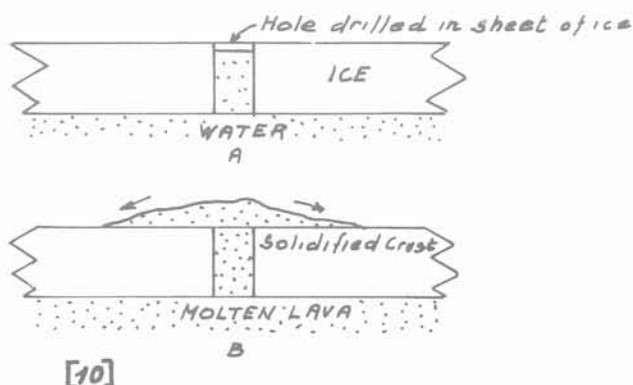


Fig. 4. — Les schémas d'équilibre (d'après GUSSOW).

Fig. 4. — The equilibrium schemes (after GUSSOW).

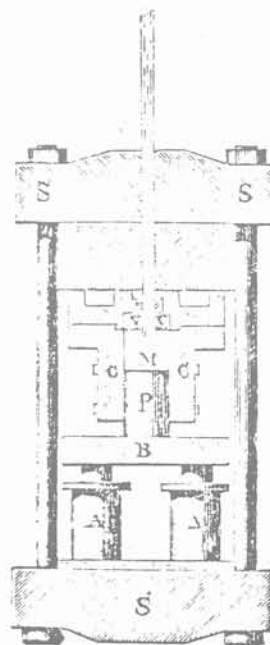


Fig. 5. — L'appareil de DAUBRÉE.

Fig. 5. — DAUBRÉE's apparatus.



Selon LEES [9] :

"Experimental work in connection with the plasticity of salt is less satisfactory when the results are applied to practical problems. In such experiments the importance of the time factor has not been considered sufficiently. Test maintained through hours and even days are not comparable with geological processes deadling in years or many thousands of years."

Dans les systèmes comme l'appareil DAUBRÉE, c'est la résistance du « sel » qui compte et non pas celle de la matrice, supposée rigide. La forme du jet est celle d'une colonne.

La bible mentionne au sujet du Mont Sodome : « La femme de LOTH regarda en arrière et devint une colonne de sel ». La seule colonne de sel dans cette région est la montagne elle-même, considérée comme un dôme de sel par LEES, en 1922 [9]. Selon lui : "The latest movement of the salt is post diluvium and, therefore, falls withing, perhaps, historic times, and it is interesting to speculate whether the story of Sodom and Gomorrah may not have been in some way connected with the movement of the salt dome." Si la réponse est positive, c'est un exemple de croissance rapide (même catastrophique) entre deux périodes quasiment stables (un comportement selon la ligne pointillée de la figure 2). La colonne de la femme de LOTH est longue de 10 km et large de 1,5 km ; son rayon hydraulique est de  $r = 30/23 = 1,3$  km. La cohésion maximale du sel, qui interdit l'écoulement pour une colonne infinie, est  $C_{\max} = \Delta\rho g r/2 = 1,3$  MPa.

Le cas des glaciers de sel, mentionné par LEES, peut servir pour un calcul similaire. L'équilibre statiquement admissible d'une pente infinie d'inclinaison  $\alpha$ . La formule est  $C = (\rho g h \sin 2\alpha)/2$ ,  $h$  est l'épaisseur de la couche de sel. Pour une pente de  $1/3$ ,  $h = 100$  m,  $\rho = 2,2$  t/m<sup>3</sup> ; on obtient  $c_{\max} = 0,66$  MPa. Ces calculs très approchés donnent quand même un ordre de grandeur d'une cohésion à l'échelle géologique. Elle est beaucoup plus petite que les valeurs trouvées en laboratoire, mais elle est suffisante pour empêcher le phénomène dans bien des cas.

Le fait que des dômes et des diapirs n'existent pas toujours est le meilleur support de l'hypothèse que les roches et le sel en particulier sont des solides, même à l'échelle géologique.

### Les échelles :

L'échelle de contrainte est prise comme  $C^*$  ( $C$  in situ doit être estimée).

L'échelle  $\Delta\rho^*$  est déduite des masses volumiques in situ.

L'échelle de longueur  $l^*$  est donnée seulement dans le cas où est présente une irrégularité de l'interface. Alors, l'échelle de  $g$  pour le phénomène « réel » sera donnée par :

$$\Delta\rho^* g^* l^* = C^*.$$

Notamment, pour une interface plane l'échelle  $l^*$  est mal définie. Or, comme les échelles sont assez floues, une variation de  $g^*$  par la centrifugeuse permet d'exécuter un nombre d'essais qui sont voisins du cas réel, et d'en déduire des conclusions relatives à la sécurité par exemple.

Pour déterminer l'échelle du temps par  $t^* = \eta^*/C^*$ , il faut estimer  $\eta$  in situ, ce qui n'est pas facile. Il n'y a pas de raison que les valeurs trouvées en laboratoire soient adéquates. Les estimations in situ exigent une définition de la période de croissance, plus une estimation du champ des contraintes, afin d'en déduire la résistance visqueuse. Le temps caractéristique  $\tau$  est donné par la formule  $\tau = \eta/(\rho g l - \alpha C)$  ( $\alpha$  est une constante qui dépend de la géométrie ;  $l$  est une longueur typique du diapir).

### 3. LES CALCULS ANALYTIQUES

Ces calculs sont possibles dans le cas d'un comportement fluide pour lequel les équations sont linéarisées et les interfaces sont planes. On cherche une longueur typique  $l$ . L'évolution dans le temps est prise en compte par une séparation selon HELMHOLTZ. La fonction temporelle est  $\exp(t/\tau)$ ,  $\tau$  est un temps caractéristique. A priori, les résultats sont valables pour des hauteurs de dômes allant jusque  $\approx l/10$ . Après cette hauteur, il faut tenir compte de la nouvelle forme de l'interface. Historiquement, il faut évoquer d'abord l'étude de G. TAYLOR, faite 20 ans après les essais de NETTLETON, et 25 ans après ses propres études sur l'instabilité de l'écoulement d'un fluide visqueux entre deux cylindres.

Les équations du problème sont linéaires, de sorte qu'une forme sinusoïdale peut être choisie pour l'irrégularité ; on note  $\lambda$  la longueur d'onde de l'irrégularité. Il n'y a pas d'autre longueur qui intervienne dans le problème, si les hauteurs des couches sont supposées illimitées. Les masses volumiques sont  $\rho$  pour le matériau surincomant et  $\bar{\rho}$  pour le matériau initialement inférieur ; les fluides sont soumis à une accélération  $g$ , de sorte que la force volumique motrice est  $\Delta\gamma = g(\rho - \bar{\rho})$ . TAYLOR a établi que l'irrégularité croît selon  $\exp(t/\tau)$ , où le temps caractéristique  $\tau$  est donné par la formule de GALILÉE. En effet, si l'on pose comme quantité homogène à une accélération  $A = \Delta\gamma/\langle\rho\rangle$  avec  $\langle\rho\rangle = (\rho + \bar{\rho})/2$ , l'expression de TAYLOR, soit  $\tau = \sqrt{\langle\rho\rangle \lambda / (\Delta\gamma \pi)}$  devient  $\tau = \sqrt{\lambda / (A \pi)}$ . Or la formule de GALILÉE est un exemple classique d'utilisation de l'analyse dimensionnelle, dans laquelle une seule variable sans dimension existe, soit  $\frac{At^2}{\lambda}$ , de sorte

que cette quantité est constante. TAYLOR souligne que son calcul n'est valable que pour les déplacements qui demeurent faible vis-à-vis de la longueur d'onde  $\lambda$ , ce qui explique le paradoxe suivant : plus  $\lambda$  est petit, plus la croissance est rapide. Pour une couche d'épaisseur  $h$ , il est logique de prendre  $\tau \approx \sqrt{\langle\rho\rangle h / \Delta\gamma}$ . Pour des roches, on peut retenir  $\langle\rho\rangle/\Delta\gamma \approx 2$  s<sup>2</sup>/m donc  $\tau \approx \sqrt{2h}$  en secondes.

Cette montée « explosive » a pour origine la conversion complète de l'énergie potentielle du champ de pesanteur en énergie cinétique. Une image plus réaliste du mouvement exige l'introduction de lois de comportement qui tiennent compte de la dissipation d'une partie de l'énergie potentielle dégagée. En même temps, il ne faut pas totalement écarter la possibilité qu'une certaine partie de l'énergie potentielle reste disponible pour une conversion en énergie cinétique, autorisant une catastrophe de type « TAYLOR ».

La relation  $\sigma = \eta \, d\varepsilon/dt$  avec  
 $\varepsilon = \varepsilon(x) \exp(t/\tau)$

est réduite à :

$$\sigma(x) = (\eta/\tau) \varepsilon(x).$$

L'étude de l'instabilité pour un fluide visqueux est inspirée du cas du flambage d'une poutre élastique (problème d'EULER).

Si la longueur de la poutre est  $l$ , la hauteur  $h$  et la largeur  $l$ , l'équation pour le déplacement  $w$  est :

$$d^2w/dx^2 + \sigma_{\max} w/(\eta/\tau)(h^2/6) = 0.$$

La valeur critique de  $\sigma_{\max}$ , soit  $\sigma_{cr}$  est alors :

$$\sigma_{cr} = \alpha(h/l)^2 (\eta/\tau),$$

$\sigma_{cr}$  est une fonction de  $\Delta\gamma$  et de la géométrie, de sorte que

$$\tau = (1/l^2) f(\Delta\gamma, h, \eta).$$

Pour  $l \rightarrow \infty : \tau \rightarrow 0$ .

Pour  $l \rightarrow \infty$ , le comportement est de type TAYLOR, et pour  $l \rightarrow 0$  de type EULER, et selon le théorème de ROLLE, appliqué à la fonction  $1/\tau$  fonction de  $l$ , il se trouve des longueurs  $l_1, l_2, \dots$  pour lesquels  $1/\tau$  est maximal. Dans certains cas, il y a un minimum très prononcé de  $\tau$ .

La longueur  $l$  correspondante est  $\lambda/2$ , moitié de la longueur d'onde de la perturbation sinusoïdale qui va croître au détriment des autres. Pour ces cas, l'échelle des longueurs, est égale à  $\lambda^*$ . par contre, dans le cas où le minimum est plat, où il y a plusieurs minimums de valeurs assez similaires, l'échelle des longueurs n'est pas définie, ce qui entraîne la non-définition des échelles des contraintes et du temps.

En résumé, dans les modèles fluides une définition floue de la longueur caractéristique se transmet à la définition des échelles. NETTLETON et d'autres chercheurs ont initialisé leurs essais par une aspérité géométrique prononcée.

### L'histoire des contraintes :

Dans les essais centrifugés, la force motrice  $\Delta\rho_m g_m$  est appliquée d'une façon discontinue. L'histoire des contraintes qui s'ensuit ne correspond pas au cas in situ, surtout quand on cherche à étudier l'évolution d'un dôme déjà établi.

C'est pourquoi le nombre de  $g$  est augmenté très lentement. Normalement, un compromis est trouvé, compte tenu du coût de l'heure de centrifugation.

## 4. MATÉRIAUX

Le choix des matériaux est gouverné par deux sortes de considérations :

- a) la disponibilité, le coût et la facilité de préparation ;
- b) les besoins de la similitude et de la mesure.

Le premier ensemble de facteurs est très important. On doit garder à l'esprit que les essais conduisent à la destruction d'un grand nombre de modèles réduits, de taille substantielle. Si le souci de disposer des meilleurs matériaux possibles conduit à choisir des matériaux coûteux, et donc à réduire le nombre d'essais, on court le risque de tomber dans le piège des « résultats rares ». Ne disposant, en raison de leur coût, que d'un nombre très limité de résultats, le chercheur développe à leur égard un respect tout à fait démesuré, qui pousse à tenter de les interpréter à « tout prix ». Au contraire, dans un travail de recherche, surtout expérimental, il faut être prêt à rejeter une partie des résultats. Pour cette raison, les modèles utilisent des argiles et de la gélatine pour les zones étudiées en photoélasticité.

Un appareil DAUBRÉE, dans lequel la pression a été exercée pneumatiquement, a servi de rhéomètre. On fait s'écouler les matériaux dans un tube transparent. La valeur de la pression motrice et la vitesse d'écoulement ont servi pour définir  $C$  et  $\eta$  pour un matériau de BINGHAM, selon une formule de POISEUILLE modifiée. Les mélanges suivants ont été utilisés.

1. Argile de Provins « grise » : 100 g d'argile, 100 g d'eau, 100 g de corindon :

Masse volumique  $\rho = 1,86 \text{ g/cm}^3$

Cohésion  $C = 0,5 \text{ kPa}$

Viscosité  $\eta = 7000 \text{ Pa.s}$ .

2. Argile « blanche » (kaolin) : 100 g d'argile, 80 g d'eau (correspondant à la limite de liquidité) :

Masse volumique  $\rho = 1,54 \text{ g/cm}^3$

Cohésion  $C = 0,4 \text{ kPa}$

Viscosité  $\eta = 10000 \text{ Pa.s}$

3. Gélatine :

Masse volumique  $\rho = 1,31 \text{ g/cm}^3$

Cohésion  $C = 0,6 \text{ kPa}$

Viscosité  $\eta = 10000 \text{ Pa.s}$

Photoélasticité  $0,8 \text{ kPa}$  par frange

( $C$  variant de 2 à 2,5 franges dans les essais de poutre).

4. Argile « blanche » affaiblie : argile 100 g, eau 120 g :

Masse volumique  $\rho = 1,40 \text{ g/cm}^3$

Cohésion  $C = 0,05 \text{ kPa}$

Viscosité  $\eta = 2000 \text{ Pa.s}$

5. Argile « grise » durcie : argile 100 g, eau 60 g, corindon 80 g :

Masse volumique  $\rho = 2,05 \text{ g/cm}^3$

Cohésion  $C = 5 \text{ kPa}$

Viscosité  $\eta = 20000 \text{ Pa.s}$

**Remarque :**

La gélatine, seul matériau disponible en photoélasticité, est très fragile, d'où une dispersion considérable de la valeur de  $C$ . Le mélange n° 3 est à la limite de la sensibilité photoélastique.

Les systèmes géologiques suivants ont été utilisés principalement :

1. Couche supérieure en argile grise chargée (mélange n° 1). Couche inférieure d'argile blanche non chargée (mélange n° 2). Pour ce couple :

$$\Delta\rho = 0,32 \text{ g/cm}^3 \quad \langle\rho\rangle = 1,7 \text{ g/cm}^3 \\ \Delta\rho/\langle\rho\rangle = 0,19.$$

2. Couche supérieure en argile grise chargée (mélange n° 1). Couche inférieure en gélatine (mélange n° 3). Pour ce couple :

$$\Delta\rho = 0,56 \text{ g/cm}^3 \quad \langle\rho\rangle = 1,58 \text{ g/cm}^3 \\ \Delta\rho/\langle\rho\rangle = 0,35.$$

3. Couche supérieure en argile grise chargée (mélange n° 1). Couche inférieure en argile blanche non chargée (mélange n° 2) comprenant une inclusion moins résistante représentant les déchets (mélange n° 4).

4. Couche supérieure en argile grise chargée (mélange n° 1) renforcée par une couche mince d'argile grise durcie (mélange n° 5).

## 5. LES INSTALLATIONS

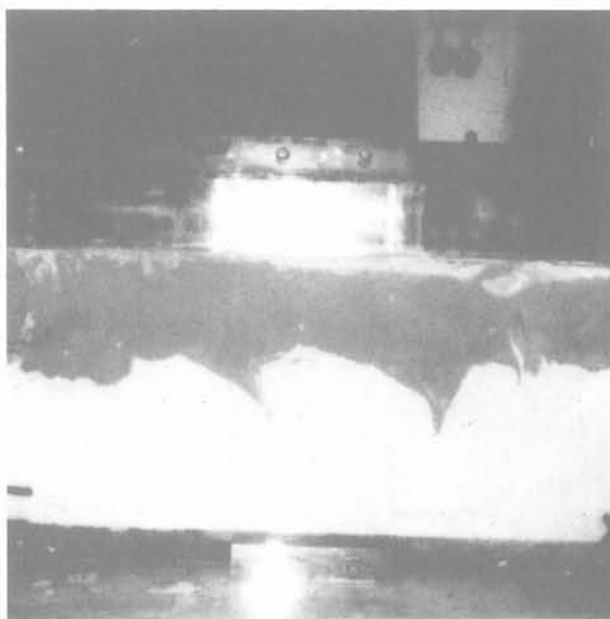
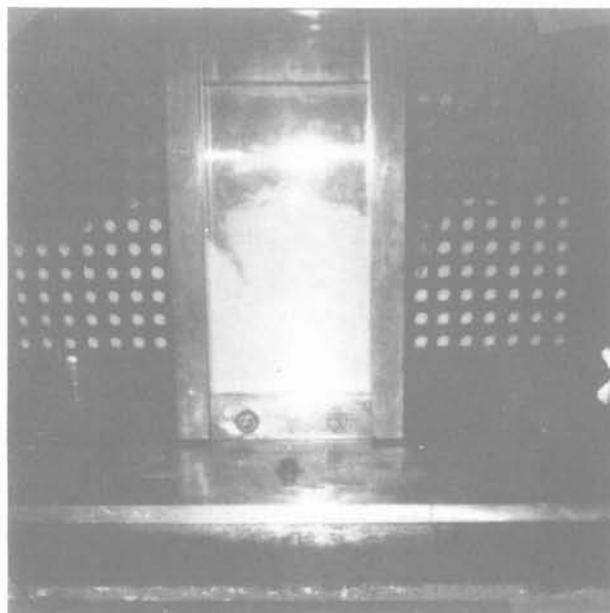
Il est évident que dans un premier temps il était nécessaire de tirer le maximum d'informations des modèles à deux dimensions, avec l'objectif de ne passer qu'ensuite aux modèles à trois dimensions.

Les modèles à trois dimensions ne permettent pas de suivre l'évolution du phénomène puisque les matériaux sont opaques. D'autre part, la durée d'un essai est nécessairement plus longue et donc le coût est supérieur.

Une tranche des couches géologiques est maintenue entre deux plaques de plexiglass, ce qui permet de voir, éclairés de face, les systèmes argile-argile et, éclairés par derrière en transparence, les zones photoélastiques en gélatine.

A 100 g et pour  $\langle\rho\rangle = 1,6 \text{ g/cm}^3$  la pression à 0,4 m de profondeur dans le modèle est 0,64 MPa. Afin de conserver un coût raisonnable, la cellule contenant les matériaux est conçue comme suit : la cellule principale est munie d'une fenêtre de largeur 0,2 m (sur toute la hauteur) en plexiglas de 5 cm d'épaisseur. Le reste de la largeur est protégée par deux plaques d'acier de 2 cm d'épaisseur, trouée de manière régulière. Ces trous permettent une inspection de contrôle. La largeur nette de l'échantillon est de 0,9 m de la hauteur de 0,45 m (plus une bordure de 5 cm). Cette cellule occupe toute la largeur disponible de la nacelle pivotante de la centrifugeuse. Pour mettre en œuvre la

photoélasticité, on applique deux plaques polarisantes sur les fenêtres et on éclaire par l'arrière au moyen de huit ampoules capables de résister à une accélération de 100 g. Le modèle est également éclairé par devant au moyen d'une ampoule du même type. Un miroir renvoie l'image à la caméra-vidéo fixée sur le bras de la centrifugeuse à 1,5 m de la cellule. L'image transmise est d'une qualité correcte. Le déroulement de l'essai est enregistré en temps-modèle réel, à raison de vingt-cinq images par seconde.



**Fig. 6. — a) La cellule avec plaques d'acier.  
b) Les plaques d'acier enlevées.**

*Fig. 6. — a) The cell equipped with protective steel plates.  
b) The protective plates removed.*

Un appareil vidéo spécial permet de ralentir la cadence de projection jusqu'à la cadence image par image.

Deux cellules secondaires ont été construites. Elles ont la même hauteur, et une largeur nette de 0,4 m. Les plaques en plexiglas sont complètement couvertes par les plaques en acier trouées. Elles sont utilisées ensemble, de sorte qu'on exécute deux essais à la fois. Ce système ne contient pas de miroir. La centrifugation est arrêtée périodiquement et les cellules inspectées. En cas de besoin, les plaques sont démontées et des photos sont prises.

### L'essai DAUBRÉE

Une de ces cellules est munie d'une traverse trouée qui permet d'exécuter des essais de jets sous une presse en laboratoire. La presse écrase la couche inférieure qui forme un jet viscoplastique dans la couche supérieure. C'est un essai presque sans similitude, mais qui est utile pour observer certains phénomènes, notamment les lignes de LUDERS et la fissuration.

## 6. LES RÉSULTATS

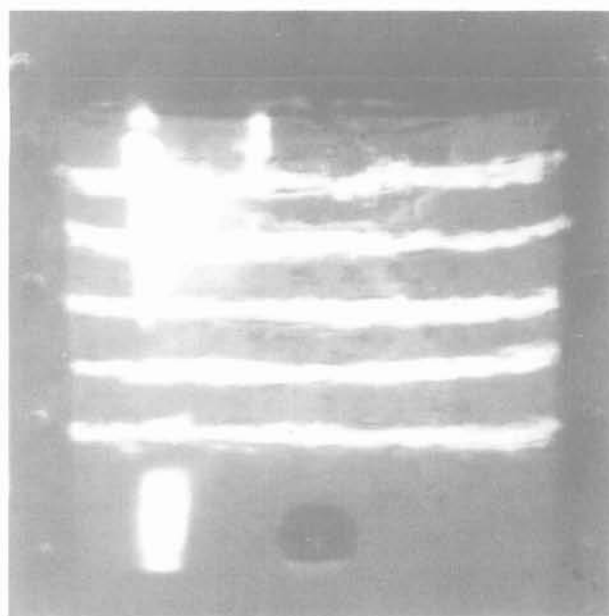
Un certain nombre de modèles ont été « stables » c'est-à-dire qu'une centrifugation à 100 g pendant des heures n'a rien modifié au modèle.

On s'intéresse ici surtout aux cas instables. Les coefficients de sécurité sont estimés en prenant comme étalon le cas d'un cylindre flottant dans le sol c'est-à-dire : le problème de STOKES en viscoplasticité. On doit comparer les forces motrices d'un cas donné par rapport au cas étalon.

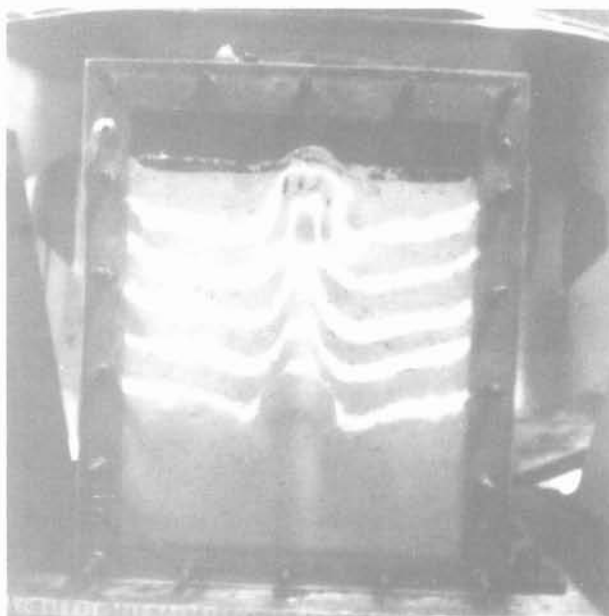
Les séries géologiques et les configurations géométriques ont été choisies pour étudier l'initialisation, l'atténuation et l'accélération de la croissance diapirique. C'est surtout ces aspects qui sont discutés ici. Notamment les scénarios qui ont été simulés peuvent bien exister avec un coefficient de sécurité égal à 1, surtout en grande profondeur. Ainsi, les essais pourraient expliquer les évolutions de ces catastrophes géologiques.

### 6.1. Le problème de STOKES

Une sphère rigide de masse spécifique donnée est placée dans un milieu infini composé d'un matériau de BINGHAM ( $C, \eta$ ), et de masse spécifique plus élevée que celle de la sphère (le rayon est  $R$ , l'écart de densités  $\Delta\rho$ ). Pour  $\Delta\rho g$  assez faible, la sphère reste immobile. Le seuil d'apparition du mouvement dépend uniquement de  $C$  et peut être estimé par des calculs de charge limite de la théorie de plasticité. On considère d'abord un disque de rayon  $R$ , ou plutôt une plaque pour le cas bidimensionnel. En avant et en arrière de la plaque on suppose des zones de RANKIN. La direction de la pression maximale a tourné de  $3\pi/2$  entre ces deux zones. la charge critique  $F/A \equiv \sigma_{cr}$  ( $A$  = aire de la section droite) est donnée par  $\sigma_{cr} = (3\pi + 2)C$ . Pour une sphère ou un cylindre, il faut ajouter la résistance



a/

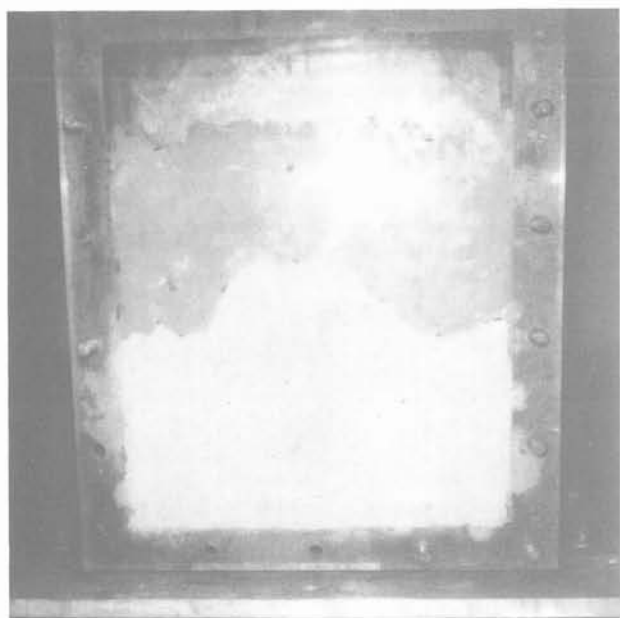


b/

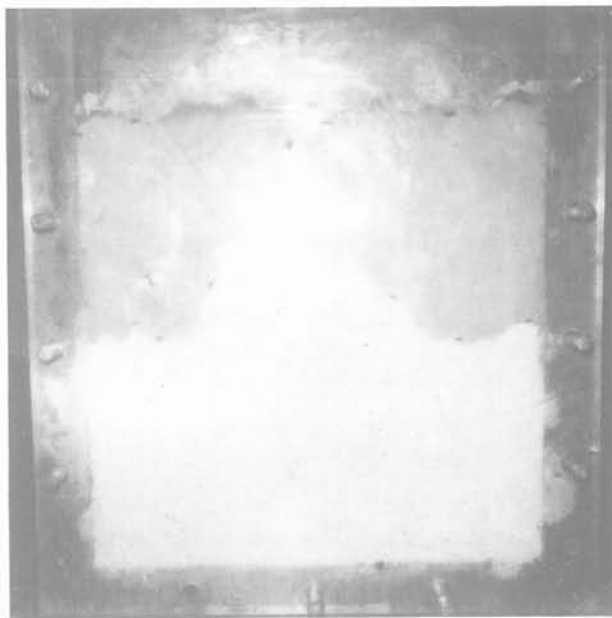
**Fig. 7. — Le problème de STOKES viscoplastique :**  
a) Configuration initiale.

b) Configuration finale, la surface libre est atteinte.

**Fig. 7. — STOKES' viscoplastic problem :**  
a) Initial configuration.  
b) Final configuration.



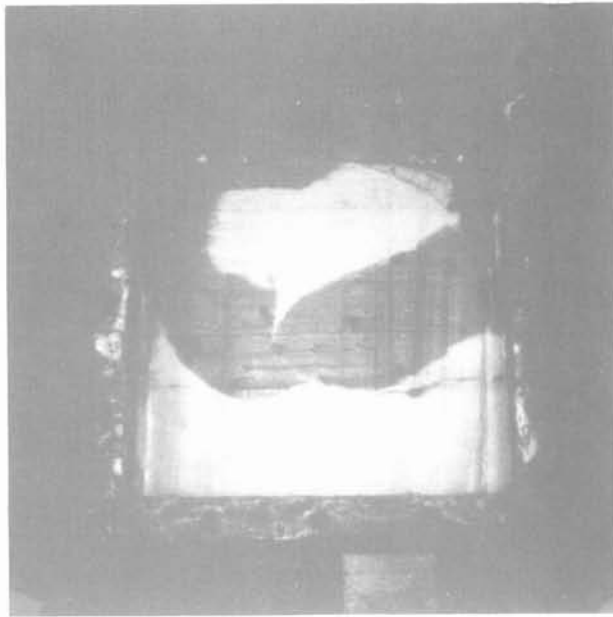
a) 30 g'



b) 60 g'



c) 60 g' → 100 g'



d') 60 g' → 100 g'

**Fig. 8. — Petite cellule — Système 1 :**

a) Milieu de la cellule.

b) Près du plexiglass.

**Fig. 8. — Small cell — System 1 :**

a) Middle of the cell.

b) Near the plexiglass.

due aux parois latérales, d'où :  $\sigma_{cr} \cong (3\pi + 4)C = 13,4 C$ .

Un cylindre de diamètre 8 cm a été placé dans le mélange 1 :  $\Delta\rho = 1,4 \text{ g/cm}^3$ .

A 12 g', le mouvement est imperceptible après une heure de centrifugation. Ceci correspond à

$C = 800 \text{ Pa}$  (la valeur donnée par l'appareil DAUBRÉE est de 500 Pa). Le calcul par un champ statiquement admissible donne une majoration pour  $C$ .

Au-delà de 12 g', on peut prendre la formule de STOKES comme une estimation pour la vitesse de flottaison à la surface, prenant comme force motrice  $\Delta\rho \Delta g$  ( $\Delta g' = g' - 12$ ) (la notation g' est utilisée pour le nombre de g, afin de distinguer de «gramme»).



$$F/(\pi R^2) = \sigma = 6 \eta v/R.$$

$$F = \Delta \rho \Delta g 4 \pi R^3/3.$$

L'enregistrement vidéo pour 16 g' donne :  $\eta \cong 20\,000$  Pa.s.

La figure 7 montre les configurations initiale et finale pour un essai dans la petite cellule. Les deux essais ont donné pratiquement les mêmes résultats. A quoi correspond cet essai ?

Dans la figure 8c, on voit un dôme de sel flottant dans la couverture. Le mouvement de la couverture autour du dôme est similaire à celui indiqué par les bandes dans la figure 7b.

Les bulles ont été utilisées pour mesurer la charge de l'électron, et à cet effet HADAMARD (1911) [13] a étudié le mouvement d'une sphère visqueuse dans un fluide visqueux. HADAMARD a montré que la sphère garde sa forme, et que la vitesse moyenne est très peu dépendante de la viscosité de la sphère.

La figure 9, qui est la figure 1 dans l'article de DAVIES et G. TAYLOR [14], montre que les bulles d'air, si familières, ne sont pas du tout des sphères. Néanmoins, l'article montre que la formule de STOKES est valable. On suggère au lecteur de tracer une sphère imaginaire à l'intérieur du dôme et de considérer le mouvement relatif du matériau qui l'entoure (relatif par rapport à la vitesse moyenne de la sphère). Les relations issues du problème de STOKES sont :  $C \leq \Delta \rho g R/\alpha$  pour l'initialisation, où  $(1/\alpha)$  est le facteur d'efficacité de la force motrice statique ( $\sim 0,1$  dans le cas présent) et

$$\langle \dot{E} \rangle \equiv V/R = (\Delta \rho g - (\Delta \rho g/\alpha)) R/\beta$$

$1/\beta$  est le facteur d'efficacité de la force motrice du mouvement ( $1/\beta \cong 4/18$  dans le cas présent).

## 6.2. Cas stables

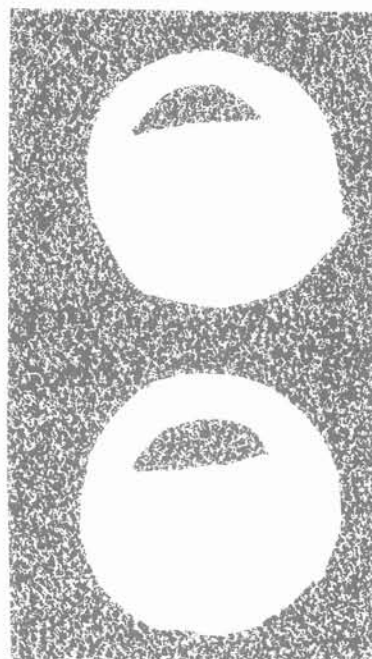
1. Grande cellule : interface plane. Couche supérieure : 0,15 m d'argile chargée (mélange n° 1) ; couche inférieure : 0,2 m de gélatine, trois fois plus résistante que le mélange ordinaire (mélange n° 3) : 8 h 37 : 20 g' ; 8 h 59 : 40 g' ; 9 h 29 : 60 g' ; 10 h : 80 g' ; 10 h 29 : 100 g', maintenus jusqu'à 12 h 25 où l'essai a été arrêté. Pendant toute cette période, l'interface plane est restée stable.

2. Grande cellule : interface plane. Système 2 (argile chargée, mélange n° 1)/gélatine ordinaire (mélange n° 3) ;  $h = 0,15$  m — 22 juillet 1985 : 14 h 10 : 20 g' ; 14 h 20 : 40 g' ; 14 h 30 : 50 g' ; 14 h 40 : 60 g' ; 15 h 21 : 100 g' jusqu'à 15 h 51.

23 juillet 1985 : 9 h 20 : 100 g' (léger effet photoélastique).

10 h 20 : spécimen démonté.

Certains exemples montrent que dans des cas apparemment stables il faut être prêt à centrifuger pendant une très longue période.



[14]

**Fig. 9. — Photographies successives de la montée de bulles d'air**  
(d'après DAVIES et TAYLOR — [14], fig. 1).  
**Fig. 9. — Successive spark photographs of air bubbles**  
(after DAVIES and TAYLOR — [14] fig. 1).

## 6.3. Initialisation

### 6.3.1. Interface plane, système 1 (argile-argile)

Après une période sans événement de 1 800 s à 100 g' (qui a été précédée d'une période lente de montée en g'), le phénomène s'est produit en 1 seconde.

Les diapirs initiaux sont présentés dans la figure 6b. L'état final a été un renversement total de l'ordre des couches, à interface plane.

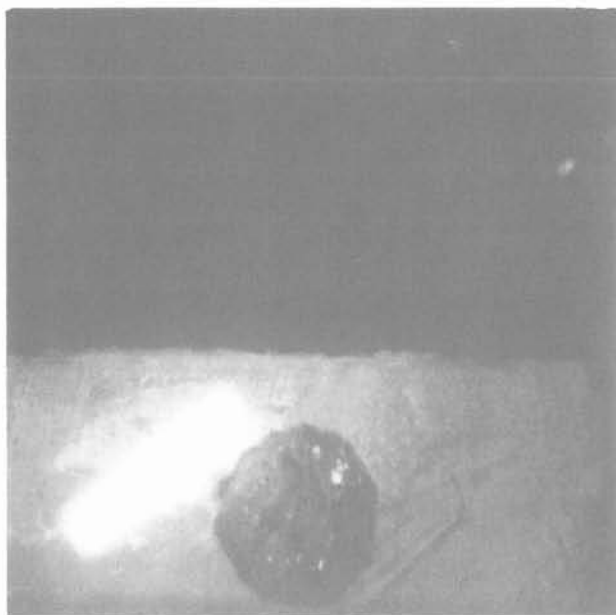
On voit que le solide lourd a formé des jets qui ont fracturé le solide léger, comme dans le cas d'une fracturation hydraulique.

### 6.3.2. Initialisation sur une interface ondulée

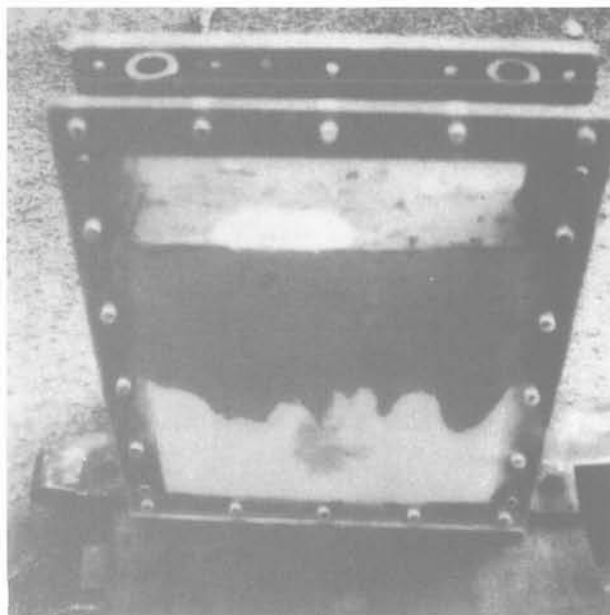
Système 1 (argile-argile), aspérité :  $h = 5$  cm

Les étapes sont présentées sur la figure 8, pour une petite cellule et l'évolution d'un modèle dans la grosse cellule a été enregistrée (fig. 10a). Des pénétrations du matériau lourd « en tenaille » délimitent (et sur la figure 8 découpent) une zone qui flotte vers la surface. Dans le cas de la petite cellule, le moment du déclenchement n'est pas bien défini, mais supérieur à 60 g'. Selon la figure 10a la catastrophe est à 38 g' avec  $\Delta \rho = 0,32$  g/cm<sup>3</sup>.





[11a]



[11b]

**Fig. 11. — Instabilité d'une cavité pleine de sel affaibli.**

*Fig. 11. — Instability caused by a cavity full with weakened salt.*

Le diamètre du dôme est de 2,5 fois celui du cylindre de STOKES (comparaison entre la figure 7 et la figure 8). Le coefficient de sécurité par rapport au cas étalon de STOKES serait alors  $(0,31/1,4) (38/12) (2,5/1) = 1,75$ .

Mais, si l'on tient compte du fait que l'initialisation a été déclenchée sur une autre géométrie, en prenant comme diamètre la hauteur de l'aspérité  $h = 5$  cm, on trouve un facteur de sécurité de  $(6,31/1,4) (38/12) (5/8) = 0,43$ . Cette valeur est proche du cas de la fondation superficielle soumise à la charge  $\Delta \rho g h$  ou  $(\Delta \rho g h)/\alpha = C$ ,  $\alpha = \pi + 2$ , ce qui donne  $C = 1100$  Pa, dans le cas présent.

Système 2 (argile-gélatine),  $h = 4$  cm :

Dans ce cas  $\Delta \rho = 0,56$  g/cm<sup>3</sup>. D'après l'enregistrement, l'initialisation est à 35 g'. Le rapport des forces motrices des cas 1-2 est  $(0,56 \times 35) (0,31 \times 38) = 1,7$ , ce qui montre que la gélatine est  $\sim 1,7$  fois plus résistante que l'argile. L'ordre de grandeur est correct par rapport aux mesures faites en laboratoire.

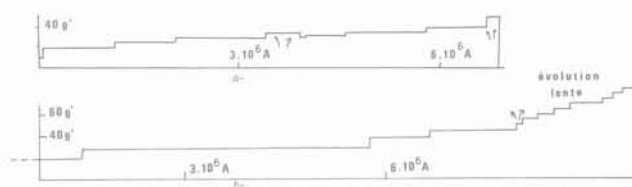
### 6.3.3. Initialisation par une inclusion faible (système 3)

La séquence des temps pour la grande cellule est donnée sur la figure 10b. La figure 11 présente le modèle avant et après l'initialisation dans une petite cellule.

Dans le cas de la figure 11, la couverture est renforcée selon le système 4. La catastrophe, d'après l'enregistrement, est déclenchée par une fissuration vers l'inclusion accompagnée de son écrasement, et de la formation d'un jet qui perce toutes les couches. La catastrophe est générale, selon la figure 11b.

### 6.3.4. Initialisation sur une pente

LEES [9] écrit que les dômes Persiques se trouvent très souvent sur les flancs des anticlinaux. L'écoulement du sel sur la pente souterraine engendre l'instabilité. La figure 12 présente un essai dans la petite cellule (système 1, argile-argile).



**Fig. 10 — Séquences de temps.**

*Fig. 10. — Time sequences.*

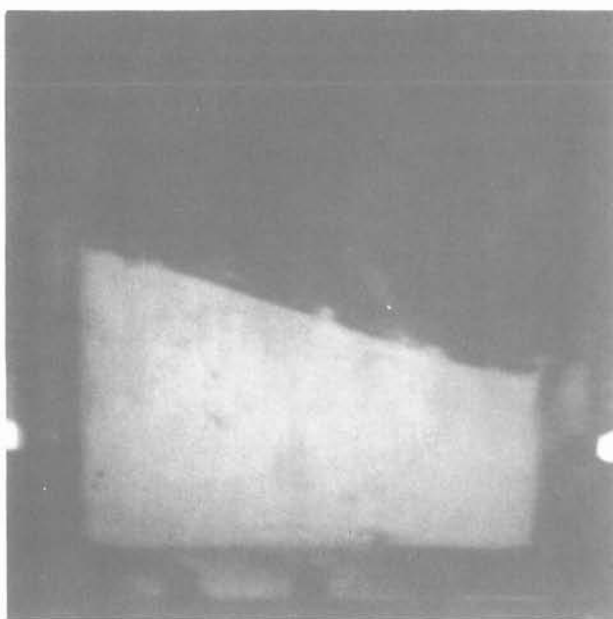
### 6.4. Analyse photoélastique (système 2)

Une analyse photoélastique complète exige une installation qui permet de faire tourner les plaques polarisantes. La centrifugeuse n'est pas équipée d'une telle installation. L'analyse est basée sur une comparaison des lignes isochromatiques (les « franges ») filmées avec celles des solutions de l'équation bi-harmonique. Il est rappelé qu'une ligne isochromatique est le lieu des points où le rayon du cercle de MOHR est constant.

#### 6.4.1. Initialisation sur une ondulation

La figure 13 présente la séquence au cours du temps.

L'interface est esquissée sur la figure. Il s'agit d'une pente de 1/6 des deux côtés de la fenêtre.



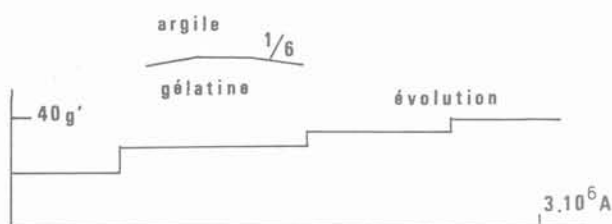
0 g'



50 g'

**Fig. 12. — Instabilité d'une interface inclinée.**

*Fig. 12. — Instability of a sloping interface.*



**Fig. 13. — Séquence de temps pour un système argile-gélatine.**

*Fig. 13. — Time sequence for a clay-gelatin system.*

Le régime de contraintes au début est présenté sur la figure 14 et son analyse sur la figure 15.

La comparaison est faite avec la solution de HERTZ pour un cylindre soumis à deux lignes de forces concentrées opposées sur un diamètre. Cette solution est une superposition de trois champs :

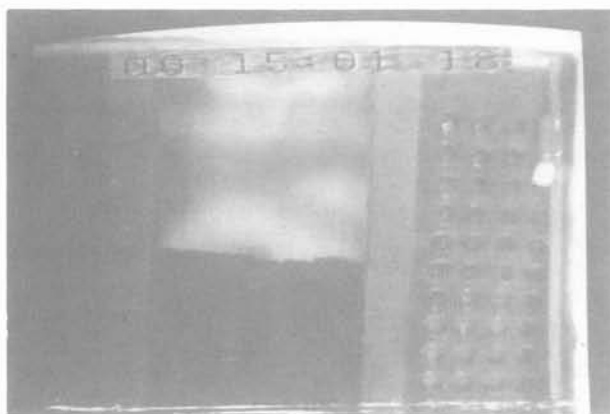
- ligne de force à l'origine (deux fois) ;
- une pression hydrostatique constante (cette pression qui n'apparaît pas sur les franges fait, dans le cas présent, partie de la charge moyenne  $\rho g H$ ,  $H$  = profondeur moyenne).

La fonction d'AIRY  $\phi(r, \theta)$  en coordonnées polaires est, pour le cas 1,  $\phi = -r\theta \cos \theta$ , d'où  $\sigma_r = (2 \sin \theta)/r$ ,  $\sigma_\theta = 0$ ,  $\tau = 0$ .

Les isochromatiques sont présentées sur la figure 15.

En agrandissant la photo de la figure 14 jusqu'à ce que la séquence de frange coïncide avec celle de la figure 15, on trouve la valeur du rayon du cylindre et la force.

La plus intéressante est la distribution des pressions horizontales  $\sigma_x$  dans la figure. Leur valeur est de l'ordre de 1 000 Pa, tandis que la contrainte motrice  $\Delta \rho g h$  est de l'ordre de dix fois plus. Bien que l'écrasement horizontal soit le phénomène principal, l'efficacité de la force motrice verticale est de l'ordre de 1/10.



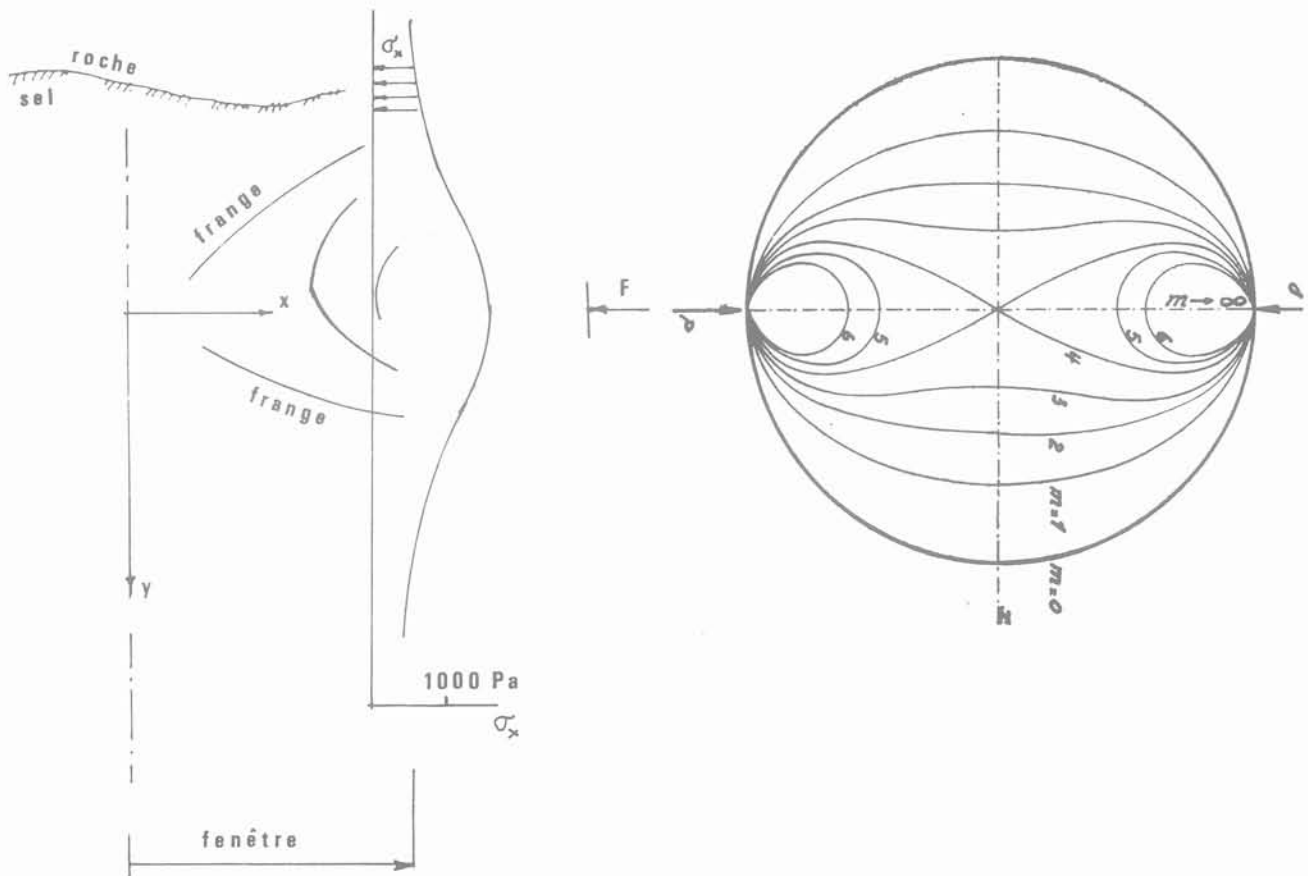
**Fig. 14. — Témoignage photoélastique du commencement de la formation du dôme.**

*Fig. 14. — Photoelastic record of the beginning of the dome's formation.*

#### 6.4.2. La colonne de sel

Un certain nombre de dômes sont semblables à une colonne qui s'agrandit en poussant les couches supérieures.

Un modèle avec trois diapirs initiaux de 8 cm a été observé dans la grande cellule. Après un écrasement horizontal, tel que le cas décrit dans le paragraphe précédent, une colonne de gélatine représentant le sel a commencé à bouger vers la surface.



**Fig. 15. — Le problème de HERTZ :**  
**à gauche : Contraintes d'écrasement.**  
**à droite : Franges isochromatiques.**

*Fig. 15. — HERTZ'S problem :*  
*left : Pinching stresses.*  
*right : Isochromatic fringes.*

Les isochromatiques sont présentés sur la figure 16. On voit que ce sont des ellipses sur la partie haute de la colonne.

Les fonctions d'AIRY, pour ce cas, sont des polynômes en coordonnées cartésiennes. Les cas suivants sont superposés :

1. La flexion pure : la fonction d'AIRY  $F$  est  $F = y^3$  multipliée par une constante :  $\sigma_y = 0$ ,  $\sigma_x = 6y$ ,  $\tau = 0$ .

2.  $F = x^2 y$  multipliée par une constante.

$$\sigma_x = 0, \sigma_y = 2y, \tau = -2x.$$

3.  $\sigma_x = \rho_s g y$ ,  $\sigma_y = 0$ ,  $\tau = 0$ .

Cette solution vérifie l'équation d'équilibre ; et :

$$\Delta(\sigma_x + \sigma_y) = 0.$$

La superposition est :

$$\sigma_x = \alpha \rho_s g y, \sigma_y = (\rho_s g + k) y, \tau = kx;$$

$\alpha$  et  $k$  sont constantes.

Si, le rayon du cercle de MOHR est  $R$ , on trouve  $(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (2\tau)^2 = (2R)^2$ ;  $((\alpha - 1)\rho_s g + k)^2 y^2 + 2k^2 x^2 = 2R^2$ . Ce sont les équations des ellipses isochromatiques.

Pour  $y = 0$ , la seule contrainte non nulle est  $\tau$ , ce qui donne  $k$ . Le rapport des axes des ellipses donne  $\alpha$ . La distribution des contraintes est présentée sur la figure 16. Il s'agit de la surcharge par rapport à une contrainte hydrostatique constante.

Les valeurs correspondant à cette figure sont  $\alpha = 1,12$ , ce qui montre que la contrainte horizontale est grande relativement à la contrainte verticale  $k = 0,012 \text{ N/cm}^3$ , autrement dit  $\Delta\rho g/k = 15$ .

Pour des rapports de  $\alpha$  plus grands, les ellipses deviennent plus plates, de sorte que dans la fenêtre on ne voit que des lignes isochromatiques parallèles, comme pour une flexion pure. Ceci a été le cas pour un modèle initialisé sur trois bosses de  $h = 2 \text{ cm}$ , présenté dans le film.

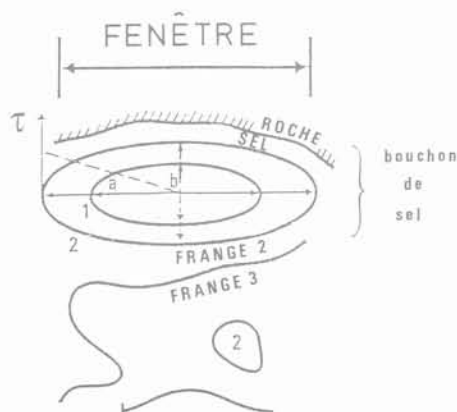
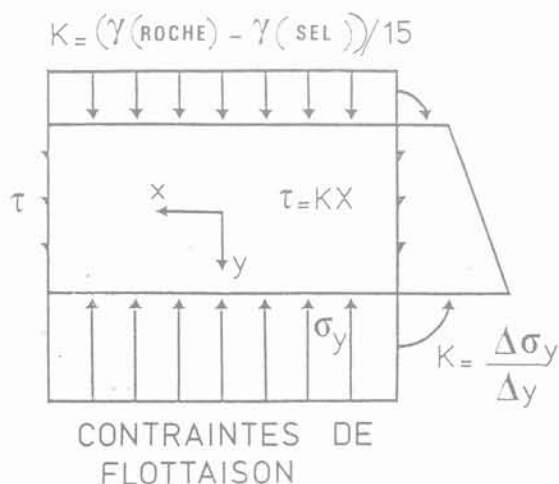
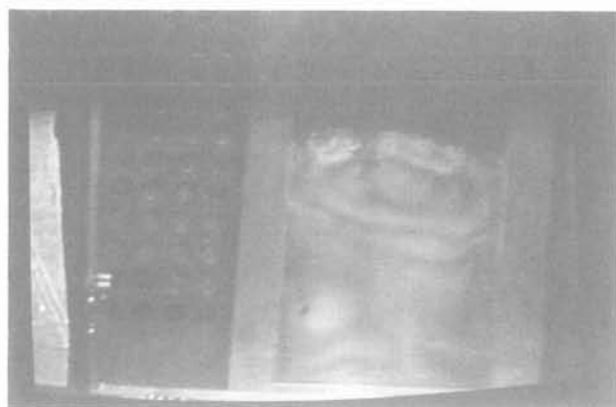


Fig. 16. — Les contraintes juste avant la ruine.  
Fig. 16. — The stresses an instant before ruin.

#### 6.4.3. Quelques conclusions de l'analyse photoélastique

Les exemples précédents montrent que la force motrice  $\Delta \rho g$  est d'abord transformée en un système de forces d'écrasement horizontales, avec une efficacité

de l'ordre de 1/10. Ensuite, dans le mouvement qui commence, la partie supérieure du diapir se comporte comme un bouchon poussé vers le haut par une pression verticale uniforme à sa base. Cette pression est combattue par une contrainte de cisaillement uniforme sur la paroi latérale, égale à la cohésion du sel. L'efficacité de la force motrice est de l'ordre de 1/15 pour ce cas.

#### 6.5. Durée de l'évolution

Les exemples d'équilibre plastique des modèles ainsi que l'analyse photoélastique permettent de prendre comme première approximation les valeurs de  $C$  présentées au début : de l'ordre de 0,3 MPa. En ce qui concerne la viscosité, WOITD, par exemple, [15], cite  $10^{15} \text{ Pa.s} \leq \eta \leq 10^{18} \text{ Pa.s}$  soit une variation de 1 à 1 000. Il propose  $\eta = 10^{17}$ ,  $C_m = 500 \text{ Pa}$ , donc  $C^* = 1/600$ ,  $\eta_m = 10\,000 \text{ Pa.s}$ , donc  $\eta^* = 10^{-13}$ .

L'échelle du temps est :

$$t^* = \eta^* / C^* = 6 \times 10^{-11}.$$

Selon cette échelle, une seconde correspond à 500 ans in situ. Cette échelle a été adoptée pour l'enregistrement ainsi que pour les séquences des figures 10 et 13. Ces séquences montrent l'existence de périodes d'évolution très lentes avant et après la catastrophe, selon la courbe en pointillés de la figure 2.

#### 6.6. Coefficient de sécurité du cas étalon

Ayant choisi  $C = 0,3 \text{ MPa}$ , on peut estimer le coefficient de sécurité du cas étalon, le cylindre de STOKES. La sécurité des autres cas a été estimée relativement à celui-ci au moyen des essais.

Pour une interface de profondeur 500 m, par rapport à 20 cm dans le modèle, l'échelle de longueur est  $l^* = 1/2500$  et le cylindre de 8 cm représente 200 m in situ.

La contrainte motrice pour  $R = 100 \text{ m}$ ,  $\Delta \rho = 0,2 \text{ g/cm}^3$  est  $\sigma = 0,37 \text{ MPa}$ . Le modèle donne alors  $\sigma_a \approx 13,4 \text{ C}$ . Le coefficient de sécurité est  $13,4 \times 0,3 / 0,37 = 11$ .

Comme les cas d'initialisation étudiés dans le modèle avaient une sécurité du même ordre de grandeur que le cas étalon, on peut considérer que leur coefficient de sécurité est de l'ordre de 10 pour la profondeur de 500 m. De la même façon, les mêmes structures sont instables à partir d'une profondeur de l'ordre de 5 000 m.

D'un autre côté, si on estime que la résistance est  $C = 0,03 \text{ MPa}$ , de sorte que ces structures deviennent instables à la profondeur de 500 m, alors l'échelle du temps est dix fois plus petite de sorte qu'une seconde correspond à 5 000 ans. Ceci montre les rôles que jouent la cohésion et le coefficient de viscosité dans l'estimation globale de la sécurité.

### 6.7. Le blocage de croissance

Que se passe-t-il quand le dôme rencontre des couches relativement résistantes ?

Les seuls cas étudiés consistaient à rigidifier, par un facteur dix, la moitié de l'épaisseur entre le toit du dôme et la surface libre (système 4).

#### 6.7.1. Couche rigide près de la surface libre

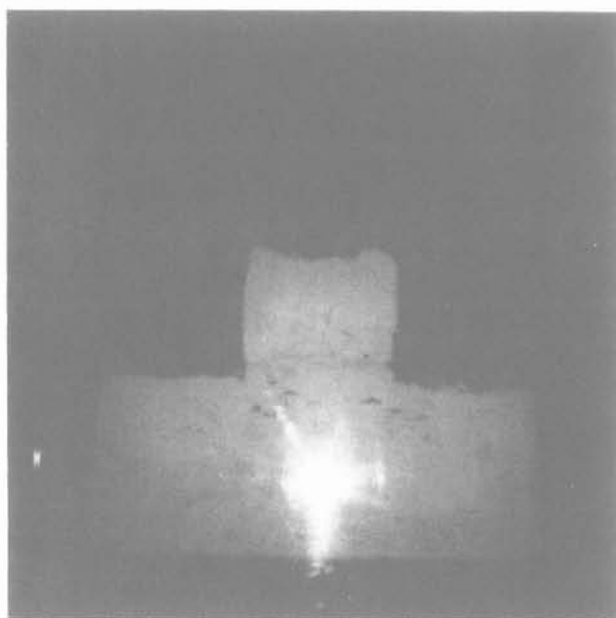
Dans ce cas, le dôme n'a pas percé la couche rigide. Tout le phénomène s'est déroulé en profondeur malgré une augmentation du nombre de  $g'$ . L'écoulement est devenu de plus en plus tourbillonnaire tendant vers un mixage de deux matériaux.

Or, un tel mixage correspond à un état géostatique méta-stable.

Les détails de ce mixage sont présentés sur la figure 17. On note que c'est le matériau lourd qui a coulé dans le matériau léger, tandis qu'une flottaison du matériau léger vers la surface n'a pas eu lieu. Dans la phase finale (figure 17d), tout s'arrête à mi-hauteur du modèle. In situ, de telles évolutions risquent d'échapper à une auscultation à partir de la surface.

#### 6.7.2. Couche rigide en contact avec le toit du dôme

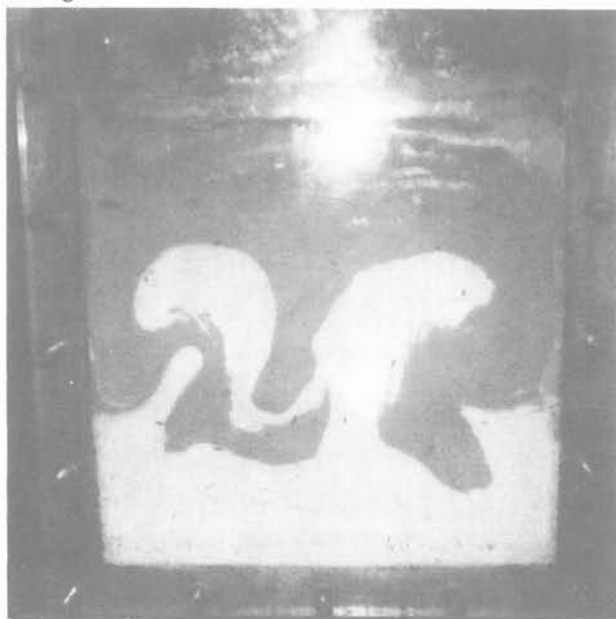
Le système est le même que dans le cas précédent, sauf que la couche rigide a changé de position. Le



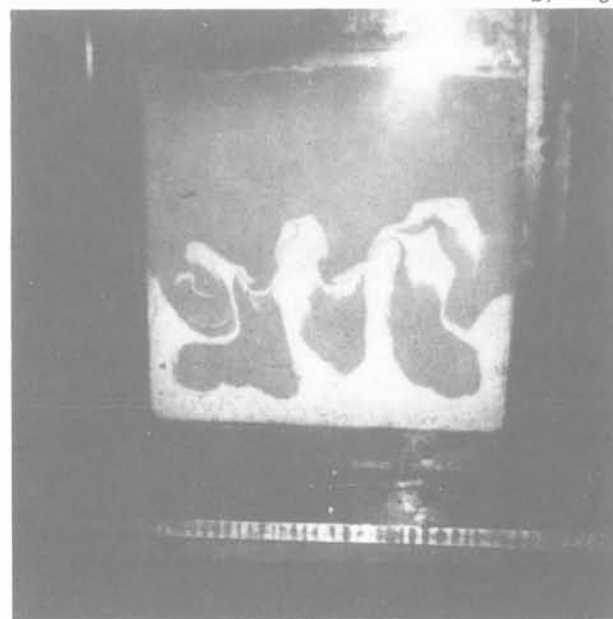
a) 0  $g'$



b) 40  $g'$



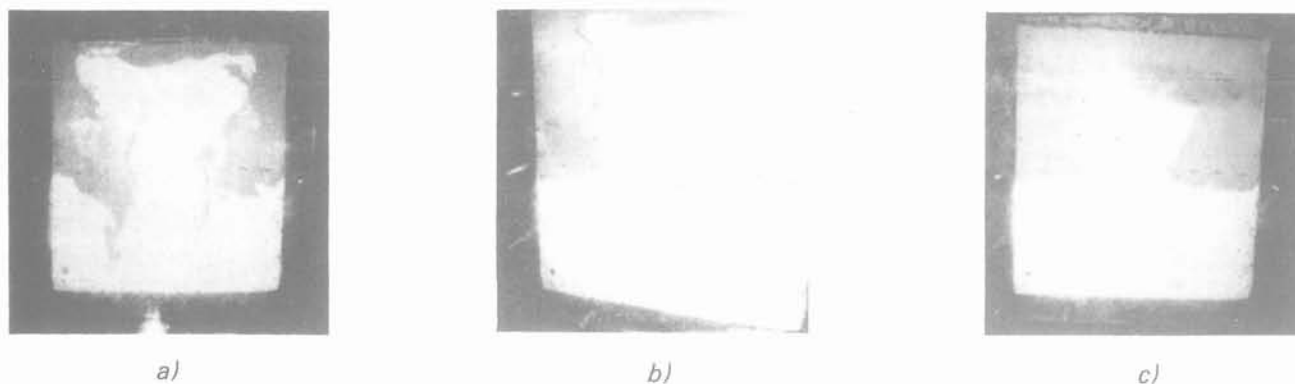
c) 60  $g'$



d) 100  $g'$

Fig. 17. — Mixage sous une couche rigide.  
Fig. 17. — Mixing below a rigid layer.





**Fig. 18. — Perçage d'une couche rigide.**  
*Fig. 18. — Piercing of a rigid layer.*

comportement est totalement différent du cas précédent (fig. 18). La couche rigide bloque le mouvement vertical (figure 18a), tandis que l'écrasement horizontal est possible. La poussée du dôme casse la couche rigide en trois morceaux comme une poutre se rompt avec trois articulations (figure 18b). Un morceau reste sur le toit tandis que les deux autres sont pliés dans une position verticale des deux côtés du « champignon » et, finalement, sont incorporés dans le tronc de celui-ci (figure 18c). La forme finale est similaire à plusieurs cas rencontrés in situ. La colonne finale est issue d'une évolution du voisinage de la surface, et non pas d'un jet.

L'essai a été répété dans la grande cellule et l'évolution suivie à partir de 25 g', ce qui a amené à la rupture.

La différence dans les comportements des cas 6.7.1. et 6.7.2. et la forme de la rupture de ce dernier cas laissent à penser que le paramètre principal est la résistance à la traction, comme si la couche rigide faisait « armature » pour la couverture. On sait que pour une poutre en béton l'armature est du côté de la traction maximale. La sécurité peut donc être estimée selon le champ cinématiquement admissible habituel des poutres encastrees : trois articulations de moment critique  $M_{cr} = q l^2 / 16$ . ( $q$  = charge ;  $l$  = largeur ;  $M_{cr} = C H^2 / 2$ ,  $H$  : hauteur de la poutre). Dans le cas présent :  $H$  = la profondeur du toit = 10 cm,  $C = 500$  Pa (la résistance de la couche rigide) ;  $M_{cr} = 1,25$  Nm/m. Si  $l$  est la largeur du dôme, soit 0,2 m, on trouve  $q = 1,25 \times 16 / 0,2^2 = 500$  Pa,  $\Delta\rho \cong 0,4$  g/cm<sup>3</sup> et à 25 g' la contrainte motrice  $\sigma$  sur toute la hauteur du dôme  $h$  ( $h = 0,1$  m) est  $\sigma = \Delta\rho g h = 10\,000$  Pa = 20  $q$ .

Comme c'est un modèle cinématiquement admissible l'efficacité de la force motrice est minorée par 1/20.

Dans le cas où le dôme n'a pas percé, on prend  $C = 5\,000$  Pa, ce qui donne  $M_{cr} = 12,5$  Nm/m et  $q = 5\,000$  Pa,  $\sigma \cong 2q$  et n'a pas suffi pour percer.

Il semble donc qu'une utilisation du champ de mouvement à trois articulations et d'une charge  $q \cong \sigma / 10 = \Delta\rho g h / 10$  donnerait une estimation convenable pour la sécurité.

## 6.8. Essais d'un modèle DAUBRÉE (jet d'argile)

Les essais sur centrifugeuse montrent que dans plusieurs cas le dôme est un « champignon » nourri par un



**Fig. 19. — Jet perçant la couche supérieure.**  
*Essai sous presse.*

**Argiles non chargées à la limite de liquidité.**  
*Fig. 19. — A jet piercing the upper layer.*  
*Tests on a press.*  
*« Unloaded » clay at the limit of liquidity.*

jet. Ce jet est formé par l'écrasement en tenaille d'une partie de la couche inférieure. Ce phénomène peut être imité en laboratoire, bien entendu sans que la similitude puisse être garantie. On place une cloison rigide trouée entre les deux argiles, et on exerce par une presse sur la cloison la force correspondante à la différence des pressions dans l'essai centrifugé. L'essai se déroule très lentement (un micron par seconde). La couche supérieure est en effet percée par le jet. Elle est fortement fissurée et se casse en blocs, comme dans le cas de la couche rigide de la figure 18. Des lignes de LUDERS apparaissent dans la zone inférieure qui nourrit le jet. Sur la figure 19, on peut les voir au moyen d'une loupe. Elles correspondent bien au schéma des lignes de glissement des fondations.

## CONCLUSIONS

Les grands modèles, de dimensions de l'ordre de 1 m et les installations embarquées sur la centrifugeuse ont permis une observation détaillée des différents modèles diapiriques. Les résultats de tous ces modèles constituent un ensemble cohérent qui peut être interprété par les calculs de charge limite de la théorie de plasticité. Les résultats photoélastiques confirment ces interprétations, notamment en ce qui concerne l'efficacité de la charge motrice.

L'application d'une loi de comportement solide (BINGHAM) permet de définir une échelle de contrainte et une échelle de temps. La sécurité pour qu'un système soit stable est non nulle, contrairement au cas d'une loi de comportement fluide. Cette sécurité est estimée par comparaison avec une structure étalon : le cylindre de STOKES flottant vers la surface. Cette sécurité dépend de l'échelle de longueur.

## Remerciements :

Le travail présenté a fait l'objet d'un contrat de la Communauté Européenne passé par l'intermédiaire de l'Agence Nationale pour la Gestion des Déchets Radioactifs (A.N.D.R.A.).

## RÉFÉRENCES

1. THOM R., *Stabilité structurelle et morphogénèse*, W.A. Benjamin, Massachusetts, U.S.A. 1972.
2. BUCKY P.B., *Effect of Approximately vertical Cracks on the Behaviour of Horizontally lying Roof Strata*, Trans. Am. Inst. Min. and Metal. Eng., vol. 109, pp. 212-229, 1934.
3. SINCLAIR, DAVID and BUCKY P.B., *Photoelasticity and its Application to Mine Pillar and Tunnel Problems*, Trans. Am. Inst. Min. Eng., vol. 139, pp. 225-252, 1940.
4. RAMBERG H., *Instability of layered systems in the field of gravity*, Phys. Earth. Planet. Interiors, vol. 1, pp. 427-447, 1968.
5. DOBRIN M.B., *Some Quantitative experiments on a fluid salt dome model and their Geological implications*, Trans. Amer. Geoph. Union, Vol. 22, p. 528-642, 1941.
6. NETTLETON L.L., *Fluid Mechanics of Salt Domes*, Bull. Amer. Inst. Petr. Geol., vol. 18, pp. 1175-1204, 1934.
7. HUBBERT M.K., *Theory of scale models as applied to the study of geological Structures*, Bul. Geol. Soc. of Amer., vol. 48, pp. 1459-1520, 1937.
8. GALILEI G., *Dialogues concerning two new sciences*, pp. 130-131, Macmillan New York, 1914.
9. LEES G.M., *Salt-Some deposition and Deformational Problems*, Int. J. Pet. Tech., vol. 17, pp. 259-279, 1931.
10. GUSSOW W.C., *Salt diapirism : Importance of Temperature and Energy source of Emplacement*, Proc. Amer. Assoc. Pet. Geologists Tulsa, Oklahoma, pp. 16-52, 1968.
11. DAUBRÉE A., *Études systématiques de géologie expérimentale*, Éd. Dunod, Paris, 1879.
12. TAYLOR G., *The instability of liquid surfaces when accelerated in a direction perpendicular to their planes*, Proc. Roy. Soc. London, vol. 201, 1950.
13. HADAMARD J., *Mouvement permanent lent d'une sphère liquide et visqueuse dans un liquide visqueux*, C.R.A.S., vol. 152, pp. 1735-1739, 1911.
14. DAVIES R.M., TAYLOR G., *The mechanics of large bubbles rising through extended liquids and through liquids in tubes*, Proc. Roy. Soc., London, vol. 200, pp. 375-388, 1950.
15. WOIDT W.D., *Finite element calculations applied to salt dome analysis*, Tectonophysics, vol. 50, pp. 369-386, 1978.

# Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées

28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris

12 mois de nouveautés  
octobre 86 - octobre 87

## Géotechnique

**Aide-mémoire d'hydraulique souterraine**, par M. Cassan, 1 volume broché, 17 x 24, 196 pages, 1987, I.S.B.N. 2-85978-092-0, 280 F

On trouvera dans cet ouvrage toutes les formules relatives à l'hydraulique des puits en régime permanent ou transitoire, celle plus originale concernant les écoulements à travers les cavités souterraines, d'autres relatives aux débits de fuite ou d'alimentation des tranchées et des canaux, aux épuisements de fouilles et de batardeaux, aux écoulements sous les fondations de barrage et à travers les digues, etc.

**La réglementation française et étrangère en géotechnique**, actes des journées d'étude organisées à l'E.N.P.C., 1 volume broché 17 x 24, 148 pages, 1987, I.S.B.N. 2-85978-097-1, 170 F

Cet ouvrage regroupe les textes préparés par les experts français et étrangers qui ont animé ces journées en décembre 1986. Ces textes présentent un panorama original et exhaustif de l'état actuel des textes de référence existant en France, dans les pays de la Communauté Européenne et dans quelques autres grands pays, dans le domaine de la géotechnique.

## Génie civil

**Interactions sols-structures**, actes du colloque organisé à l'E.N.P.C., 1 volume broché 17 x 24, 712 pages, 1985, I.S.B.N. 2-85978-096-3, 560 F

Les communications retenues rédigées en français ou en anglais par 204 auteurs de 22 pays apportent des informations éclairantes et relatent des expériences variées sur les phénomènes d'interaction sol-structure : interactions entre structures par l'intermédiaire du sol, déplacements induits par les travaux de construction, méthodes d'étude des structures tenant compte de la déformabilité du sol, action des mouvements du sol sur les structures.

**Projet et construction des ponts**, par J.A. Calgaro et M. Virlogeux, 1 volume broché 17 x 24, 256 pages, 1987, I.S.B.N. 2-85978-095-5, 300 F

Ce livre est le premier d'une série consacrée à la conception et à la construction des ponts. Pour des raisons didactiques évidentes, il traite différents sujets à travers des chapitres distincts : généralités, données naturelles et fonctionnelles, équipements, fondations, appuis et ouvrages de petite et moyenne importance, en béton armé ou précontraint.

## Routes

**Contrôles de qualité en construction routière**, sous la direction de G. Jeuffroy et R. Sauterey, par M. Ruban, 1 volume broché 17 x 24, 576 pages, 1987, I.S.B.N. 2-85978-098-X, 590 F

Cet ouvrage présente le panorama complet des méthodes et moyens dont les divers intervenants peuvent disposer pour choisir les prescriptions et spécifications qui permettront d'obtenir la qualité exigée par le maître d'ouvrage, vérifier la conformité des modalités d'exécution et les caractéristiques de produits aux stades successifs de leur élaboration, prendre les décisions appropriées en matière d'action corrective, d'acceptation et de rejet, établir tous documents utiles pour faciliter l'exploitation ultérieure de l'ouvrage construit.

**Écoroute**, logiciel de dimensionnement des chaussées, G. Jeuffroy, M. Lambert, 1 disquette, 1 manuel d'information, 8302 F

Destiné aux professionnels des chaussées, le logiciel de calcul Écoroute permet en quelques dizaines de secondes de donner les contraintes et les déformations dans une structure multicouche quelconque, pour tout cas de pression et de charge et, de rechercher, à partir d'une structure de chaussée donnée, les solutions les plus économiques. Ce logiciel, utilisable sans formation informatique par tout technicien de la route, est spécialement conçu pour fonctionner sur micro-ordinateur compatible PC ou Macintosh.

## Mécanique

**Élasto-plasticité**, par B. Halphen et J. Salençon, 1 volume broché 17 x 24, 464 pages, 1987, I.S.B.N. 2-85978-094-7, 430 F

Ce livre présente l'état actuel de la théorie de l'élasto-plasticité statique en transformation infinitésimale. Il propose à divers niveaux d'approfondissement, les éléments de la réflexion mécanique que peuvent requérir l'analyse d'un problème, l'utilisation « critique » d'un modèle de comportement ou d'un logiciel de calcul, ou la création même de nouveaux « produits » de ce type.

**Manuel de rhéologie des géomatériaux**, sous la direction de F. Darve, diffusion Bordas, 1 volume broché 17 x 24, 408 pages, 1987, I.S.B.N. 2-85978-093-9, 430 F

Cet ouvrage collectif rassemble des textes présentés lors d'une école « Rhéologie des géomatériaux », qui s'est tenue sous le patronage du Cen-

tre National de la Recherche Scientifique. Tout en conservant une présentation didactique, ils amènent le lecteur au meilleur niveau international.

## Bâtiment

**Économie de la filière construction**, par Jean Carassus, 1 volume broché 17 x 24, 160 pages, 1987, I.S.B.N. 2-85978-100-5, 190 F

Cet ouvrage analyse, sur le plan économique, l'ensemble des activités de la construction intéressant les partenaires du B.T.P. L'auteur définit d'abord la filière construction ; il traite ensuite de son fonctionnement et il aborde enfin l'évolution de la filière dans le temps. Sur la base d'indicateurs chiffrés sur la période 1960-1985, l'expansion puis la crise de la filière sont enfin examinées.

## Transports

**Transport aérien : libéralisme et déréglementation**, actes de la journée d'étude organisée le 26 mars 1987 par l'E.N.P.C., 1 volume broché 17 x 24, 118 pages, 1987, I.S.B.N. 2-85978-099-8, 170 F

Partant de l'application des théories libérales à la pratique économique, les communications présentées lors de la journée d'étude consacrée au thème transport aérien : libéralisme et déréglementation, rassemblées dans cet ouvrage, examinent les résultats des expériences de déréglementation en cours dans le monde. À partir de cette analyse, elles s'attachent à étudier les stratégies possibles dans le cadre d'une politique commune des transports aériens en Europe, compte tenu de l'objectif de la création d'un marché unique en 1992.

**La signalisation ferroviaire française**, par R. Retiveau, 1 volume relié 24 x 33, 620 pages, 1987, I.S.B.N. 2-85978-102-1, 800 F

Les solutions techniques contemporaines en matière de signalisation ferroviaire vont de l'échange téléphonique, progressivement assisté par ordinateur, aux systèmes automatiques les plus élaborés, comportant des postes de commande centralisée ou des postes d'aiguillage et de régulation presque totalement informatisés. Cet ouvrage permet de faire le point complet des connaissances les plus actuelles en ce domaine. Ce guide, précieux pour les ingénieurs et techniciens du chemin de fer et de l'industrie ferroviaire, captivera aussi les passionnés des trains.

## Tradition technique

**Atlas historique des routes de France**, par G. Reverdy, 1 volume relié sous jaquette, 28 x 37, 184 pages, 61 reproductions de cartes anciennes en couleur, 1986, I.S.B.N. 2-85978-090-4, 330 F

Cet atlas retrace l'histoire des routes de nos régions, par de nombreuses cartes anciennes, du XVI<sup>e</sup> siècle au Second Empire, dont la reproduction était justifiée par la rareté de beaucoup d'entre elles.

**Construire des Ponts au XVIII<sup>e</sup> siècle** par J.R. Perronet, 1 volume relié toile sous jaquette, 26 x 36, 344 pages, 69 planches grand format, 1982, nouvelle édition 1987, I.S.B.N. 2-85978-103-X, 360 F

Cette réédition des « Œuvres de M. Perronet », parues pour la première fois en 1782 a pour auteur un grand ingénieur, témoin et acteur des transformations de toutes natures d'un XVIII<sup>e</sup> siècle pré-industriel, formateur visionnaire et déjà européen, philosophe de la technique. Au fil des pages, le lecteur découvrira des ouvrages d'art d'une grande valeur artistique, d'un aspect robuste et hardi, solides et élégants, témoins d'une maîtrise technique évidente. Il pourra examiner mille détails des nombreuses machines de transport, de levage, d'assèchement, réalisées pour leur construction. Il se passionnera en découvrant les moyens humains, matériels et financiers mis en œuvre avant la Révolution.

## BON DE COMMANDE

| Titres                       | Quantité | Prix unitaire | Montant |
|------------------------------|----------|---------------|---------|
|                              |          |               |         |
|                              |          |               |         |
|                              |          |               |         |
|                              |          |               |         |
| Montant total de la commande |          |               |         |

NOM/ORGANISME : .....

ADRESSE : .....

.....

.....

Date : ..... Signature : .....

# variations de volume des sols argileux lors de cycles de drainage-humidification

## volumetric variations of clayey soils during drying-wetting cycles

Jean BIAREZ

Professeur\*

Jean-Marie FLEUREAU

Chef de travaux\*

Moulay-Idriss ZERHOUNI

Chercheur\*

Budi Susilo SOEPANDJI

Chercheur\*\*

### Résumé

Un travail expérimental a été effectué afin de préciser le comportement volumique de trois sols argileux (limon, marne, kaolinite) soumis à un cycle de drainage-humidification. La mesure simultanée des teneurs en eau et des variations de volume et leur représentation dans un plan ( $e-u_c-w-S_v$ ) a permis de définir à chaque instant l'état complet du matériau et notamment son degré de saturation, pour différents modes de préparation.

D'autre part, la comparaison entre chemins de drainage-humidification et chemins de compression-décompression œdométriques et isotropes a mis en évidence une équivalence du rôle des contraintes capillaire et mécanique.

### Abstract

*An experimental work was carried out to assess the volumetric behaviour of three clayey soils (loam, marl, kaolinite) under the effect of a drying-wetting cycle. The simultaneous measurement of water contents and volume changes and their representation in a ( $e-u_c-w-S_v$ ) plane gives, for each value of  $u_c$ , the complete state of the material and its saturation domain, for different techniques of preparation.*

*Moreover, the comparison between drying-wetting paths and œdometric or isotropic compression-decompression paths showed an equivalence between the effects of the capillary and mechanical stresses.*

\* École centrale de Paris, Laboratoire de Mécanique des Sols-Structures, UA C.N.R.S. 850, 92295 Châtenay-Malabry, France.

\*\* Adresse actuelle : Université d'Indonésie, Département de Génie Civil, Jakarta, Indonésie.

## 1. INTRODUCTION

De très nombreux problèmes géotechniques font intervenir les variations de volume du sol sous l'action de contraintes d'origine capillaire : l'un des principaux est le retrait-gonflement des sols situés au-dessus de la nappe phréatique, mais aussi la géotechnique routière, le comportement des matériaux compactés, les phénomènes d'infiltration et d'évaporation, etc.

En l'absence de contrainte mécanique, le volume du sol peut varier si l'on soumet l'eau contenue dans l'échantillon à un état de tension (l'air restant à la pression atmosphérique). Plus généralement, c'est la différence entre les pressions interstitielles de l'air et de l'eau — ou pression capillaire — qui est le paramètre déterminant des mouvements des fluides dans le milieu poreux :

$$u_c = u_a - u_w^*$$

A l'échelle d'un pore, cette différence de pression se traduit par l'existence d'un ménisque entre l'air et l'eau. Elle est caractérisée par la tension superficielle de l'eau et la courbure de l'interface (Loi de LAPLACE). La notion de pression capillaire est une notion globale, définie dans un domaine de dimensions très supérieures aux dimensions moléculaires, qui intègre à la fois les propriétés capillaires du milieu — caractérisées par le « rayon » des pores — et les propriétés d'adsorption de l'argile par l'intermédiaire de l'angle de raccordement solide-liquide-air. En fait, compte tenu de l'existence, au voisinage des particules d'argile d'une couche diffuse d'eau adsorbée, l'angle de raccordement doit être lui-même considéré comme un paramètre macroscopique déduit, par exemple, d'un travail ou d'une chaleur de mouillage (WIGNYODARSONO, 1985).

Lorsque les contraintes externes sont nulles, la pression capillaire est identique à la succion ( $s$ ) des agronomes et l'on définit le  $pF$  :

$$pF = \log(s) = \log(u_c),$$

$s$  et  $u_c$  étant exprimées en centimètres de colonne d'eau. Néanmoins, la pression capillaire sera utilisée de préférence à la succion dans la mesure où sa définition peut être généralisée à n'importe quel état de contrainte mécanique, contrairement à la succion.

De nombreuses études expérimentales ont été effectuées afin de relier l'état de compacité ou d'humidité d'un sol et la pression capillaire en l'absence de contrainte mécanique (CRONEY, 1960; COLEMAN, 1961; VERBRUGGE, 1974; TESSIER, 1979; DANIEL, 1983). Les essais ont mis en évidence, de façon un peu dispersée, les paramètres prépondérants de comportement volumique du sol. Par ailleurs, certains chercheurs (JENNINGS, 1966; BLIGHT, 1966), en comparant les résultats d'essais de consolidation mécanique et de drainage sur échantillons saturés, ont

montré l'équivalence entre l'action d'une contrainte mécanique et celle de la pression capillaire. Une tentative de synthèse de ces recherches a été faite par BISHOP (1963) qui a proposé une expression des contraintes effectives pour les matériaux partiellement saturés :

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi u_c$$

Le problème essentiel posé par cette relation réside dans la détermination expérimentale du paramètre  $\chi$ . Les études de BLIGHT (1967), BARDEN (1969) ont montré que le paramètre  $\chi$  dépendait du chemin suivi et ne permettait pas de rendre compte de façon satisfaisante du comportement du matériau, notamment du point de vue des variations de volume et lors du relâchement de la pression capillaire jusqu'à zéro. Ces résultats ont conduit MATYAS (1968), BARDEN (1969), FREDLUND (1976, 1977), à remplacer le concept de contraintes effectives par celui de variables indépendantes,  $\sigma - u_a$  et  $u_c$ , qui déterminent la résistance au cisaillement et les variations de volume du sol. Dans ces conditions le critère de rupture de MOHR-COULOMB s'écrit :

$$(\tau = c' + (\sigma - u_a) \operatorname{tg} \varnothing' + (u_c) \operatorname{tg} \varnothing_b,$$

$\varnothing'$  et  $\varnothing_b$  étant deux constantes, ce qui représente l'équation d'un plan dans les axes  $\tau$ ,  $\sigma - u_a$  et  $u_c$  (GULHATI, 1981; HO, 1982). En fait, différents résultats expérimentaux (VERBRUGGE, 1978; LLORET, 1985) ont montré que la surface de rupture n'était pas un plan en dehors du domaine saturé et que le paramètre  $\varnothing_b$  pouvait, comme  $\chi$ , dépendre du chemin suivi. Malheureusement, le relativement petit nombre d'expériences disponibles ne permet pas de conclure de façon définitive sur la validité de ces deux théories (ZERHOUNI, 1985).

L'étude présentée dans cet article constitue une première approche dans la recherche de la modélisation du comportement mécanique des sols argileux soumis à des états de contraintes capillaires. Celle-ci est abordée ici exclusivement sous l'aspect des variations de volume. Après avoir examiné le comportement volumique de trois matériaux (kaolinite, limon, marne) lors d'un cycle de drainage-humidification dans le domaine saturé, et notamment la comparaison avec les résultats des essais de compression-décompression oedométriques et isotropes, on étudiera l'influence de l'état initial et du remaniement sur les caractéristiques saturées et non saturées des échantillons.

## 2. MÉTHODE EXPÉRIMENTALE ET MATÉRIAUX ÉTUDIÉS

### 2.1. Appareillages et mesures effectuées

Comme il a été indiqué précédemment, la pression capillaire est la différence des pressions des phases air et eau :

$$u_c = u_a - u_w$$

\* Par convention, les pressions et les contraintes seront toujours prises par référence à la pression atmosphérique.



Par conséquent, celle-ci peut être obtenue indifféremment en diminuant la pression de l'eau,  $u_w$ , ou en augmentant la pression de l'air,  $u_a$ . La première technique est employée dans les plaques tensiométriques dans lesquelles l'eau est mise en tension par rapport à l'air, à la pression atmosphérique. Elle est limitée en pratique à quelques dizaines de kPa (désaération de l'eau, etc.). La seconde méthode est celle des cellules à pression : l'eau étant à la pression atmosphérique, on augmente la pression de l'air jusqu'à la valeur de  $u_c$  choisie, limitée d'une part par la résistance mécanique de l'enceinte, d'autre part par la pression d'entrée d'air de la membrane semi-perméable. Cette membrane, commune aux deux méthodes précédentes, permet de fixer de façon indépendante les pressions des phases air et eau. La taille des pores et la nature du matériau du filtre réalisent cette séparation. En pratique, les plaques tensiométriques munies de membranes en verre fritté ont été utilisées jusqu'à une pression de 20 kPa. Les cellules à pression, équipées de diverses membranes cellulosesiques (OXOID NUFLOW, VISKING), ont permis d'atteindre 1 500 kPa. Dans tous les appareils, l'obtention d'un bon contact entre les membranes et les échantillons — notamment préconsolidés — a été assurée par une mince couche de pâte de kaolin (TES-SIER, 1977). Pour les appareils à pression, l'évacuation de l'air dissout dans l'eau, diffusant à travers la membrane semi-perméable, a été réalisée par des systèmes de pompage et de purge.

Pour les valeurs de pression capillaire plus élevées (2 à 1 000 MPa), un dispositif tout à fait différent est utilisé, qui fait appel à des solutions salines saturées. En effet, la pression de vapeur au voisinage d'un ménisque est directement reliée à la courbure de l'interface (Loi de KELVIN) :

$$kT \ln P'/P = 2 A \cdot M/R \rho$$

(PADDAY, 1969) dans laquelle M représente la masse moléculaire du liquide,  $\rho$  sa densité, A sa tension

superficielle, k la constante de BOLTZMANN, T la température, et  $P'$  et  $P$  les pressions de vapeur du liquide respectivement au-dessus d'une surface plane et au-dessus d'une surface sphérique de rayon R. Il en résulte donc qu'un équilibre s'établit entre la pression capillaire et la pression de vapeur du liquide  $P_v$ , ou le degré d'humidité relative  $P_v/P_{vs}$  (Loi de LAPLACE). Le contrôle de l'humidité relative de l'air est assuré par la compétition entre la tendance de l'eau à saturer l'atmosphère de l'enceinte fermée (dessiccateur) dans laquelle est placée la solution saline et celle des sels à s'hydrater. L'échantillon placé dans l'atmosphère du dessiccateur parvient, en général après plusieurs semaines, à un équilibre de pression capillaire, qui dépend de la nature de la solution saline saturée (Tableau I).

| Solution saturée                          | Pression capillaire |
|-------------------------------------------|---------------------|
| CuSO <sub>4</sub> , 5H <sub>2</sub> O     | 1,6 MPa             |
| ZnSO <sub>4</sub> , 7H <sub>2</sub> O     | 12,6 MPa            |
| KCl                                       | 22,4 MPa            |
| NaCl                                      | 33,1 MPa            |
| NaNO <sub>2</sub>                         | 60,3 MPa            |
| CaCl <sub>2</sub> , 6H <sub>2</sub> O     | 158,5 MPa           |
| H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> (d = 1,81) | 398,1 MPa           |

**Tableau I. — Pressions capillaires mesurées correspondant aux solutions salines saturées utilisées (à température ambiante).**

*Table I. — Capillary pressures for the saturated solutions of salts used.*

Une fois cet équilibre atteint pour une valeur de pression capillaire donnée, on mesure la teneur en eau de l'échantillon, et son volume total par immersion dans du Kerdane, après une imbibition préalable d'une

|                                                | Limon | Marne                                                                            | Kaolinite       |
|------------------------------------------------|-------|----------------------------------------------------------------------------------|-----------------|
| Minéralogie                                    |       | Dolomite +<br>Calcite 48-64 %<br>Anhydrite +<br>Gypse 13-22 %<br>Argiles 16-21 % | Kaolinite 100 % |
| Granulométrie                                  |       |                                                                                  |                 |
| inf. 80 $\mu$                                  | 98 %  | 90-95 %                                                                          | 100 %           |
| inf. 2 $\mu$                                   | 13 %  | 5-10 %                                                                           | 75 %            |
| D <sub>60</sub> /D <sub>10</sub>               | 27    | 4                                                                                | 11              |
| Lim. d'ATTERBERG                               |       |                                                                                  |                 |
| w <sub>L</sub>                                 | 27 %  | 34-38 %                                                                          | 61 %            |
| w <sub>p</sub>                                 | 20 %  | 21-24 %                                                                          | 30 %            |
| IP                                             | 7 %   | 13 %                                                                             | 31 %            |
| Dens. des grains<br>$\gamma_s/\gamma_w$        | 2,70  | 2,75                                                                             | 2,65            |
| Références VERBRUGGE (1974); SOEPANDJI (1986). |       |                                                                                  |                 |

**Tableau II. — Caractéristiques des matériaux étudiés.**

*Table II. — Characteristics of the soils studied.*



heure. La différence entre le poids de l'échantillon imbibé de Kerdane et son poids immergé permet d'obtenir le volume total, d'où l'on déduit l'indice des vides et le degré de saturation.

## 2.2. Caractéristiques des échantillons

Trois matériaux ont été utilisés (Tableau II) :

- une kaolinite artificielle pratiquement pure ;
- un limon naturel moyennement plastique ;
- une marne fortement cimentée à l'état naturel, utilisée ici sous forme remaniée et non remaniée.

## 2.3. Préparation des échantillons remaniés

Les échantillons remaniés sont préparés à partir d'une pâte saturée, obtenue par mélange de poudre et d'eau à une teneur en eau égale à 1,2 ou 1,5 fois la limite de liquidité. Dans le cas de la kaolinite, ceux-ci ont été ensuite consolidés par drainage partiel (dans une cellule à pression jusqu'à  $u_c = 1,5$  MPa) ou totale (dans une étuve :  $u_c = 1000$  MPa, par convention), afin d'étudier le rôle de l'état initial de l'argile. Les chemins suivis pour la préparation des différentes séries d'essais (K1 à K6) sont représentés sur la figure 6.

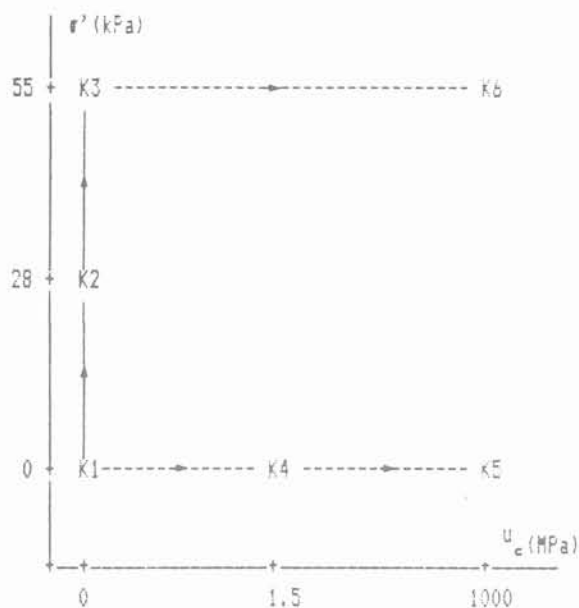


Fig. 6. — Représentation schématique des états de contrainte (mécanique et capillaire) initiaux des échantillons de kaolinite.

Fig. 6. — Initial (mechanical and capillary) stress state of the kaolinite samples.

## 3. RÉSULTATS ET DISCUSSION

### 3.1. Comparaison des essais de drainage-humidification et de compression œdométrique et isotrope

Les figures 1 et 2 présentent sur le même graphique, d'une part les courbes de drainage-humidification tra-

cées en fonction du logarithme de la pression capillaire  $u_c$ , d'autre part les courbes de compression-décompression œdométriques et isotropes sur échantillons saturés de kaolinite et de marne, en fonction du logarithme de la pression moyenne  $p$  :

$$p = (\sigma'_1 + 2 \sigma'_3) / 3$$

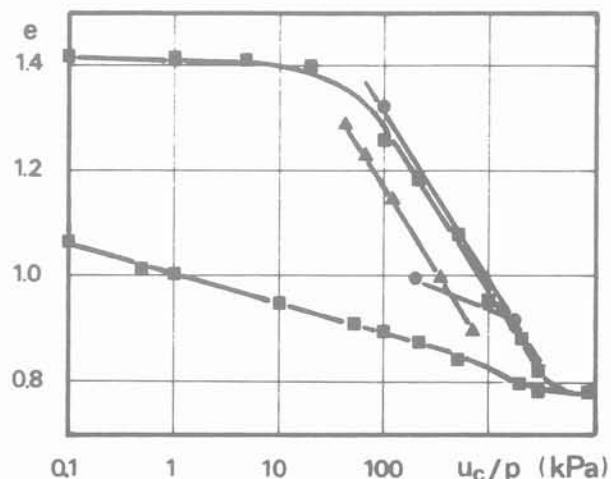


Fig. 1. — Comparaison des chemins de drainage-humidification (■) et de compression-décompression œdométrique (▲) et isotrope (●) pour la kaolinite quasi saturée.  
Fig. 1. — Comparison between drying-wetting (■) and oedometric (▲) or isotropic (●) compression-decompression paths for quasi-saturated kaolinite.

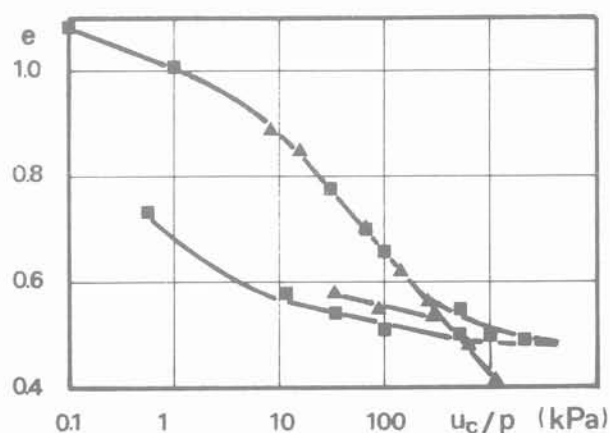


Fig. 2. — Comparaison des chemins de drainage-humidification (■) et de compression-décompression œdométrique (▲) pour la marne quasi saturée.  
Fig. 2. — Comparison between drying-wetting (■) and oedometric compression-decompression (▲) paths for quasi-saturated marl.

Dans le cas des essais œdométriques, la contrainte  $\sigma'_3 = K_o \cdot \sigma'_1$  a été calculée à partir de la valeur de  $K_o$  mesurée pour la marne ( $K_o = 0,3$  pour le sol normalement consolidé : SOEPANDJI, 1986) et de la valeur déduite de la formule de JAKY ( $K_o = 0,5$ ) pour la kaolinite. Pour les deux matériaux, l'état de départ de tous les essais était le même.

On constate que, dans le domaine saturé, les courbes de drainage-humidification ont la même allure que les courbes œdométriques et isotropes : au-delà d'une pression de « préconsolidation », ou *limite élastique*, ces courbes présentent une partie sensiblement linéaire, qui correspond à un comportement non réversible du matériau, sur laquelle on peut définir un indice de drainage. Dans le domaine élastique, on définira de même un indice d'humidification. Pour les deux matériaux, les droites sont parallèles et les indices correspondants sont égaux. Notons que, pour une valeur donnée de la contrainte, la courbe œdométrique se trouve à un indice des vides inférieur ou égal à celui de la courbe de drainage, tandis que celui-ci est légèrement plus élevé pour la compression isotrope. En conclusion, dans le domaine où les échantillons restent saturés, des incréments identiques de pression capillaire ou de contrainte mécanique produisent la même variation d'indice des vides. Par conséquent, si l'on reprend la notion de contrainte effective proposée par BISHOP, cela revient à admettre l'équivalence des effets de  $(\sigma - u_a)$  et  $u_c$  sur les variations de volume, c'est-à-dire à écrire :  $\alpha = 1$  pour un sol quasi saturé ( $S_r \approx 100\%$ ).

### 3.2. Présentation des résultats des cycles complets de drainage-humidification

Dans le cas général, l'application d'une pression capillaire à un échantillon de sol se traduira simultanément par une variation de son indice des vides et de son degré de saturation (ou encore de sa teneur en eau). C'est pourquoi il est nécessaire de disposer d'une représentation globale de l'état du matériau incluant tous ces paramètres, comme celle de la figure 3 qui présente les résultats d'un cycle de drainage-humidification sur la kaolinite. Cette figure comprend quatre graphiques qui se correspondent : le quadrant supérieur gauche (Indice des vides - Teneur en eau) montre les résultats d'une mesure de retrait par drainage. Sur ce graphique, la saturation de l'échantillon se traduit par une relation linéaire entre  $e$  et  $w$  :

$$e = (\gamma_s / \gamma_w) \cdot w$$

( $\gamma_s / \gamma_w$  : densité des grains solides)

représentée par une droite passant par l'origine du repère ( $e - w$ ). La limite de retrait ( $w_s$ ) peut être définie, à partir de cette courbe, à l'intersection de la droite de saturation et de la droite d'indice des vides constant (correspondant à une teneur en eau nulle). A titre de comparaison, les valeurs des limites de plasticité ( $w_p$ ) et de liquidité ( $w_L$ ) ont été reportées sur l'axe des teneurs en eau. Le quadrant supérieur droit (Indice des vides — pression capillaire ou pF) est le plan œdométrique habituel dans lequel la contrainte verticale est remplacée par la pression capillaire, également en échelle logarithmique. Les deux autres quadrants font apparaître

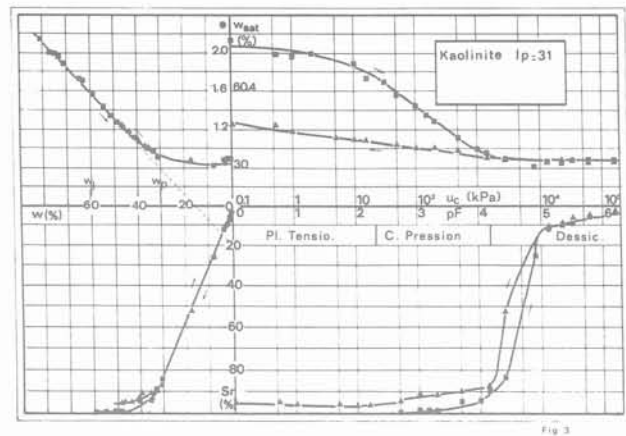


Fig. 3. — Représentation globale d'un cycle de drainage (■)-humidification (▲) sur la kaolinite ( $w_i = 1,5 w_L$ ).

Fig. 3. — Global representation of a drying (■)-wetting (▲) cycle on kaolinite ( $w_i = 1.5 w_L$ ).

tre comme paramètre le degré de saturation  $S_r$ , en relation avec la teneur en eau et la pression capillaire. La courbe degré de saturation — teneur en eau présente deux parties sensiblement linéaires correspondant d'une part à un degré de saturation proche de 100 %, d'autre part à une faible variation d'indice des vides du matériau. L'intersection entre les deux droites caractérise la teneur en eau pour laquelle il se produit une brusque diminution du degré de saturation, c'est-à-dire le point d'entrée d'air. Cette construction permet donc une détermination fiable et reproductible de ce point, par ailleurs très mal défini sur la courbe teneur en eau — indice des vides. A cette valeur de teneur en eau correspond une valeur de pression capillaire que l'on définira arbitrairement comme la « pression capillaire de désaturation » en drainage et de « saturation » en humidification.

La représentation constituée par les graphiques ( $e - w$ ) et ( $S_r - w$ ) est à rapprocher des abaques proposées par TERRACINA (ANDREI, 1977) et FREDLUND (1976) qui permettent de définir l'état du sol à partir d'une figure unique paramétrée par les différentes variables. Il apparaît néanmoins qu'une représentation dédoublée est plus claire et plus facile à utiliser qu'une représentation groupée.

### 3.3. Influence de la nature des matériaux

Les graphiques correspondant aux trois matériaux étudiés sont présentés sur les figures 3, 4 et 5. L'état initial des matériaux remaniés est une pâte saturée de teneur en eau égale à 1,2 ou 1,5 fois la limite de liquidité. A partir de cet état, les échantillons ont subi un drainage puis (sauf pour le limon) une humidification. Il faut d'abord noter la continuité des courbes de drainage et d'humidification, en dépit des différentes techniques expérimentales utilisées (§ 2.1.), ce qui conforte l'hypothèse relative au rôle de la pression capillaire dans les changements de volume du sol. On remarquera par ailleurs l'absence d'hystérésis des courbes de

retrait  $e(w)$  et des courbes  $S_r(w)$ , alors que cette hystérésis est importante pour les courbes tracées en fonction de la pression capillaire. Cela signifie que, pour un état initial donné, la relation entre l'indice des vides (ou la densité sèche) et la teneur en eau est biunivoque et ne dépend pas du chemin de drainage-humidification suivi. Ce n'est qu'au niveau des pressions capillaires permettant d'accéder à un état donné que le chemin suivi joue un rôle. La seconde constatation est l'étendue du domaine de pression capillaire pour lequel le matériau reste quasi saturé. En effet, en drainage, il faut atteindre des pressions respectivement de 26 kPa pour le limon, 500 kPa pour la marne remaniée et 900 kPa pour la kaolinite (points d'entrée d'air), pour noter un début de désaturation du sol. Dans les trois cas, les courbes se présentent de façon très semblable, mais avec des domaines de variation d'indices des vides et de teneurs en eau évidemment très différents : pour le limon,  $e$  varie de 0,8 à 0,6 lorsque la pression capillaire passe de 0,1 kPa à 1000 MPa ; pour la marne, la variation est de 1,1 à 0,4 et pour la kaolinite, de 2,1 à 0,9.

Ces résultats peuvent être éclairés en considérant un modèle de sol composé de tubes capillaires rigides identiques, parallèles, placés verticalement. Si l'échantillon de sol est suffisamment haut par rapport à la remontée capillaire de l'eau résultant des interactions entre les différentes phases, solide, eau adsorbée et eau libre, air (caractérisées par la tension interfaciale entre fluides A et l'angle de contact statique  $\theta$ ) et du rayon des capillaires  $r$ , le niveau de l'eau s'établira à une hauteur donnée par la loi de JURIN :

$$H_{\max} = 2A \cos \theta / \gamma_w r$$

( $\gamma_w$  : poids volumique de l'eau)

En revanche, si cette hauteur  $H_{\max}$  est supérieure à la hauteur  $H$  de l'échantillon, celui-ci sera saturé et l'équilibre sera obtenu par un ajustement de l'angle de contact, qui prendra une valeur  $\alpha$  telle que :

$$u_c = \gamma_w H = 2A \cos \alpha / r$$

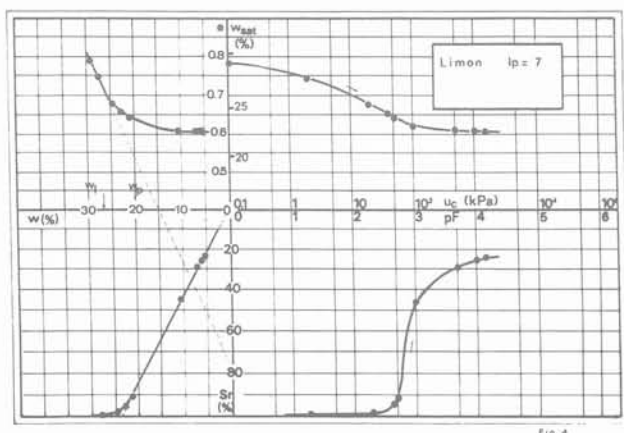


Fig. 4. — Représentation globale du chemin de drainage (●) pour le limon de STERREBEEK ( $w_i = 1,2 w_L$ ).

Fig. 4. — Global representation of a drying (●) path on STERREBEEK loam ( $w_i = 1.2 w_L$ ).

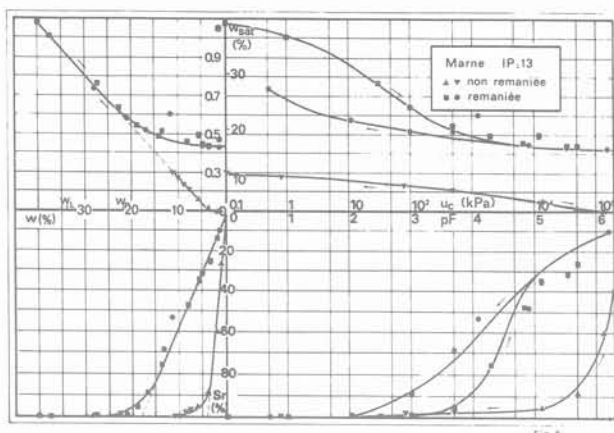


Fig. 5. — Représentation globale d'un cycle de drainage (■)-humidification (●) sur la marne remaniée ( $w_i = 1,2 w_L$ ) et des chemins partiels de drainage (▲) et d'humidification (▼) sur la marne non remaniée ( $w_i = 6,2 \%$ ).

Fig. 5. — Global representation of a drying (■)-wetting (●) cycle on remolded marl ( $w_i = 1.2 w_L$ ) and of a partial drying (▲)-wetting (▼) path on unremolded marl ( $w_i = 6.2 \%$ ).

Par conséquent, une augmentation de la pression capillaire ne se traduira pas immédiatement par une désaturation de l'échantillon, mais d'abord par une variation de l'angle de contact, de  $\alpha$  à  $\theta$ , avant que l'eau ne se mette en mouvement. En fait, cet angle d'équilibre statique  $\theta$  est compris entre deux valeurs  $\theta_{\min}$  et  $\theta_{\max}$  correspondant à un déplacement relatif des phases l'une par rapport à l'autre. En drainage, la mise en mouvement de l'eau aura lieu lorsque la pression capillaire sera supérieure à la valeur :

$$(u_c)_{\max} = 2A \cos \theta_{\min} / r$$

En humidification, le déplacement de l'eau sera caractérisé par :

$$(u_c)_{\min} = 2A \cos \theta_{\max} / r$$

On retrouve donc bien, à partir de ce modèle élémentaire, d'une part l'existence d'un domaine de pressions capillaires dans lequel l'échantillon reste saturé, domaine qui dépend notamment des interactions solide-liquide et de la taille des pores, d'autre part l'écart entre les pressions capillaires de désaturation et de saturation (Hystérésis).

### 3.4. Influence du remaniement sur le comportement de la marne

Des essais de drainage et d'humidification ont également été effectués sur les échantillons de marne non remaniée, à partir de la teneur en eau naturelle (6,2 %). Les résultats de ces essais ont été représentés sur la figure 5, en même temps que les résultats des essais sur échantillons remaniés à  $w_i = 40 \%$ .

Dans tout le domaine de pressions capillaires étudié, l'indice des vides des échantillons non remaniés reste

inférieur à l'indice des vides final des échantillons remaniés obtenu pour  $u_c = 1000$  MPa. D'autre part, la variation totale d'indice des vides des échantillons non remaniés ( $\delta e = 0,22$ ) est très faible devant celle des échantillons remaniés ( $\delta e = 0,56$ ). Cette différence de comportement peut être attribuée à la forte cimentation de la marne in situ et à son état initial très compact (SOEPANDJI, 1986).

La comparaison entre les courbes de retrait ( $e - w$ ) des matériaux remanié et non remanié montre très clairement que la limite de retrait dépend du remaniement : la valeur est de 17 % pour la marne remaniée tandis qu'elle n'est que de 4 % pour le sol naturel. On retrouve sur ce graphique l'alignement des points expérimentaux sur la même droite de saturation, caractérisée par la densité des grains solides. On constate enfin que les échantillons non remaniés restent quasi saturés jusqu'à des valeurs de pression capillaire très élevées, de l'ordre de 30 MPa — selon la procédure de détermination indiquée précédemment — au lieu de 400 kPa pour la marne remaniée. Ceci peut s'expliquer par le fait que la cimentation et la surconsolidation ont réduit la taille des pores de façon considérable, entraînant une augmentation de la pression capillaire de désaturation (cf. § 3.3.).

### 3.5. Influence de l'état initial et du chemin suivi

Comme il a été indiqué plus haut, les échantillons de kaolinite, préparés à partir d'une pâte à teneur en eau initiale égale à 1,5 fois la limite de liquidité, ont été soumis à des préconsolidations initiales différentes, par des contraintes mécaniques ou capillaires, ou par une combinaison de celles-ci (figure 6).

Les résultats obtenus lors du drainage sont représentés sur la figure 7 : la courbe supérieure, dans le repère ( $e - u_c$ ) correspond aux échantillons n'ayant subi aucune préconsolidation (série K1 : pâte); la courbe intermédiaire correspond aux échantillons soumis à une préconsolidation œdométrique à  $\sigma' = 28$  kPa (série K2), tandis que la courbe inférieure est relative à une contrainte œdométrique  $\sigma' = 55$  kPa (série K3). On note tout d'abord que l'indice des vides correspondant à une pression capillaire donnée est d'autant plus faible que la contrainte de préconsolidation est plus élevée. Ceci se traduit sur les courbes de retrait, par une limite de retrait plus faible pour les échantillons les plus fortement préconsolidés, en relation avec des indices des vides finaux (pour  $u_c = 1000$  MPa) plus faibles. La limite de retrait varie de 33 % pour la pâte à 28 % pour les échantillons consolidés sous 55 kPa. Par conséquent, comme cela a été indiqué dans le cas des échantillons non remaniés, la limite de retrait dépend de l'état initial et n'est pas une caractéristique intrinsèque du matériau. Parallèlement, on observe une augmentation de la pression capillaire de désaturation avec la préconsolidation initiale des échantillons. Celle-ci peut résulter de la réduction de la taille des pores lors de la consolidation.

Par ailleurs, l'indice de drainage, pente de la partie linéaire de la courbe de drainage ( $e - u_c$ ) est identi-

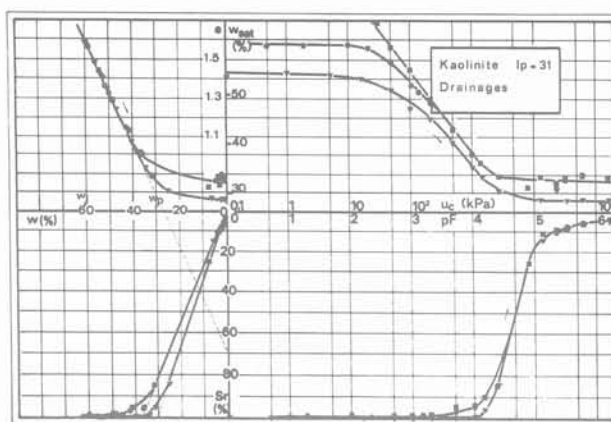


Fig. 7. — Influence de la préconsolidation initiale des échantillons de kaolinite sur les chemins de drainage (■ : Pâte; ● : Consolid. 28 kPa; ▼ : Consolid. 55 kPa).

Fig. 7. — Influence of the initial preconsolidation stress of kaolinite samples on the drying paths (■ : slurry; ● : Consolid. 28 kPa; ▼ : Consolid. 55 kPa).

que, dans tous les cas, à celui de la courbe de drainage vierge sur la pâte.

Sur le chemin d'humidification, l'état initial des échantillons est obtenu par application d'une contrainte mécanique ou capillaire à la pâte. Pour les échantillons K4 et K5, les pressions capillaires imposées sont respectivement de 1500 kPa et 1000 MPa. Les échantillons K6 ont été soumis successivement à une contrainte œdométrique de 55 kPa et à une dessiccation totale jusqu'à  $u_c = 1000$  MPa. Dans tous les cas, l'humidification est poursuivie jusqu'à  $u_c = 0,1$  kPa. Les résultats sont indiqués sur la figure 8.

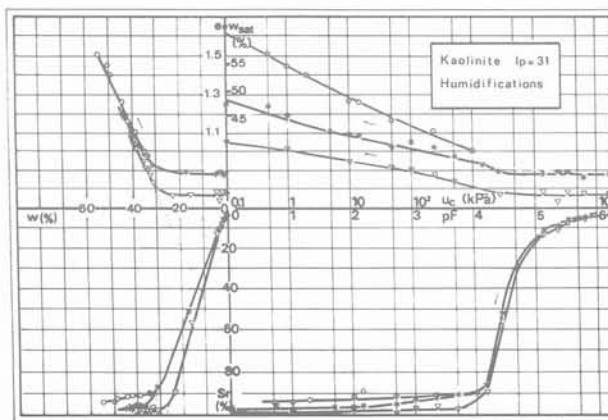


Fig. 8. — Influence de la préconsolidation et du drainage initiaux des échantillons de kaolinite sur les chemins d'humidification (○ : ( $u_{c,i} = 1500$  kPa; \* : ( $u_{c,i} = 1000$  MPa; ▼ : Consolid. 55 kPa/( $u_{c,i} = 1000$  MPa).

Fig. 8. — Influence of the initial (mechanical and capillary) preconsolidation stress of kaolinite samples on the wetting paths (○ : ( $u_{c,i} = 1500$  kPa; \* : ( $u_{c,i} = 1000$  MPa; ▼ : Consolid. 55 kPa and ( $u_{c,i} = 1000$  MPa).



Il apparaît tout d'abord que, dans le domaine partiellement saturé, l'indice des vides ne varie pratiquement pas et que l'humidification ne provoque pas de gonflement. En revanche, pour les teneurs en eau supérieures à la limite de retrait, il se produit une variation d'indice des vides sensiblement linéaire avec le logarithme de la pression capillaire. La pente de cette droite, ou indice d'humidification, apparaît d'autant plus importante que la préconsolidation du sol est plus faible. Enfin, l'indice des vides final, obtenu pour  $u_c = 0,1$  kPa, est nettement inférieur à l'indice des vides initial des échantillons des séries K1 et K3 ce qui confirme le fait que le premier cycle d'hystérésis n'est pas fermé.

#### 4. CONCLUSION

Les essais qui ont été présentés dans cet article avaient d'abord pour but de montrer l'intérêt d'une représentation globale de l'état du matériau au cours d'un cycle de drainage-humidification. Cette représentation permet notamment de suivre l'évolution de la saturation du sol, de relier les caractéristiques de retrait aux caractéristiques de drainage et d'humidification, de mettre en évidence les erreurs éventuelles de mesure, etc. Par ailleurs, le rôle de l'état initial du matériau a été précisé, que cet état résulte d'un drainage ou d'une compression mécanique préalables, ou encore du remaniement. Il a été montré, en particulier, que les courbes de drainage et d'humidification sont extrêmement sensibles au chemin suivi lors de la préparation de l'échantillon, de même que la limite de retrait.

Enfin, la comparaison entre les essais de drainage-humidification et les essais mécaniques de compression-décompression œdométriques et isotropes a montré qu'il existe, dans les conditions d'essai considérées, une équivalence entre la contrainte mécanique appliquée et la pression capillaire tant que le sol reste saturé. Ainsi, pour un sol saturé, les variations de volume ne dépendent que des variations de la contrainte effective :

$$\sigma' = \sigma - u_w,$$

que celles-ci proviennent des variations de  $\sigma$  ou de  $u_w$ .

#### Remerciements

Les auteurs remercient M. D. TESSIER, de l'I.N.R.A. (Versailles), pour l'aide qu'il a apportée à la mise au point des dispositifs de mesure de pression capillaire, ainsi que M. le Professeur J.C. VERBRUGGE (Faculté des Sc. Agronom. de Gembloux) qui a fourni le limon de Sterrebeek.

#### RÉFÉRENCES

- ANDREI S. (1977), *Propriétés hydrauliques et mécaniques des sols non saturés*. Revue Française de Géotechnique, n° 2, pp. 51-78.
- BARDEN L., MADEDOR A.O., SIDES G.R. (1969), *Volume change characteristics of unsaturated clays*. Journal of the Soil Mechanics and Found. Div., Proceedings of the A.S.C.E., vol. 95, n° S.M.1., janvier 1969, pp. 33-51.
- BISHOP A.W. et BLIGHT G.E. (1963), *Some aspects of effective stress in saturated and unsaturated soils*. Géotechnique, vol. 13, pp. 177-197.
- BLIGHT G.E. (1966), *Strength characteristics of dessicated clays*. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings of the A.S.C.E., vol. 92, n° S.M.6, décembre 1966, pp. 19-37.
- BLIGHT G.E. (1967), *Effective stress evaluation for unsaturated soils*. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings of the A.S.C.E., vol. 93, n° S.M.2, mars 1967, pp. 125-148.
- COLEMAN J.D. et MARSH A.D. (1961), *An investigation of the pressure-membrane method for measuring the suction properties of soil*. Soil Science, vol. 12, pp. 343-362.
- CRONEY D. et COLEMAN J.D. (1960), *Pore pressure and suction in soil*. Conference on Pore Pressure and Suction in soil (British National Soc. of Soil Mechanics), Butterworth, London, pp. 31-37.
- DANIEL D.E. (1983), *Permeability test for unsaturated soil*. Geotechnical Testing Journal, vol. 6, n° 2, juin 1983, pp. 81-86.
- FREDLUND D.G. et MORGENSTERN N.R. (1976), *Constitutive relations for volume changes in unsaturated soils*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 13, n° 3, août 1976, pp. 261-275.
- FREDLUND D.G. et MORGENSTERN N.R. (1977), *Stress state variables for unsaturated soils*. Journal of the Geotechnical Division, Proceedings of the A.S.C.E., vol. 103, G.T. 5, pp. 447-465.
- GULHATI S.K. et SATIJA B.S. (1981), *Shear strength of partially saturated soils*. Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, pp. 609-612.
- HO, D.Y.F. et FREDLUND D.G. (1982), *Increase in strength due to suction for two Hong Kong soils*. Proceedings of the Conference on Engineering and Construction in Tropical and Residual Soils, A.S.C.E., Honolulu, janvier 1982, pp. 263-295.
- JENNINGS J.E.B. (1961), *A revised effective stress law for use in the prediction of the behaviour of unsaturated soils*. Conference on Pore Pressure and Suction in Soils (British National Society of Soil Mechanics) Butterworth, London, pp. 26-30.
- KASSIF G. et BENSHALOM A. (1971), *Experimental relationship between swell pressure and suction*. Géotechnique, vol. 21, n° 3, pp. 245-255.
- LLORET A. et ALONSO E.E. (1985), *State surfaces for partially saturated soils*. Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco.
- MATYAS S.E. et RADHAKRISHNA H.S. (1968), *Volume change characteristics of partially saturated soils*. Géotechnique, vol. 18, n° 4, pp. 432-448.



PADDAY J.F. (1969), *Theory of surface tension in Surface and Colloid Science*, édité par E. MATIJEVIC, Wiley Interscience, New York.

SOEPANDJI B. (1986), *Contribution à l'étude des propriétés mécaniques des marnes et argiles soumises à de fortes pressions*. Thèse présentée à l'École Centrale de Paris, soutenue le 27 juin 1986, pour obtenir le grade de Docteur.

TESSIER D. et BERRIER J. (1979), *Utilisation de la microscopie électronique à balayage dans l'étude des sols*, Science du Sol, bulletin de l'A.F.E.S., n° 1, pp. 67-82.

TESSIER D. (1975), *Recherches expérimentales sur l'organisation des particules dans les argiles*. Thèse présentée au Conservatoire national des Arts et Métiers, soutenue le 25 juin 1975, pour obtenir le Diplôme d'ingénieur C.N.A.M.

VERBRUGGE J.C. (1974), *Contribution à la mesure de la succion et de la pression interstitielle dans les sols*

*non saturés*. Thèse présentée à l'Université libre de Bruxelles, soutenue en juin 1974 pour obtenir le grade de Docteur.

VERBRUGGE J.C. (1979), *Étude des sols non saturés au moyen d'un appareil triaxial équipé d'un psychromètre à effet Peltier*. Proceedings of the 7th European Conference on soil Mechanics and Foundation Engin., Brighton-London, vol. 2, pp. 161-164.

WIGNYODARSONO S.L. (1985), *Étude de l'action des surfactants sur les propriétés hydrauliques et mécaniques des argiles*. Thèse présentée à l'École Centrale de Paris, soutenue le 2 juillet 1985 pour obtenir le grade de Docteur-Ingénieur.

ZERHOUNI M.I. (1985), *Les sols non saturés : étude et méthodes d'investigation*. Mémoire de DEA présenté à l'École centrale de Paris, soutenu le 26 juin 1985.

**Bon de commande à adresser à : Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées  
28, rue des Saints-Pères. 75007 PARIS**

| Revue Française de Géotechnique                                                                                                                           | Prix unitaire | Quantité | Montant total |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------|----------|---------------|
| Numéros anciens                                                                                                                                           | 124           |          |               |
| Numéro spécial 14 bis                                                                                                                                     | 160           |          |               |
| Abonnements anciens (y compris 1987)<br>(Prix valables jusqu'au 31.12.87. A compter du 1.1.88 :<br>numéros anciens : 130 F, abonnements anciens : 450 F.) | 435           |          |               |
| Abonnements 1988                                                                                                                                          | 450           |          |               |
| Collection complète (n°s 1 à 37 y compris n° spécial 14 bis)                                                                                              | 2 200         |          |               |

☐ Ci-joint mon règlement par chèque à l'ordre de : Anciens ENPC-Formation Permanente  
(une facture justificative vous sera adressée)

Voici mon adresse : ☐ professionnelle ☐ personnelle

RFG41

Nom .....

Date .....

Société .....

Signature

Adresse .....

Code Postal                      Ville .....

Pays .....

## évaluation des déformations des piliers par émission acoustique dans une carrière souterraine

evaluation of pillars deformation by acoustic emission  
in an underground quarry

M.C. Reymond

Chargée de Recherche, C.N.R.S. \*

### Résumé

L'évolution des déformations et de l'émission acoustique au cours d'une année dans une carrière souterraine chargée en surface par des remblais est décrite. Les déformations des piliers s'accompagne d'émission acoustique qui peut être interprétée comme la formation et la propagation de fissures. Les résultats des mesures de déformations et d'émission acoustique sont en corrélation et indiquent deux mécanismes de rupture.

### Abstract

*This paper describe for one year measurements of the deformation behaviour and Acoustic Emission in an underground quarry loaded by a pressure. The pillar deformation is accompanied by the A.E. as a result of the formation and growth of the cracks. The results of Acoustic Emission and deformation measurements are in agreement and indicate two failure mechanisms.*

\* E.R. Mécanique des surfaces, C.N.R.S.  
L.C.P.C., 58, boulevard Lefebvre, 75732 Paris Cedex 15.

## 1. INTRODUCTION

La complexité des phénomènes qui interviennent en mécanique des roches est telle qu'il est très difficile de prévoir le comportement d'une carrière à partir de la seule connaissance de quelques caractéristiques de la roche.

La surveillance acoustique constitue dans ce domaine un outil très utile : elle est fondée sur le fait qu'un effondrement ne survient pratiquement jamais brutalement. Il est précédé par des ébranlements de différentes natures pouvant être détectés par des accéléromètres. Ces émissions acoustiques sont dues aux légers déplacements de la roche qui se produisent sous l'effet d'un changement d'équilibre des contraintes.

Des scientifiques ont réalisé des approches intéressantes de ces phénomènes à l'aide de la technique acoustique : HARDY (1975), ANTASYFEROV (1974), JAROSZEWSKA (1982), REYMOND (1984), LASOCKI (1982).

L'objectif de cette étude est, d'une part de mettre en évidence ces ébranlements par l'émission acoustique et, d'autre part de tenter de relier ceux-ci à l'évolution des déformations du massif.

## 2. PRÉSENTATION DE LA CARRIÈRE

Le Laboratoire des Ponts-et-Chaussées, associé à l'Institut de Physique du Globe et au C.N.R.S., a été amené à suivre le comportement d'une carrière souterraine abandonnée de calcaire grossier soumise à une surcharge de remblais en surface à partir du mois de novembre 1984<sup>(1)</sup>. Il s'agit d'une ancienne exploitation selon la méthode des chambres et piliers.

Une reconnaissance préliminaire a donc été entreprise avant le remblayage afin de mieux connaître les caractéristiques géotechniques de la zone composée de chambres et de piliers de section variable (2,50 m × 2,50 m ou 7,50 m × 5 m).

Dans un premier temps, une campagne géologique a permis de déceler la présence d'un réseau de fractures orientées ouest-est, de nombreuses chutes de toit et des zones de bourrages de secteur de toit particulièrement humides (figure 1).

Dans un second temps une campagne de sondage a été réalisée dans le but de connaître les caractéristiques mécaniques à partir d'échantillons prélevés dans le toit et dans les piliers. Ces paramètres analysés par la section de géologie des matériaux du L.C.P.C. à Paris, à partir d'éprouvettes saturées en eau et testées en compression attestent une hétérogénéité importante de la roche (Tableau I).

(1) Laboratoire des Ponts-et-Chaussées (Laboratoire Régional de Lyon), Laboratoire des Ponts-et-Chaussées (Laboratoire Régional de l'Ouest Parisien-Trappes). Un article détaillé sera publié prochainement sur cette expérience dans la R.F.G.

|                                                                                                                |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Résistance à la compression simple sur des éprouvettes saturées d'eau<br>$R_c = 4,5 \text{ à } 15 \text{ MPa}$ |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|

|                                                    |
|----------------------------------------------------|
| Module $E = 4\,600 \text{ à } 12\,000 \text{ MPa}$ |
|----------------------------------------------------|

|                                        |
|----------------------------------------|
| Porosité $n = 28,7 \text{ à } 42,2 \%$ |
|----------------------------------------|

|                                                                                   |
|-----------------------------------------------------------------------------------|
| Célérité des ondes longitudinales<br>$C_l = 2\,000 \text{ à } 3\,100 \text{ m/s}$ |
|-----------------------------------------------------------------------------------|

|                                                                                                                                                                        |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Degré de saturation en eau :<br>toit : $S_r = 85 \text{ à } 100 \%$<br>piliers : $S_r = 60 \text{ à } 70 \%$<br>blocs détachés du massif : $S_r = 50 \text{ à } 55 \%$ |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|

**Tableau I. — Résumé des informations à partir d'essais en compression sur des éprouvettes calcaires : résistance à la compression simple, module d'élasticité, porosité, célérité des ondes.**

*Tableau I. — Summary of informations deduced from limestone specimens in compression tests : failure load, young modulus, porosity, compression wave velocity.*

Dans un troisième temps différentes mesures ont été mises en place afin de suivre les effets du chargement sur quelques piliers : mesures des contraintes, des déformations, de la vitesse du son, mesures électriques et sismo-électriques ; seuls seront pris en considération dans cet article les résultats sismo-acoustiques en relation avec les extensomètres et les variations de contraintes.

Les valeurs des contraintes mesurées avant le chargement à l'aide d'un vérin plat sur 11 piliers révèlent une répartition non uniforme des contraintes : par exemple des valeurs très différentes ont été relevées sur le pilier 108, face 113 (2,5 MPa) et sur le pilier 108, face 107 (4,37 MPa) (Tableau II).

## 3. DESCRIPTION SOMMAIRE DES TECHNIQUES UTILISÉES

### 3.1. Extensométrie

Des extensomètres ont été implantés au quart et au milieu des piliers 36, 108 et 37 afin de permettre de suivre les déformations de plus grande amplitude pendant la période du 18 janvier 1985 au 29 décembre 1985. Le relevé des mesures était effectué trois fois par semaine par M. THORIN du Laboratoire Régional de l'Ouest Parisien.

### 3.2. Chaîne acoustique

La chaîne acoustique enregistrait les événements de façon continue ; elle se composait (figure 2a) :

— d'un accéléromètre de sensibilité 60 mV/g (réponse plate 2 Hz à 16 kHz), vissé sur une tige en

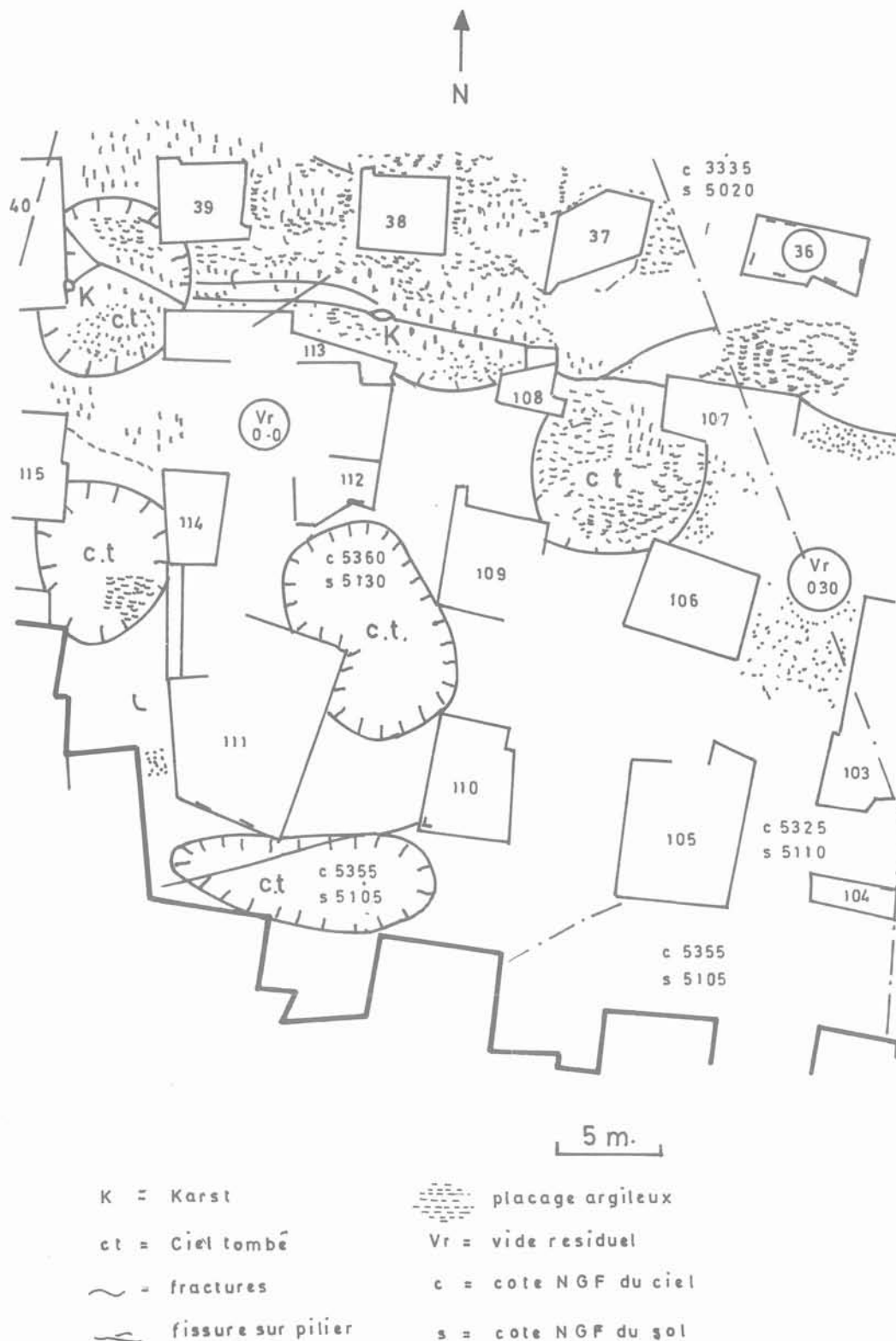


Fig. 1. — Schéma de la carrière souterraine de calcaire ou vue en plan du projet concernant le site expérimental devant être fissuré, montrant la position des piliers et la localisation du capteur (pilier 36).  
 Fig. 1. — Underground limestone quarry contours or a plan view of the experimental rockbreaking project site showing the position of the pillars and the location of detector (pillar 36).



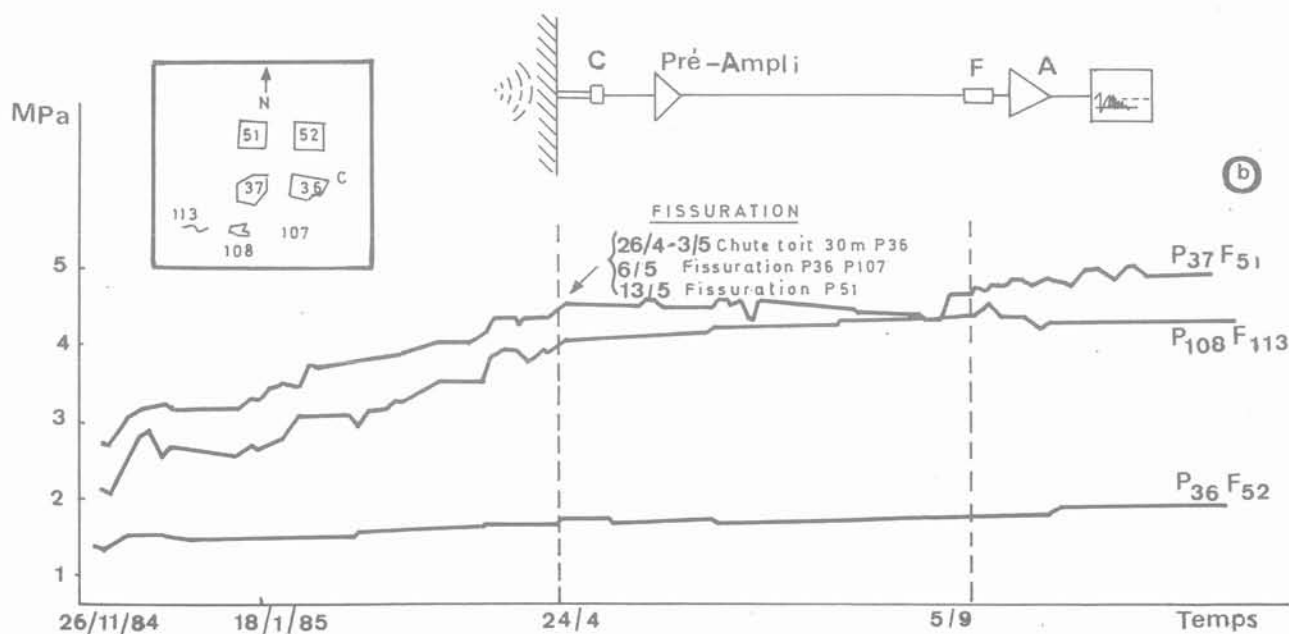
| Piliers         | Contraintes<br>État<br>initial<br>MPa | État<br>au 18/10<br>MPa | Coefficient de<br>corrélation de<br>Bravais-Pearson<br>r | Droites de régression<br>( $y$ = déformations)<br>( $\sigma$ = contraintes) | Observations<br>corrélation<br>en fonction |
|-----------------|---------------------------------------|-------------------------|----------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------|
| P 36, face 52   | 1,45                                  | 1,7                     |                                                          |                                                                             |                                            |
| P 36, face 107  |                                       |                         | -.89                                                     | $y = -0,0009 \sigma + 25,54$                                                | du temps                                   |
| P 37, face 51   | 2,65                                  | 4,75                    | -.61                                                     | $y = -0,006 \sigma + 19,4$                                                  | de la charge                               |
| P 37, face 108  |                                       |                         | -.70                                                     | $y = -0,0006 \sigma + 23,04$                                                | du temps                                   |
| P 108, face 113 | 2,56                                  | 4,15                    | -.77                                                     | $y = -0,005 \sigma + 25,05$                                                 | de la charge                               |
| P 108, face 107 | 4,37                                  |                         | -.86                                                     | $y = -0,0012 \sigma + 24,27$                                                | du temps                                   |
| P 108, face 107 | phase de maintien                     |                         | -.54                                                     | $y = -0,0003 \sigma + 24,14$                                                | du temps                                   |
| P 108, face 107 | phase de rechargement                 |                         | -.64                                                     | $y = -0,0006 \sigma + 24,09$                                                | du temps                                   |

**Tableau II. — Coefficients de régression linéaire des courbes de déformation et charge au niveau des piliers.**

Tableau II. — Coefficients of linear regression of deformation curves and pillars loading.

(a)

(b)



**Fig. 2. — a) Tableau synoptique de la chaîne d'enregistrement acoustique.**  
**C : accéléromètre, préamplificateur - F : filtre - A : amplificateur, compteur.**  
**b) Relation entre la surcharge et le temps.**

**A gauche, diagramme simplifié montrant la position des piliers.**

**Fig. 2. — a) Block diagram of acoustic emission monitoring system.**

**C : accelerometer, preamplifier - F : filter - A : amplifier, counter.**

**b) Pillar compression versus time.**

**On the left, simplified diagram showing the position of pillars.**

acier dont l'extrémité était enfoncée dans un trou préalablement foré au quart de la tête du pilier 36 ; face est. Ce détecteur était relié à un préamplificateur de charge ;

— d'un filtre (passe-haut 600 Hz) et d'un amplificateur.

Les signaux dépassant un seuil pré-réglé (100 mV) sont enregistrés à intervalles de temps réguliers (90 secondes) par un enregistreur à plume qui fonctionne en continu. L'ensemble de la chaîne était alimenté par batteries. Un câble de 100 mètres établissait une liaison entre le préamplificateur de charge et le compteur numérique dans un terminal.

#### 4. MISE EN SURCHARGE DU CHANTIER

La mise en surcharge progressive du chantier a commencé le 26 novembre 1984 et s'est poursuivie jusqu'à la fin du mois d'avril (figure 2).

Une légère remise en surcharge a été de nouveau appliquée du 5 septembre 1985 au 28 octobre 1985.

L'apparition des fissures sur les piliers est mentionnée sur la figure 2 ainsi que leur emplacement. Toutefois il convient de noter que les dates sont approximatives en raison de l'espacement des visites dans la carrière.

#### 5. EXPLOITATION ET INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS

##### 5.1. Évolution de l'émission acoustique en fonction du temps

Nous présentons les relevés acoustiques effectués entre le 27 mars et le 29 juin 1985, soit une période de trois mois au cours de laquelle ont pu être observés les effets de la fin de la période de remblayage.

Les trois premiers mois n'ont pas été pris en considération en raison de parasites électriques qui interféraient sur la chaîne acoustique. Ceux-ci étaient dus au champ électromagnétique délivré par l'ensemble des autres appareils de mesure. La nécessité est donc apparue de relier l'appareillage à une alimentation sur batterie.

La zone de détection de l'accéléromètre implanté sur le pilier 36, face EST était de l'ordre d'une trentaine de mètres ; l'endommagement interne puis l'apparition des fissures sur les piliers 107 et 51 distants d'une dizaine de mètres et proches du pilier 36 ont été par conséquent pris en considération par le capteur.

Sur la figure 3 ont été reproduits en fonction du temps :

- le nombre de coups par heure  $N_{c/h}$  ;
- l'évolution des contraintes du pilier 37, face 51, très proche du pilier 36, le vérin implanté sur le pilier 36, face 52 n'ayant pas accusé de variations

notables de pression, peut-être en raison de l'hétérogénéité des faces de ce pilier.

On constate sur la figure 3a relative au mois de mars que le lendemain de la reprise de la surcharge interrompue du 19 au 27 mars, une libération brutale d'activité très importante le 29 mars (15 032 coups) s'est manifestée, suivie d'une absence presque totale de phénomènes aléatoires, sporadiques et de faible intensité (sauf les 12, 15, 20 et 23 avril).

On peut supposer dans ce cas qu'un tel type d'activité peut être lié à une fracture importante des roches du toit dans la zone du pilier 36.

Quelques jours après l'arrêt de la surcharge en surface, le 24 avril, une importante émission est apparue à nouveau, le 29 avril (15 992 soit  $10^4$  coups) dont la durée fut très courte (20 minutes) ; la fin de cette phase a pu coïncider avec une chute de toit à 30 mètres du pilier 36 suivie de l'apparition de fissures sur les piliers 36 et 107 d'après les observations visuelles du 26 avril, des 3 et 6 mai.

La figure 3b représente l'évolution de l'émission acoustique au cours du mois de mai. Sur ce graphique, on voit apparaître un mécanisme de fissuration qui se différencie des décharges brutales précédentes dans ce sens qu'il se caractérise par une microactivité ( $10^2$  à  $10^3$  coups par heure) qui s'étend sur une longue durée ; cette phase se termine par un pic qui représente un nombre de coups élevé.

Ce phénomène peut durer deux à trois jours ainsi que l'atteste l'apparition en surface de fissures (pilier 51, le 13 mai). Dans ce cas, il s'agirait d'un mécanisme de propagation lente de la fissure. De telles manifestations ont été observées par TROMBIK lors de la surveillance sismo-acoustique de mines de charbon en Pologne.

Après une accalmie de près de trois semaines en juin (figure 3c) une activité acoustique discrète révèle une progression de la fissuration dans les mêmes secteurs entre le 17 juin et le 26 juin.

##### 5.2. Corrélation entre les déformations et l'émission acoustique

Afin de mieux approfondir les relations entre les paramètres physiques et mécaniques qui président à la phase d'endommagement, il est apparu souhaitable de représenter d'abord l'évolution des déformations des piliers considérés soit en fonction de la phase de chargement, soit en fonction du temps lorsqu'on ne disposait pas des mesures de contraintes, et ensuite l'évolution des déformations en fonction de l'émission acoustique.

##### 5.2.1. Évolution des déformations en fonction de la charge

Des comparaisons ont pu être établies entre le comportement de certains piliers et la charge en surface, à l'aide de coefficients de corrélation.

En effet on voit sur le tableau II que le coefficient de corrélation de Bravais Pearson est d'autant plus élevé

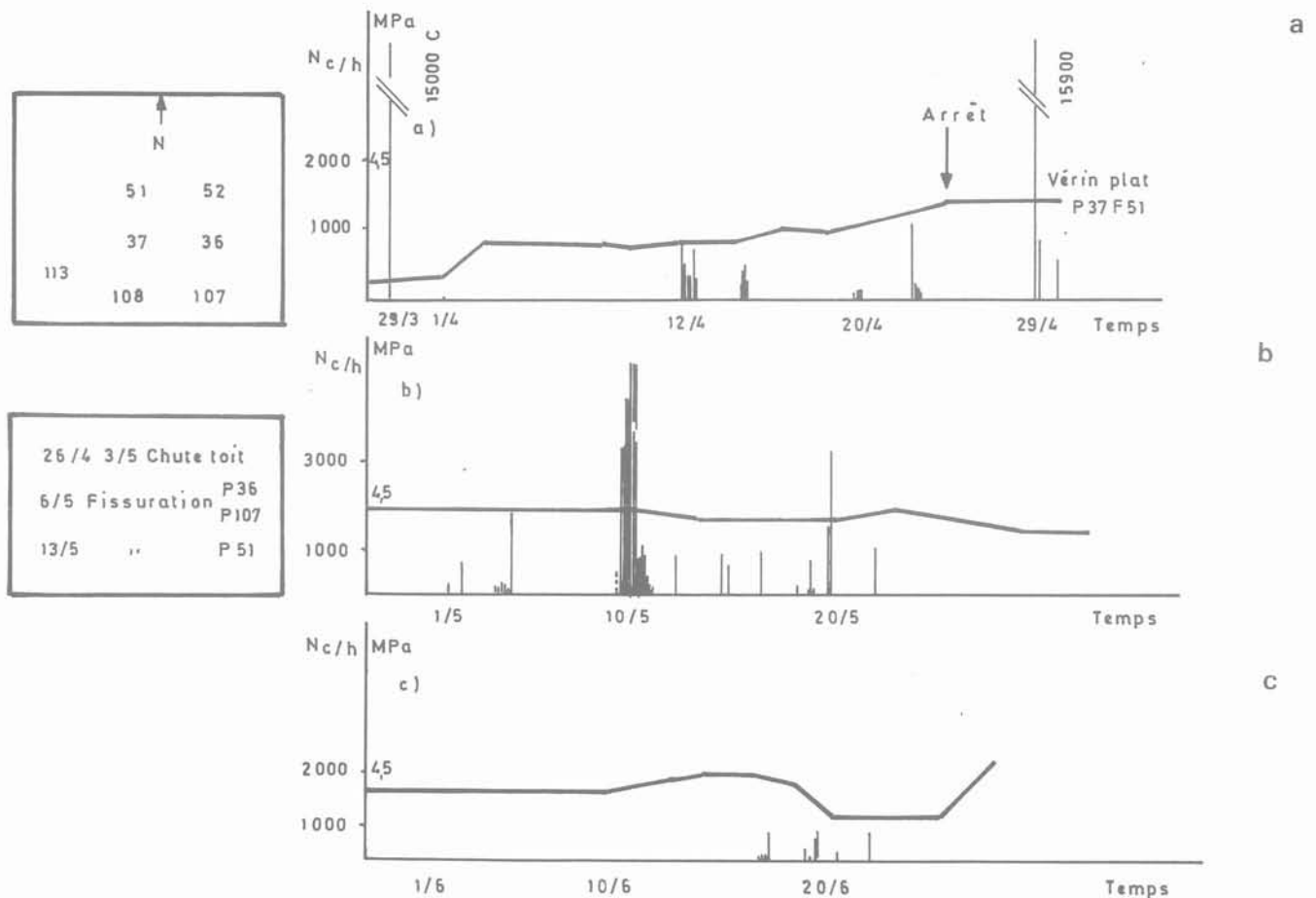


Fig. 3. — Relation entre le taux d'émission acoustique, le temps et la charge (p. 37, f. 51) :

a) au cours du mois d'avril 1985;

b) au cours du mois de mai 1985;

c) au cours du mois de juin 1985.

Fig. 3. — Relation between acoustic emission rate, time and pillar compression (p. 37, f. 51) :

a) during april 1985;

b) during may 1985;

c) during june 1985.

que la contrainte relevée sur le pilier à l'état initial est importante.

Le pilier qui a paru le mieux refléter les différentes phases de chargement en surface est le pilier 108, face 107 (phase de chargement - phase de maintien - phase de rechargement : Tableau II).

La pente de la droite de régression est la plus faible lorsque la phase de remblayage est arrêtée. Néanmoins si on se reporte à la valeur du coefficient de corrélation celui-ci n'est pas nul. Ce fait est vraisemblablement dû à une redistribution des contraintes dans la zone considérée.

### 5.2.2. Évolution des déformations en fonction de l'émission acoustique

L'analyse simultanée de l'évolution des paramètres mécaniques et physiques permet de localiser la zone

fissurée. L'examen de l'ensemble de l'évolution des déformations au niveau des piliers 36, 108 et 37 révèle une fissuration de certains d'entre eux lorsqu'il se produit une diminution progressive des déformations qui s'étend sur une durée d'une dizaine de jours. Les exemples qui suivent illustrent ce fait.

Le pilier 36, face 52 sur lequel est implanté l'accéléromètre accuse en son milieu une brusque chute des déformations le 1<sup>er</sup> avril (figure 4). Lorsqu'on superpose l'histogramme des microbruits (nombre de coups cumulés sur une période de 24 heures) sur le graphique des déformations (figure 5) on observe :

- qu'une importante émission acoustique précède la diminution des déformations le 29 mars. Elle peut être considérée comme une prévision de l'affaissement d'une zone qui a atteint quelques hectares ;

- qu'une zone d'activité sismo-acoustique se manifeste du 17 avril au 29 avril correspondant à une

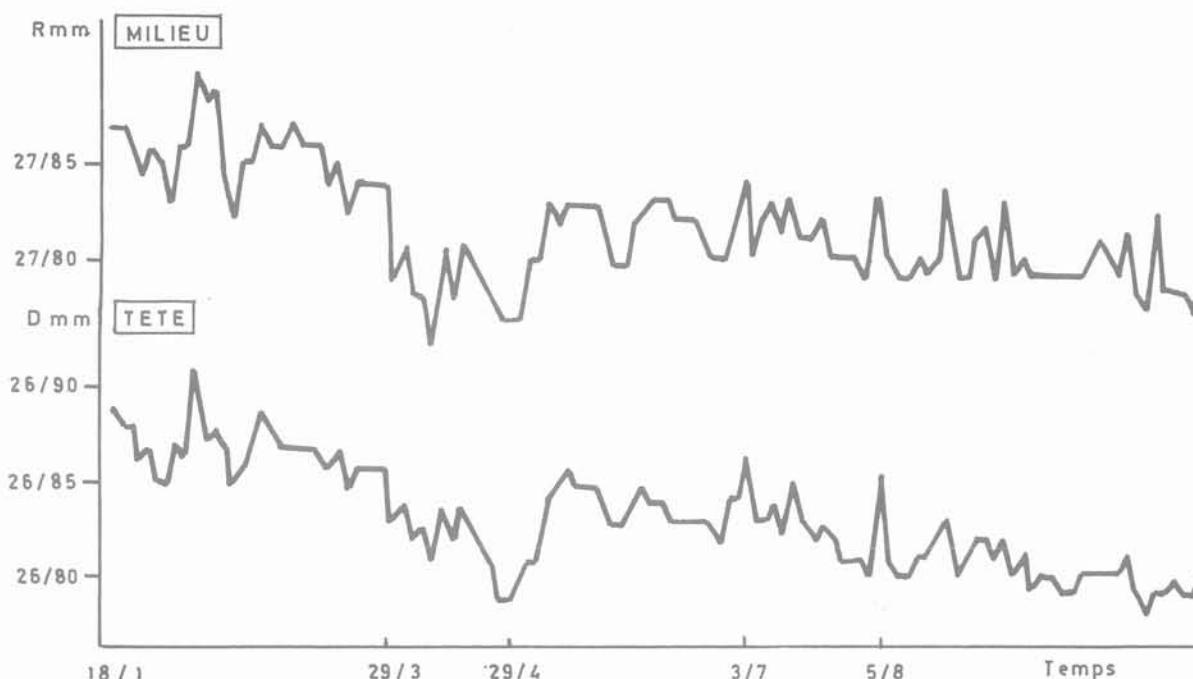


Fig. 4. — Évolution des raccourcissements du pilier 36, face 52 du 18 janvier 1985 au 31 décembre 1985.  
Fig. 4. — Deformations (extensometer p. 36, f. 52) from January the 1st, 1985 to december the 31th, 1985.



Fig. 5. — Relation entre le taux d'émission acoustique par 24 heures et les raccourcissements du p. 36, f. 52 du 29 mars 1985 au 29 avril 1985.

Fig. 5. — Relation between acoustic emission rate during 24 hours and deformations (p. 36, f. 52) from march the 29th, 1985 to april the 29th, 1985.

décroissance spectaculaire des déformations. Un pic d'un nombre de coups très élevé (18 200) laisse supposer la fissuration des piliers 36, 52 et 107 ; ceci a été contrôlé visuellement le 6 mai.

De même lorsqu'on superpose l'histogramme acoustique sur le graphique des déformations du pilier 37, face 51, on observe une intense activité dont le maxi-

mum (63 000 coups) correspond à la valeur la plus faible des déformations le 11 mai, date vraisemblable de la fissuration du pilier 51 que le contrôle visuel a mentionné le 13 mai.

## 6. CONCLUSIONS

Dans le cadre de cette étude, l'interprétation des résultats sismo-acoustiques de la carrière peut s'avérer fiable en ce qui concerne l'évaluation du risque de fissuration des piliers et éventuellement de l'effondrement brutal d'une zone instable.

Au vu de l'ensemble des données, il se dégage quelques aspects positifs, à savoir :

- l'existence dans le domaine de la mécanique de la rupture de deux types de signaux : des signaux caractérisés par une activité composée de salves d'amplitudes très importantes, de courte durée, apparaissant d'une façon aléatoire, apériodique. Une telle activité est très probablement le résultat de fractures périodiques du toit. Un deuxième type de signal caractérisé par une microactivité s'étendant sur plusieurs jours et qui semble lié à une progression lente de la fissuration ;
- l'existence d'une relation entre l'évolution des déformations d'un pilier et l'activité acoustique qui permet de localiser la source des microbruits.

L'analyse des microbruits permet par conséquent de mettre en évidence des zones instables et dangereuses. Elle constitue un moyen d'investigation de la stabilité de la carrière.

## BIBLIOGRAPHIE

- HARDY H.R. Jr (1975 b), *Evaluating the stability of geologic structures using Acoustic emission* in monitoring structural integrity by acoustic emission, S.T.P. 571, American Society for testing and materials, Philadelphia, pp. 90-106.
- ANTSYFEROV M.S., PETROSIAN A.E., ARABADZHEV A.M., IVANOV U.S. and KLEMPER K.S. (1974), *The seismic acoustic method of forecasting the danger of outburst*. Symposium on coal and Gas outbursts, Donatz, 1974, United Nation.
- JAROSZEWSKA A. (1982), *Investigation of the waveguide properties of a borehole and their use for acoustic measurements in situ*, Archives of acoustics 7, 2, pp. 119-142.
- REYMOND M.C., CLERGEOT A., LUMEAU B., PERROT F. (1984), *Acoustic emission in coal and masonry tunnels*. Proceeding third conference on acoustic emission/microseismic activity in geologic structures and materials, Pennsylvania State University, october 1981, Trans. Tech. Publication Clausthal Germany, vol. 8, pp. 117-130.
- LASOCKI, «Statistical method of estimating the probability of occurrence of strong mining shocks in the longwall region», Pubs. Inst. Geoph. Pol. Ac. Sci. M 5/155/1982.