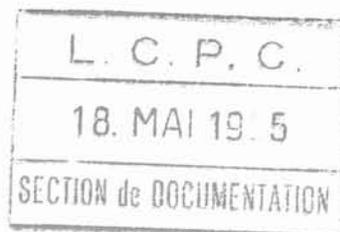


# Sommaire



REVUE  
FRANÇAISE  
DE  
GÉOTECHNIQUE  
N° 70  
1<sup>er</sup> trimestre 1995

Concepts erronés de la « Nouvelle méthode autrichienne »  
de construction des tunnels

K. KOVÁRI

132148  
3 —

Étude des écoulements en milieux poreux  
par la méthode de Monte Carlo

G. AUVINET

132149  
15 —

Présentation de la géologie régionale du Nord de la France  
et de la Flandre méridionale

L. WOUTERS, P. VAN CALSTER

A13403  
25 —

Essais en place dans l'argile des Flandres

J. NUYENS

132150  
37 —

Étude de l'effet d'échelle de pieux battus  
en cours de centrifugation

J.-G. SIEFFERT, D. LEVACHER

132155  
55 —

REVUE  
FRANÇAISE  
DE  
GÉOTECHNIQUE

Directeur de la Publication : **P. Habib**

Président du Comité de Direction : **J. Lagardère**

Comité de Direction : **M. Londez, G. Vouillé, D. Pfefer** (Présidents des trois comités)

Comité de Rédaction : **E. Absi, P. Antoine, F. Bonnechère, Prof. Descœudres, P. Duffaut, J. Kérisel, P. La Rochelle, P. Londe, L. Parez, F. Schlosser**

---

Revue trimestrielle

Abonnement 1995 (numéros 70 à 73) franco : 600 F

Prix au numéro franco : 173 F (valable également pour les numéros anciens)

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

Sommaires des numéros anciens sur demande.

---

Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées

49, rue de l'Université, 75007 Paris - Tél. : 49.54.72.72

Publicité : OFERSOP 8, bd Montmartre, 75009 Paris - Tél. : 48.24.93.39

Impression : Corlet, Imprimeur, S.A. 14110 Condé-sur-Noireau.

N° d'imprimeur : 8741. Dépôt légal : mars 1995

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

(©) 1995

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 — 0529

---

*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.*

# Concepts erronés de la « Nouvelle méthode autrichienne » de construction de tunnels\*

K. KOVÁRI

Institut de Géotechnique  
École Polytechnique  
Fédérale de Zurich  
POB 133  
CH-8093 Zurich  
Suisse

## Résumé

Selon un de ses fondateurs, la « Nouvelle méthode autrichienne » de construction de tunnels (NATM) est un « échafaudage conceptuel ». Nous montrons que cet « échafaudage conceptuel » repose sur deux erreurs fondamentales. L'une concerne la définition même de la NATM, selon laquelle une certaine conception transforme le terrain en élément portant. Or, à y regarder de plus près, cette conception est indéfendable. L'autre erreur fondamentale est la prétention de la théorie de la NATM de pouvoir optimiser le soutènement sur la base des prétendues courbes caractéristiques du terrain selon Fenner-Pacher. Mais comme il n'existe aucun fondement, ni théorique ni empirique, pour les courbes caractéristiques de Fenner-Pacher, cette thèse centrale de la NATM devient caduque. Finalement, nous traitons la question de savoir pourquoi ces erreurs ont pu s'enraciner tellement profondément et pourquoi le théorème de la NATM a pu rester si longtemps incontesté. La raison en est que la NATM opère avec des concepts non définis et à significations multiples, et que ses déductions et jugements ignorent les règles de la logique.

\* Traduction de l'article original publié dans la revue *Tunnel* 4/1994, Bertelsmann Fachzeitschriften GmbH, Gütersloh.

## Erroneous Concepts behind the New Austrian Tunnelling Method

## Abstract

The New Austrian Tunnelling Method (NATM) represents in the words of one of its main authors, L. Müller, a « structure of thought ». It will be shown in the following paper that this structure does not rest on an established theoretical foundation, but rather on two fundamental misconceptions. The first concerns the definition of the NATM itself, according to whose concept the rock mass (ground) becomes part of the support structure. Upon closer examination this concept is revealed to be unfounded because the ground inevitably becomes part of the support structure in any tunnel independently of the selected method of construction. The second fundamental error lies in the claim that the NATM theory can optimize the design of the tunnel lining following the so-called Fenner-Pacher ground reaction curve. Since both theoretical and empirical justification is lacking for the existence of the latter, the central claim concerning the optimization of the lining design is groundless. In the final part of the paper, the question is discussed of why such misconceptions were able to gain such credence in the engineering community and why the NATM theory was able to survive for so long without being refuted. The reason is that the NATM operates with ambiguous or undefined terms making it difficult to prove its incorrectness with logical argumentations.

## La définition officielle de la NATM

En 1980, le Comité national autrichien pour la « Construction de cavités » de l'Association Internationale des Travaux Souterrains (AITES) a publié une définition officielle de la NATM [1] :

« La Nouvelle méthode autrichienne de construction de tunnels (NATM) suit une conception qui utilise le terrain autour de la cavité (sol ou roche) comme élément de support par activation d'un anneau de terrain portant. »

Cette définition contient les trois affirmations suivantes :

- avec la NATM, le terrain est transformé en élément portant ;
- pour réaliser ceci, une certaine conception est nécessaire ;
- cette conception réside dans l'activation d'un anneau de terrain portant.

Les références utilisées dans ce chapitre et les chapitres suivants ont essentiellement été prises à la source, chez les fondateurs de la NATM : L. Rabcewicz, L. Müller-Salzburg, F. Pacher. Mais nous nous référons également aux représentants de la seconde génération de la NATM.

### 1.1

## Le terrain comme élément portant

Le postulat principal de la définition est qu'avec la NATM, le terrain se transforme en élément portant. En mettant cette propriété en évidence, la définition différencie donc la NATM des concepts voisins, c'est-à-dire des autres méthodes de construction de tunnels. Apparemment elle, et elle seule, utiliserait donc le massif comme élément portant. D'autres formulations bien connues ont ensuite été déduites de ce postulat central, telles :

- la NATM demande au terrain de participer à la stabilité ;
- avec la NATM, le massif se porte lui-même ;
- avec la NATM, le massif est à considérer comme l'élément portant principal ;
- avec la NATM, le terrain n'est plus une charge, mais devient un support ;

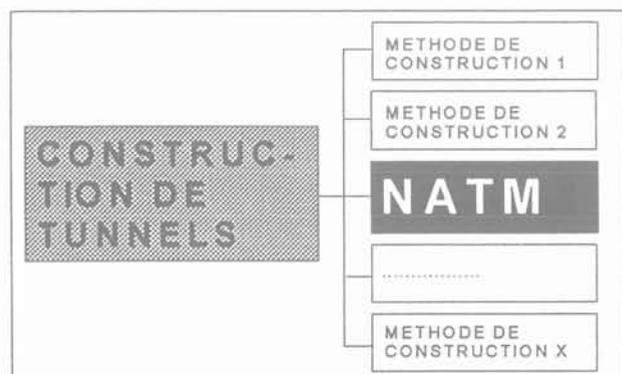


FIG. 1 But de la définition de la NATM.  
Aim of the definition of the NATM.

- la NATM utilise la capacité du massif à s'auto-supporter ;
- la NATM collabore avec le terrain au lieu de l'affronter, etc.

La prétention de la NATM à être la seule méthode où le terrain devient élément portant est fondamentalement fautive. Que l'homme prenne ou non telle ou telle mesure technique pour stabiliser une cavité ne change rien à l'activation automatique de la fonction portante du terrain. C'est d'ailleurs cette confiance naturelle dans les lois mécaniques régissant le comportement des massifs qui a permis à l'homme d'occuper depuis toujours les grottes naturelles et de créer toutes sortes de cavités pour ses besoins. On peut en effet montrer que la fonction de support exercée par le massif est une idée centrale de l'art de la construction des tunnels en général. Celle-ci n'est pas seulement tirée de l'expérience, mais découle directement de principes mécaniques, et est donc nécessaire du point de vue de la logique.

Ainsi, la NATM revendique pour elle-même une loi naturelle incontournable (la fonction auto-portante du massif), qui s'applique en fait à toutes les autres méthodes de construction de tunnels, et qui en représente donc une caractéristique intrinsèque. Cette erreur logique de la définition de la NATM peut être mise en parallèle avec une définition erronée similaire :

« La Nouvelle technique de natation suit une conception qui fait de l'eau un milieu portant par activation de la poussée d'Archimède. »

Dans les deux cas, un mécanisme basé sur une loi naturelle (ici la poussée d'Archimède, là la portance du terrain) est en œuvre, indépendamment de toute méthode particulière. Les deux formulations sont donc inadmissibles, car elles utilisent une caractéristique de l'ensemble pour singulariser un élément.

Cette erreur de définition de la NATM peut être illustrée par les diagrammes des figures 1 et 2. Une définition correcte (Fig. 1) nécessiterait une caractérisation différenciant conceptuellement la NATM des autres méthodes de construction de tunnels. Or, la NATM veut au contraire se distinguer par une caractéristique essentielle à l'art même de la construction de tunnels. De ce fait, elle quitte la catégorie des méthodes de construction pour s'engouffrer subrepticement dans le concept même de la construction des tunnels (Fig. 2)

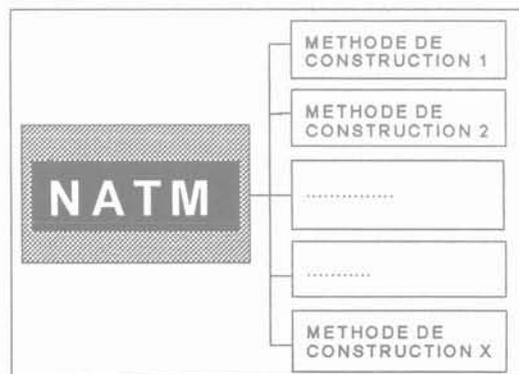


FIG. 2 Conséquence pratique de la définition de la NATM : la NATM s'arrogue le concept de construction de tunnels.  
Practical outworking of the NATM definition : the NATM arrogates to itself the essence of tunnelling.

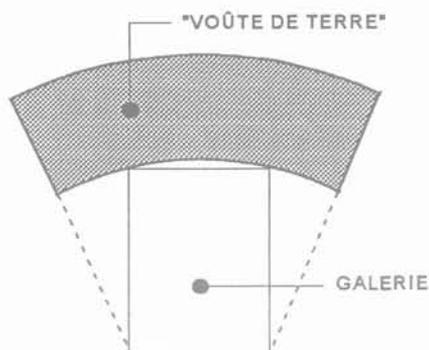


FIG. 3 Voûte de terre d'après Engesser (1882, [5]).  
Arch action in cohesionless ground according to Engesser (1882, [5]).

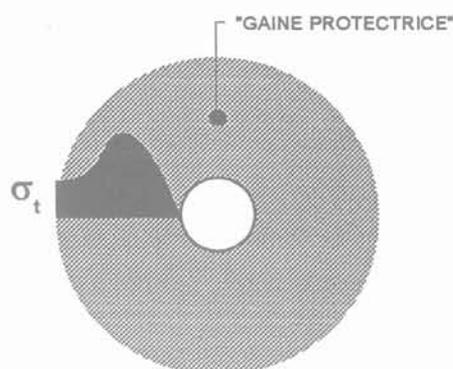


FIG. 4 Gaine protectrice d'après Wiesmann (1909/1912, [6]).  
Protective zone according to Wiesmann (1909/1912, [6]).

et se sentir en droit de considérer toutes les autres méthodes comme lui étant subordonnées. Et, en effet, dans les milieux de la NATM, on s'occupe sérieusement de savoir quelles méthodes de construction de tunnels peuvent être englobées dans la NATM et d'après quels critères [2]. On pense aussi que « la NATM n'est pas une méthode particulière, mais est l'accumulation de l'ensemble du savoir-faire mondial dans le domaine » [3]. Le concept de construction de tunnels est remplacé par celui de NATM. De ce fait, la NATM représente à la fois le concept le plus global et aussi le plus vide de sens de la construction des tunnels, car d'après les règles de la logique, le contenu d'un concept diminue avec son extension. Il s'en suit, par exemple, que pour la NATM, ce n'est pas la méthode de construction qui est adaptable, mais c'est le concept même qui est indéfiniment flexible.

Tout le monde sait que c'est Archimède qui a découvert la loi de la poussée de l'eau. Or, qui a eu le mérite de découvrir que la fonction portante du terrain découle d'une loi naturelle ?

En 1879 déjà, Ritter [4] constate qu'à partir d'une certaine profondeur du tunnel, la hauteur de couverture n'a plus qu'une influence minimale sur la pression du massif, qui reprend lui-même le poids de la couverture. Trois années plus tard (1882), Engesser [5] émet l'hypothèse de la formation d'une voûte dans le terrain suite au tassement du faite du tunnel (Fig. 3). La relation intime entre les déformations du terrain et les pressions qu'il exerce est ainsi reconnue et clairement formulée.

Wiesmann [6] décrit en 1912 la fonction portante du massif comme suit :

« Si l'état d'équilibre régnant dans le massif est rompu suite à l'excavation d'une cavité, les particules de matière autour de celle-ci doivent reprendre la pression qui avait auparavant été supportée par le matériau excavé, comme c'est le cas si nous perçons un trou dans un mur. »

Il continue :

« La tâche du constructeur de tunnels n'est pas de supporter la pression de couverture – ceci est réalisé par la gaine protectrice – mais il ne doit s'occuper que de la préservation de celle-ci. »

Sous le terme de gaine protectrice, Wiesmann entend la partie de terrain entourant la cavité et sou-

mise à une redistribution des contraintes, c'est-à-dire le disque troué (Fig. 4). La gaine protectrice n'a pas de frontière bien définie.

Cinquante ans plus tard, en 1962, année de naissance de la NATM, Rabcewicz [7] écrit :

« Je pense qu'on a maintenant compris que le vrai support, lors de la construction de cavités, c'est le terrain lui-même. »

Et il continue :

« La tâche la plus importante du constructeur de tunnels moderne est de préserver autant que possible et de renforcer les caractéristiques portantes du massif. »

Rabcewicz ignore complètement que cette idée a déjà été formulée et fondée avant lui dans les manuels d'antan. C'est pour cette raison qu'il ne l'attribue pas à la construction des tunnels en général, mais exclusivement à la « Nouvelle méthode autrichienne de construction de tunnels », expression qu'il introduit la même année. Les difficultés conceptuelles de la NATM ont ainsi été pré-programmées et ne se sont pas estompées jusqu'à aujourd'hui.

De même les membres du Comité national autrichien pour la construction de cavités (et parmi eux Müller et Pacher) ne se sont pas rendus compte en 1980, lors de l'élaboration de la définition officielle de la NATM [1], combien l'idée de fonction portante du terrain était déjà ancrée profondément dans la conscience des professionnels depuis le début du siècle.

Voici encore une formulation particulièrement pertinente de Maillart en 1923 [8] :

« A partir du moment où nous mettons en place un soutènement capable de supporter une pression extérieure, la résistance du massif se trouve augmentée, ce qui lui permet de s'auto-supporter. »

Lors d'un exposé tenu en 1956, soit six ans avant la NATM, Mohr [9] dit que :

« L'application pratique de cette connaissance demande de ne soutenir le massif que jusqu'à ce qu'il soit capable de s'auto-supporter. »

En revendiquant la collaboration statique du terrain pour elle seule, la NATM ne commet pas seulement une erreur logique, mais elle méconnaît aussi ceux qui ont eu le mérite de reconnaître et de formuler clairement cette loi suprême de la statique des tunnels. Lors de ses

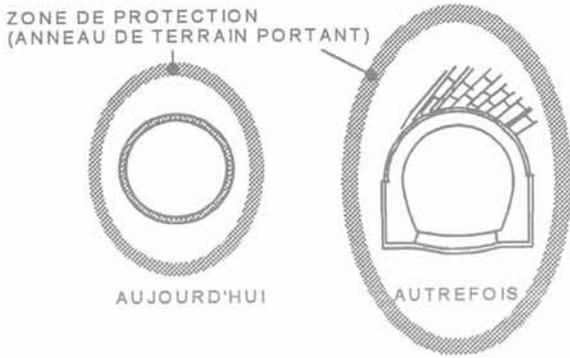


FIG. 5 Zone de protection (anneau de terrain portant) d'après Müller et Fecker [10]. Protective rings (ground rings) according to Müller and Fecker [10].

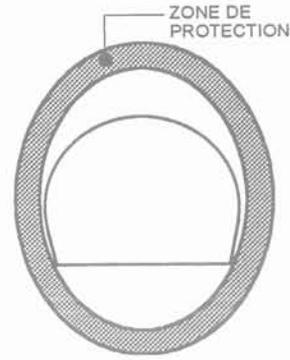


FIG. 6 Zone de protection d'après Rabcewicz (1944, [11]). Ground ring according to Rabcewicz (1944, [11]).

postulats, la NATM se sert des termes d'éminents constructeurs de tunnels ou scientifiques d'antan [6, 8].

## 1.2

### L'activation d'un anneau de terrain portant

Nous allons maintenant nous consacrer à l'idée, selon laquelle un anneau de terrain portant doit s'activer lorsqu'on applique la NATM. Cette exigence du système de pensée de la NATM ne figure pas dans la littérature sur les autres méthodes de construction de tunnels.

Qu'est-ce qu'un anneau de terrain portant ? La littérature sur la NATM et la brochure du Comité national autrichien donnent toute une série de réponses, qui diffèrent cependant beaucoup l'une de l'autre. Résumons brièvement les différentes représentations, souvent contradictoires, utilisées par les fondateurs de la NATM pour leur argumentation :

- l'anneau de terrain portant [10] est aussi appelé gaine de protection (Fig. 5) ;
- lors de constructions de tunnels effectuées antérieurement, les anneaux de terrain portants se situaient apparemment plus loin de la cavité qu'aujourd'hui avec la NATM (Fig. 5) ;

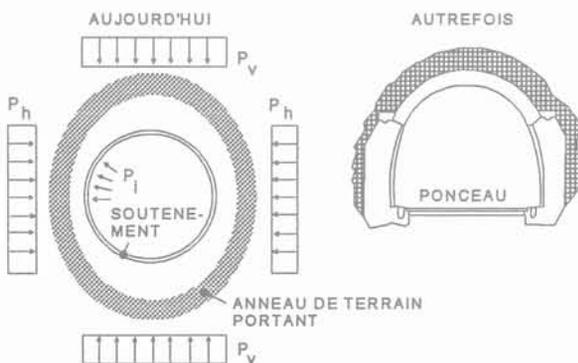


FIG. 7 Anneau de terrain portant d'après Müller et Fecker [10]. Ground ring according to Müller and Fecker [10].

- les anneaux de terrain portants sont souvent représentés comme des ellipses à grand axe vertical (Fig. 5) ;

- chez Rabcewicz [11], les anneaux touchent latéralement la cavité, alors que ce n'est pas le cas chez Müller et Fecker [10] (Fig. 5 et 6) ;

- les anneaux de terrain portants doivent être mobilisés en permettant au massif de se déformer, sinon ils ne se forment pas. En cas de déformations insuffisantes, l'anneau ne se ferme pas [1] ;

- du point de vue de la statique des tunnels, seuls le soutènement [1] et l'anneau de terrain portant comptent (Fig. 7). Ce dernier est chargé d'une façon ou d'une autre. Autrefois, l'anneau de terrain portant pouvait apparemment manquer ;

- lors d'excavations en section divisée (Fig. 8), il y a toute une série d'anneaux de terrain portants qui se forment [12], ce qui, d'après les conceptions de la NATM, endommage le massif. D'où la préférence de la NATM pour des excavations à pleine section. Les zones plastiques interrompent l'anneau de terrain portant [13] ;

- il existe aussi des textes [3] sur des anneaux de terrain portants intacts et résiduels ; ces derniers ne sont toutefois pas fermés (Fig. 9). La différence entre anneaux de terrain intacts et résiduels n'est cependant pas expliquée ;

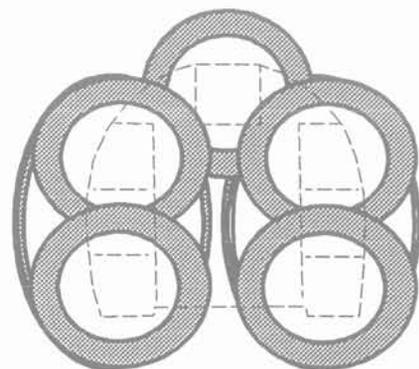


FIG. 8 Anneaux de terrain portants lors d'excavations partielles d'après Müller [12]. Ground rings around multiple adits according to Müller [12].

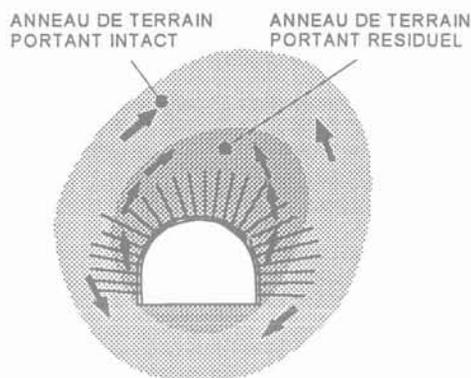


FIG. 9 Anneau de terrain portant intact et résiduel d'après Hagenhofer [8].  
Intact and residual rock arch according to Hagenhofer [3].

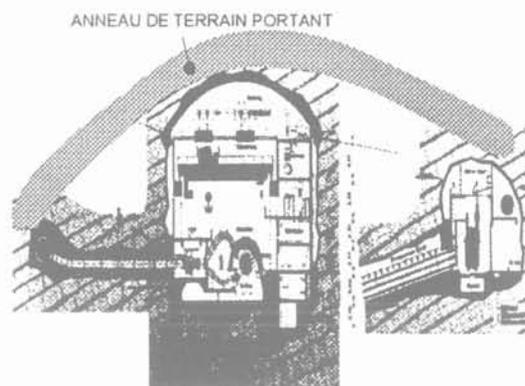


FIG. 10 Anneau de terrain portant au-dessus d'une caverne d'après Wisser [14].  
Ground ring above a cavern according to Wisser [14].

- l'anneau de terrain portant autour d'une caverne [14] ressemble apparemment au toit d'une halle (Fig. 10). On n'indique pas sur quoi s'appuie cette voûte, et la raison pour laquelle l'anneau de terrain portant manque dans la région du radier n'est pas claire non plus ;
- au droit de la zone de transition du tunnel sous la Manche [15], la forme de l'anneau de terrain portant est extrêmement singulière (Fig. 11). En haut, il est épais, puis il s'amincit progressivement vers les bords et ne se ferme pas en bas ;
- dans la littérature sur la NATM, nous trouvons aussi des descriptions de plusieurs anneaux de terrain portants qui transformeraient le massif « en une construction portante en forme de pelures d'oignon » [16] (Fig. 12). On ne dit pas si ces anneaux se forment simultanément ou non.

La NATM travaille essentiellement avec quatre hypothèses fondamentalement différentes sur les anneaux de terrain portants. D'après la NATM, le terme « anneau de terrain portant » peut signifier, au choix (Fig. 13) :

1. la gaine protectrice selon Wiesmann (effet de support naturel) ;
2. les zones du terrain avec des pointes de contraintes tangentielles (zones de protection) ;

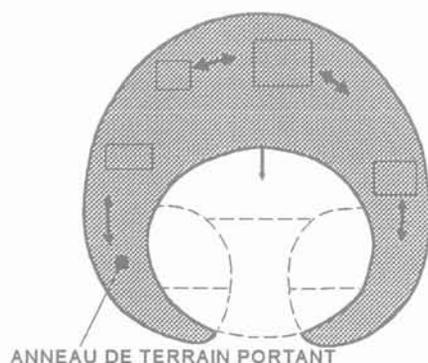


FIG. 11 Forme singulière de l'anneau de terrain portant au tunnel sous la Manche (Myers *et al.*, [15]).  
Specific form of the ground ring with the Channel Tunnel (Myers *et al.*, [15]).

3. la zone plastique et
4. la portion de terrain avec ancrage systématique.

Dans la littérature sur la NATM, on passe arbitrairement d'une de ces quatre catégories de conceptions extrêmement divergentes à l'autre, et le lecteur constate que la signification peut même changer à l'intérieur d'un même article.

On comprend ainsi pourquoi ni les créateurs ni les tenants de la NATM n'ont jamais pu donner la moindre esquisse de méthode pour déterminer ni la forme et l'épaisseur de l'anneau de terrain portant ni ses caractéristiques mécaniques (Fig. 14). Il existe des indications selon lesquelles « l'épaisseur de l'anneau de terrain portant est choisie librement » [17]. La figure 14 énumère tous les paramètres qui devraient être connus pour pouvoir le traiter selon les méthodes de l'ingénieur. A-t-on jamais soumis un anneau de terrain portant selon la figure 14 à un contrôle de qualité ? Müller [13] prétend que :

« La zone de protection en forme d'anneau fermé est une réalité vécue par la plupart des constructeurs de tunnels. »

La NATM pose des conditions pour la formation de l'anneau de terrain portant. Il faut le mobiliser ou l'activer, sinon, c'est notoire, il ne se forme pas du tout ou

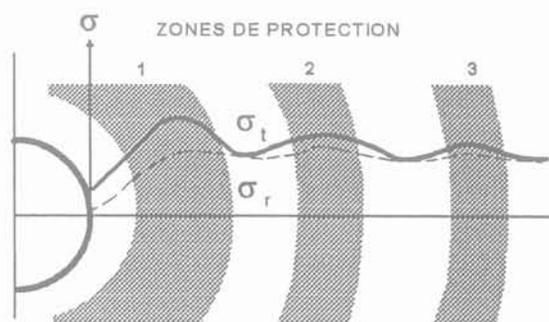


FIG. 12 Plusieurs anneaux de terrain portants en forme de « pelures d'oignon » d'après Müller, Sauer et Vardar [16].  
Several ground rings according to Müller, Sauer and Vardar [16] forming an « onion-skin-shell structure ».

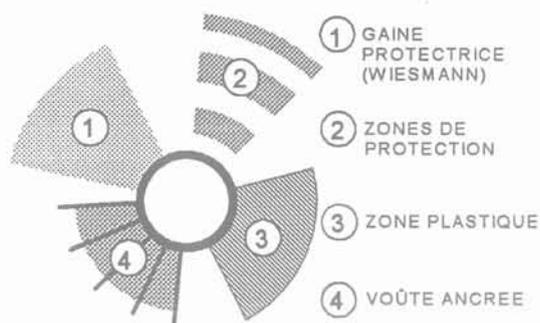


FIG. 13 Multiplicité des significations du terme anneau de terrain portant.  
The varieties of concept of the ground ring.

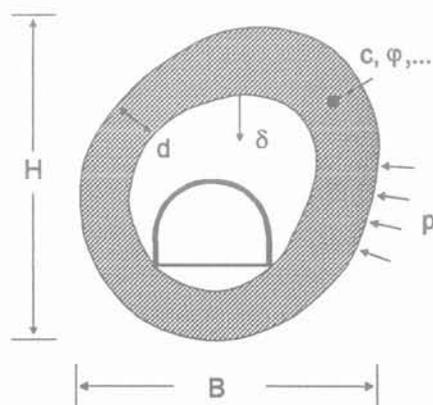


FIG. 14 La forme, l'épaisseur et les caractéristiques mécaniques de l'anneau de terrain portant restent indéterminées.  
Shape, thickness and material properties of the ground ring remain undetermined.

seulement de façon hésitante, en refusant de se fermer [1]. Sous le terme d'activation, les uns comprennent un ancrage systématique, d'autres des déformations contrôlées du massif, encore d'autres l'attente d'un certain délai, etc. Mais il est aussi question de la mise en place immédiate d'une coque de protection en béton projeté.

Une des formulations les plus répandues est que la NATM « autorise » les déformations du massif et lui « laisse » du temps pour acquérir la capacité de s'auto-porter. Or, dans la construction de tunnels, aucune mesure raisonnable ne permet d'empêcher les déformations, et la mise en place du soutènement prend toujours un certain temps, ce qui rend le postulat indéfendable et particulièrement trompeur.

Résumons les résultats de nos recherches sur la définition officielle de la NATM (publiée en dix langues, conformément à la grande importance qui lui a été conférée) :

- lors de la construction de tunnels, et quelle que soit la méthode, le terrain représente nécessairement un **élément statique portant**. Le mérite de cette reconnaissance ne revient pas aux créateurs de la NATM ;
- l'**activation d'un anneau de terrain portant**, telle que demandée spécifiquement par la NATM, est irréaliste. Les expressions *anneau de terrain portant* et *activation* ont tellement de significations différentes qu'elles en deviennent inutilisables du point de vue

scientifique. La définition de la NATM s'avère être une définition obscure car elle explique un terme inconnu (la NATM) par une autre expression inconnue (l'activation d'un anneau de terrain portant).

Nous avons ainsi trouvé la justification de la constatation suivante de Müller et Fecker [10] sur la NATM :

« Pratiquement chaque utilisateur de cette méthode de construction en a une idée différente. »

La validité de cette constatation n'a pas changé depuis 1978. La réponse à la question de savoir s'il existe une NATM est ainsi indéniablement négative.

2

## L'optimisation de la pression de soutènement

Nous allons maintenant nous occuper de la thèse centrale de la NATM, à savoir l'optimisation de la pression de soutènement.

En 1964, Pacher a publié un article [18] où il prétend que les courbes caractéristiques du massif ont une forme en cuvette, ce qui permet la minimisation des soutènements. A partir de 1972, cette idée devient de plus en plus centrale dans la théorie de la NATM [19]. Selon Müller, « la conception globale de la NATM repose sur les courbes caractéristiques de Pacher ».

De quoi s'agit-il ? Selon la NATM, il s'agit simplement de déterminer la courbe caractéristique du soutènement [1, 10] de manière qu'elle coupe la courbe caractéristique du massif en son point le plus bas (Fig. 15). Rabcewicz [19] pense que :

« Grâce aux auscultations, on est en mesure de contrôler le jeu des forces et de choisir  $p_i$  (pression de confinement) de manière à atteindre l'optimum. »

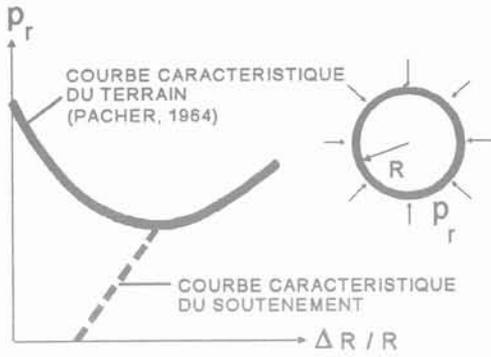
Sur la figure 15, nous avons repris une représentation de Müller et Fecker : en abscisse est reportée la déformation radiale  $\Delta R/R$  et en ordonnée la pression radiale  $p_r$ . On remarquera la symétrie de révolution de la géométrie et des charges.

La figure 16 montre une bifurcation de la courbe caractéristique [12]. La branche qui décroît résulte de la théorie de la plasticité. La NATM postule la branche ascendante en l'expliquant par le déconfinement et la décohérence. Dans ce diagramme, le déplacement radial est indiqué en millimètres et la pression radiale en % de la contrainte géostatique initiale.

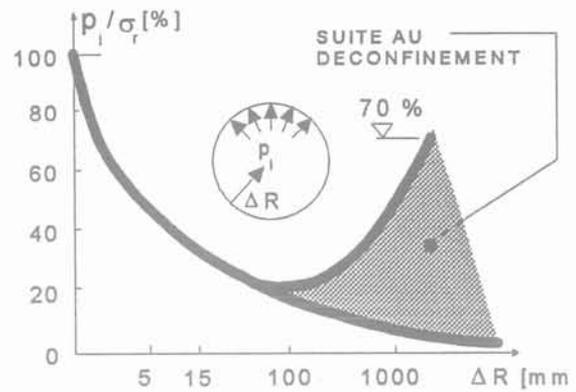
Müller justifie l'influence extrême du déconfinement sur la pression des terrains comme suit [12] :

« Plus la pression des terrains est élevée, plus important est le déconfinement, et celui-ci amplifie à son tour la pression des terrains. »

Un tel processus est appelé une réaction en chaîne (une réaction qui, une fois lancée, provoque de nouvelles réactions du même type). Si on examine de plus près le schéma de la figure 16, on voit qu'il représente bien le résultat d'une réaction en chaîne. On voit aussi que l'accroissement de la pression des terrains due au déconfinement peut atteindre 70 % des contraintes initiales. Pour un tunnel situé à 1 000 m de profondeur, il faudrait donc reprendre une pression correspondant au poids d'une colonne de terrain de 700 m de hauteur. Or, depuis le milieu du siècle dernier, les ingénieurs savent bien que ceci n'est pas vrai.



**FIG. 15** Optimisation de la pression de soutènement d'après Müller et Fecker [10].  
Optimization of the rock pressure after Müller and Fecker [10].



**FIG. 16** Bifurcation de la courbe caractéristique due au déconfinement d'après Müller [12].  
Bifurcation of the ground response curve due to strain softening in the rock mass after Müller [12].

Où est la raison pour cette contradiction éclatante ?

Elle réside simplement dans l'ineptie de l'hypothèse d'une réaction en chaîne dans le massif. Il n'existe en effet aucune raison ni théorique ni empirique justifiant l'existence d'une courbe caractéristique selon Pacher.

Il n'existe qu'une seule courbe caractéristique fondée théoriquement, à savoir celle découlant de la théorie de la plasticité représentée à la figure 17. Avec ou sans perte de résistance – telle qu'on peut l'observer dans un essai triaxial ou de cisaillement selon la figure 18 – la courbe caractéristique ne remonte jamais.

Le volumineux rapport de recherche [20] sur des courbes caractéristiques devant servir au dimensionnement selon la NATM ne mentionne même pas la possibilité de courbes en cuvette. On n'en trouve pas non plus trace dans les directives de l'AITES [21]. Les travaux *Finite element analysis of the NATM* [22] et *NATM and finite elements* [23] ne parlent ni d'anneaux de terrain activés, ni de courbes de Pacher.

On ne peut imaginer qu'une seule possibilité de s'écarter du décroissement monotone des lignes caractéristiques : c'est le cas d'un bloc qui se détacherait partiellement ou totalement du massif (par suite d'une orientation défavorable des discontinuités ou de la formation de lignes de cisaillement) et qui ajouterait son

pois à la pression des terrains en calotte (Fig. 19 et 20). Cette exception est d'ailleurs aussi mentionnée dans la littérature sur la NATM et dans les directives de l'AITES [21]. L'endroit exact le long du tunnel, le volume et l'instant précis où va se produire un tel phénomène erratique ne peut pas être déterminé par le calcul, mais nous retiendrons l'affirmation importante, selon laquelle il n'entraîne pas de réactions en chaîne. Le diagramme de la figure 19 montre le peu d'influence que peut avoir le détachement d'un bloc d'environ 5 m de hauteur (Fig. 20) sur la courbe caractéristique en calotte. Ceci est confirmé par Rabcewicz [11] lorsqu'il dit :

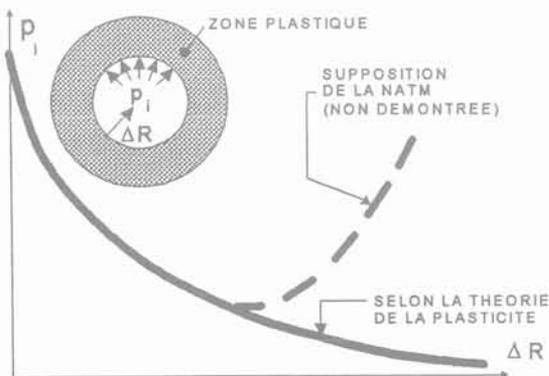
« La pression de déconfinement est généralement inoffensive pour le constructeur de tunnels expérimenté. »

Müller remarque aussi [12] :

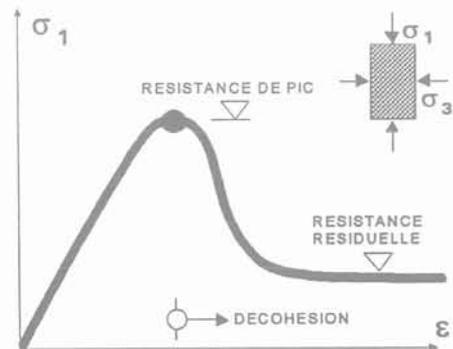
« Dans la construction de galeries et de tunnels, les zones de déconfinement ont généralement une extension de 0,5 à 5 m. »

La littérature de la NATM met cependant en garde contre des déconfinements nuisibles. D'après Rabcewicz [24] :

« L'empêchement d'un déconfinement inadmissible est une exigence intrinsèque de la NATM. »



**FIG. 17** Courbe caractéristique selon la théorie de la plasticité en comparaison avec la courbe caractéristique de la NATM.  
Ground response curve according to plasticity theory in comparison with that of the NATM.



**FIG. 18** Perte de résistance lors d'un essai triaxial ou de cisaillement.  
Loss of strength in shear and triaxial tests.

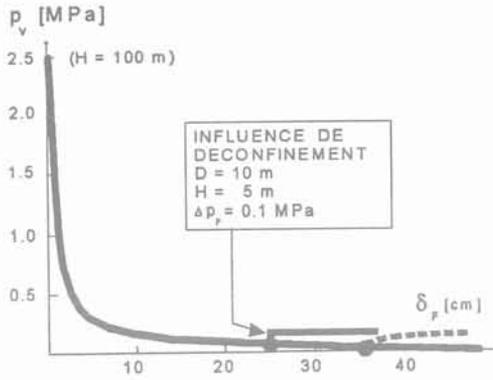


FIG. 19 Influence du déconfinement au-dessus du first sur la courbe caractéristique. Influence of loosening in the roof area on the ground response curve.

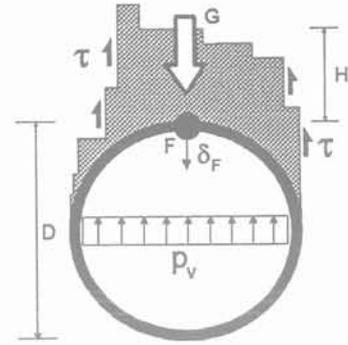


FIG. 20 Augmentation de la pression en calotte par déconfinement de la roche (phénomène erratique, imprévisible et qui ne peut pas être déterminé par le calcul). Increase of pressure on the roof lining due to rock loosening (erratic, unpredictable event which does not lend itself to numerical computation).

Rabcewicz en vient ainsi au concept de « déconfinement admissible ». Cette constatation est cependant en contradiction avec les citations ci-dessus, selon lesquelles la pression de déconfinement est inoffensive. Le terme de « déconfinement admissible » n'a d'ailleurs jamais été défini. En 1978, Müller [12] a constaté avec raison que :

« Il n'existe malheureusement aucune étude sur la relation entre le déconfinement et la décohéSION qu'il engendre. »

La théorie des anneaux de terrain portants activés et celle des courbes caractéristiques de Fenner-Pacher ont été discutées séparément. Mais chacun conçoit que les propriétés du terrain à proximité immédiate de la cavité ont une influence sur l'allure des courbes caractéristiques. Quoi qu'on entende par anneau de terrain portant, il faudrait donc qu'il existe une relation intime entre lui et la courbe caractéristique. Or, dans la littérature sur la NATM, les postulats sur l'activation d'un anneau de terrain portant et sur la courbe caractéristique de Pacher sont toujours cités indépendamment l'un de l'autre.

Nous résumons :

L'optimisation de la pression de soutènement dans le sens donné par les fondateurs de la NATM (Rabcewicz, Müller et Pacher) n'est foncièrement pas possible, car son hypothèse de départ, la forme en cuvette des courbes caractéristiques d'après la figure 21, ne se justifie pas théoriquement et n'a jamais été constatée empiriquement. De ce fait, le postulat fondamental de la NATM : « Soutènement ni trop rigide ni trop souple mis en place ni trop tôt ni trop tard » [10] devient caduc. Le choix optimal de la pression et de la déformabilité du soutènement ainsi que le moment de sa mise en place doivent être effectués d'après d'autres critères et constituent un des problèmes les plus complexes de la construction des tunnels. Comme d'autres, cette formulation de la NATM consiste en une tentative de trivialisisation de la construction de tunnels.

Lorsqu'un théorème contient une erreur grossière, les portes sont grandes ouvertes pour d'autres erreurs encore plus grandes. Selon Sauer [25], « la théorie et la pratique de la NATM » travaillent avec encore d'autres formes de courbes caractéristiques. Il rapporte :

« Les constatations et observations effectuées et les résultats d'auscultations exigent en résumé que la courbe de Fenner-Pacher soit complétée par un maximum et un minimum supplémentaires dans la région près du front. »

Pour fonder cette affirmation, on montre une courbe de Pacher modifiée, qui doit faire état de la relation entre six variables. Les deux axes de coordonnées portent chacun non pas une, mais trois variables. Le fait que deux des six variables ne sont même pas définies porte la confusion à son paroxysme. Ce faux formalisme mathématique donne pourtant une impression de travail scientifique. On ne comprend pas pourquoi le Comité national autrichien pour la « Construction de cavités » de l'AITES n'intervient pas contre de telles représentations, alors qu'il se comporte autoritairement envers ceux qui critiquent la NATM [26].

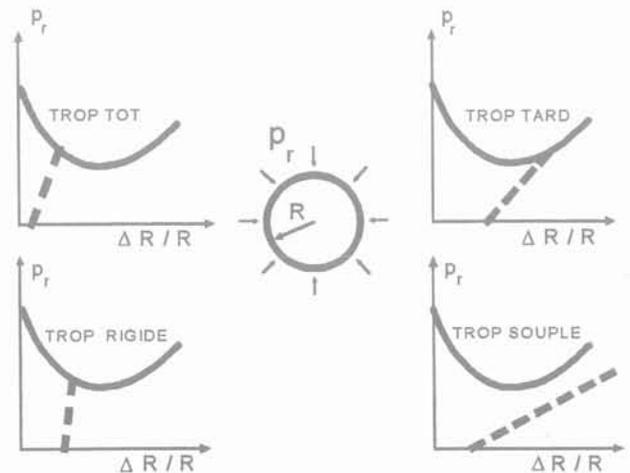


FIG. 21 Sixième principe de la NATM : « Soutènement ni trop rigide ni trop souple mis en place ni trop tôt ni trop tard » (Müller et Fecker [10]). Sixth basic principle of NATM : « Construct the lining not too early or too late, and not too rigid or too flexible » (Müller and Fecker [10]).

## L'échafaudage conceptuel de la NATM et ses méthodes de raisonnement

Nous terminons nos observations avec une caractérisation générale de « l'échafaudage conceptuel » de la NATM [10].

Nous savons tous que les concepts représentent les éléments de la pensée et donc du jugement [27]. La démonstration d'une découverte scientifique présuppose des concepts clairement définis et des déductions correctes. Des connaissances qui ne sont pas fondées ou qui reposent sur des déductions erronées ne peuvent pas être considérées comme vraies.

Si on s'intéresse à la manière avec laquelle la NATM forme ses concepts, on remarque qu'elle travaille avant tout avec des définitions nominales. Sous ce terme, nous entendons une pure formation de mots, sans délimitation du contenu. Les définitions nominales ne font qu'effleurer un concept, par opposition aux définitions réelles, qui ont un contenu clair. Seules ces dernières s'adaptent au travail scientifique.

Les exemples suivants, tirés de la littérature de la NATM, montrent les inconvénients que présentent des définitions sans contenu conceptuel clair.

### DÉFINITIONS NOMINALES\*

Sensibilité à la décohesion  
Aptitude à la relaxation  
Vitesse de relaxation  
Revêtement semi-rigide  
Vide de forces  
Filtre de moments  
Composante additionnelle du poids  
Caractère additionnel de charge  
Effet d'auto-protection  
Réserve de portance fonction des tassements  
Ombre des contraintes redistribuées  
Événement de la redistribution des contraintes  
Événement des contraintes  
Facteur temps spécifique  
Nécessité de redistribution  
Déconfinement admissible

(Tiré de la littérature sur la NATM)

Comment la langue réagit-elle sur un tel système de pensée ? Elle commence par foisonner. La formation linguistique cache le manque de compréhension des relations logiques. Ci-dessous figure une série de mots utilisés comme synonymes de « anneau de terrain portant » dans la littérature sur la NATM.

### Expressions voisines de « ANNEAU DE TERRAIN PORTANT »\*

Coque externe  
Voûte externe  
Anneau externe  
Zone sous pression  
Zone détendue  
Anneau rocheux portant  
Zone d'écoulement  
Champ de lignes d'écoulement  
Élément de support du terrain  
Coque de terrain  
Anneau de voûte  
Coque de voûte  
Zone de rupture en cisaillement  
Voûte en anneau  
Ligne de support d'anneau  
Voûte de protection  
Gaine de protection  
Zone de protection  
Anneau support  
Voûte portante  
Enveloppe portante  
Élément portant  
Anneau portant  
Formation de coque portante  
Zone portante  
Coques en forme de pelures d'oignon  
Tube épais  
Voûte de roche intacte  
Zones comprimées en elles-mêmes  
Zones de Kastner en forme d'oreilles  
Anneau déterminant de terrain portant  
Zone aidant à porter  
Voûte naturelle  
Zones de cisaillement en forme d'oreilles  
Poches en forme d'oreilles  
Zone plastique  
Zone d'écoulement pseudo-plastique  
Zone diagonale pseudo-plastique  
Voûte d'écoulement résiduelle  
Anneau résiduel de terrain portant  
Zone d'écoulement en anneau  
Zones portantes en forme de coque  
Voûte auto-portante  
Coque de protection réduisant les contraintes  
Anneau portant stabilisateur  
Zones d'écoulement en forme de poches  
Constructions portantes dans le massif  
Zone de Trompeter  
Voûte portante virtuelle  
Zone de Wiesmann  
Zone à pression augmentée  
Zone en forme de langue

(Tiré de la littérature sur la NATM)

\* Comme la signification de ces expressions n'est souvent pas très claire, même dans la version originale en allemand, nous avons choisi ici une traduction littérale.

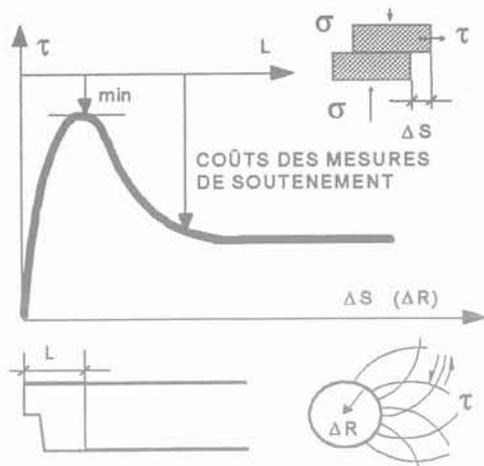


FIG. 22 Relation impossible entre essai de cisaillement, convergence, distance du front et coûts des mesures de soutènement et de support (Sauer, [25]). Unfounded relation between shear test, convergence, distance from the excavation face and costs for support measures (Sauer, [25]).

La diversité de ces expressions rappelle le Faust de Goethe :

« Lorsque le sens parfois s'efface,  
Le mot s'insinue à sa place,  
Grâce à des mots on peut se disputer,  
Avec des mots un système inventer... »

(Traduction Jean Malaplate)

Si les concepts sont flous, les jugements qui en découlent sont nécessairement faux, ou pour le moins non contraignants. Dans la littérature de la NATM, on rencontre souvent des déductions fausses ou incomplètes. Une conclusion fautive survient lorsqu'on utilise le même concept tout en changeant son contenu, la conclusion dépendant alors de plusieurs concepts [27]. De cette façon, on peut toujours démontrer ce qui arrange et tolérer côte à côte des idées contradictoires. Un bon exemple pour illustrer une déduction fautive est l'instruction pour activer l'anneau de terrain portant.

Si une ou plusieurs des prémisses ne sont pas explicitées dans le raisonnement, on en arrive à une conclusion incomplète. L'affirmation de la NATM, selon laquelle le terrain a besoin de temps pour l'établissement d'un nouvel état d'équilibre, est une conclusion incomplète. Il faudrait ajouter que cette affirmation n'a un sens pratique que pour certains types de massifs. Une conclusion erronée résulte aussi de l'emploi d'un concept bien connu et défini dans un sens arbitrairement modifié. Ceci est le cas dans [25] lors de la représentation d'une courbe caractéristique avec deux minima et un maximum.

On commet cependant une erreur grave si on annonce une « découverte » sans la prouver. Le diagramme (Fig. 22) que Sauer [25] a publié dans son article *Théorie et pratique de la NATM* en est un exemple. Ce diagramme essaye d'établir une relation entre les grandeurs suivantes :

– chemin ( $\Delta S$ ) et contrainte ( $\tau$ ) lors d'un essai de cisaillement direct ;

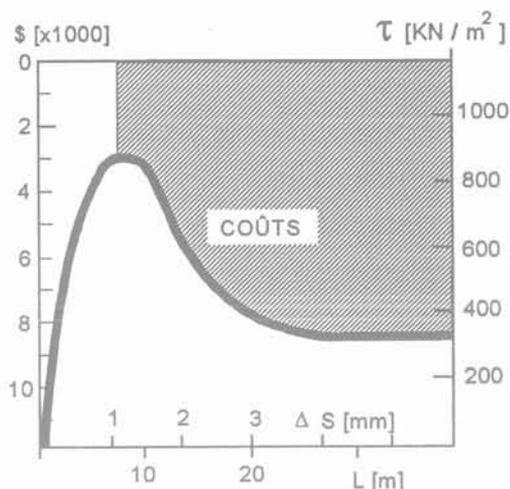


FIG. 23 Coûts des mesures de soutènement et de support en fonction de la résistance au cisaillement suite à la théorie de la NATM. Costs for the support measures in a supposed function of the shear strength following the NATM theory.

– convergence radiale ( $\Delta R$ ) et distance ( $L$ ) entre le front et l'anneau de revêtement d'une cavité.

Sauer commente [25] :

« Les coûts pour les mesures de soutènement et de support peuvent être déduits par analogie à cette courbe. Ils résultent de la différence avec un support théorique minimal lorsqu'on profite de façon maximale de la résistance initiale au cisaillement. »

Ce diagramme nous donnerait donc un moyen pour déterminer les coûts de soutènement d'un tunnel sur la base de quelques essais de cisaillement en laboratoire. Cette courbe pourrait avoir l'allure de celle de la figure 23 où les coûts en dollars par mètre linéaire de soutènement pourraient être lus en ordonnée. Selon la forme de la courbe de cisaillement, les coûts augmenteraient rapidement à partir d'une certaine distance du front.

Cette théorie de la NATM selon Sauer n'est pas justifiée. Elle n'est même pas justifiable, car on peut facilement montrer que de telles relations ne peuvent tout simplement pas exister. Mais le lecteur en retire l'impression que la NATM maîtrise certains aspects qui restent hors de portée d'autres méthodes de construction de tunnels.

#### 4

## Conclusions sur « l'échafaudage conceptuel » NATM

Une analyse critique de la NATM dans son système conceptuel n'est pas possible. Ses concepts ont tellement de significations différentes qu'ils se dérobaient à toute approche. Mais si on considère la NATM dans sa globalité, non seulement elle ne peut pas échapper à la critique, mais elle ne peut pas non plus lui résister.

- [1] Neue Österreichische Tunnelbaumethode, Definition und Grundsätze, Selbstverlag der Forschungsgesellschaft für das Strassenwesen im ÖLAV, Wien, 1980.
- [2] Lauffer H. – Forderungen der NÖT an maschinelle Vortriebssysteme. *Felsbau* 6, Nr. 4, 1988.
- [3] Hagenhofer F. – NATM for tunnels with high overburden. *Tunnels and Tunneling*, May, 1990.
- [4] Ritter W. – Statik der Tunnelgewölbe. Berlin, 1879.
- [5] Engesser F. – Über den Erddruck gegen innere Stützwände (Tunnelwände). *Deutsche Bauzeitung*, 1882.
- [6] Wiesmann E. – Ein Beitrag zur Frage der Gebirgs- und Gesteinsfestigkeit. *Schweizerische Bauzeitung*, Band 53, 1909.  
Wiesmann E. – Über Gebirgsdruck. *Schweizerische Bauzeitung*, Band 60, Nr. 7, 1912.
- [7] Rabcewicz L. – Aus der Praxis des Tunnelbaus, Einige Erfahrungen über echten Gebirgsdruck. *Geologie und Bauwesen*, Jg. 27, Heft 3-4, 1962.
- [8] Maillart R. – Über Gebirgsdruck. *Schweizerische Bauzeitung*, Band 81, Nr. 14, 1923.
- [9] Mohr F. – Kraft und Verformung in der Gebirgsmechanik untertage. Deutsche Baugrundtagung, Köln, W. Ernst Verlag, 1957.
- [10] Müller L., Fecker E. – Grundgedanken und Grundsätze der « Neuen Österreichischen Tunnelbauweise ». Felsmechanik Kolloquium Karlsruhe, Trans Tech Publ., Claustal, 1978.
- [11] Rabcewicz L. – Gebirgsdruck und Tunnelbau. Springer-Verlag, Wien, 1944.
- [12] Müller L. – Der Felsbau, Dritter Band : Tunnelbau. Enke Verlag Stuttgart, 1978.
- [13] Müller L. – Der Einfluss von Klüftung und Schichtung auf die Trompeter-Wiesmannsche Zone, 10. Ländertreffen, Int. Büro für Gebirgsmechanik Leipzig, Akad. Verlag, Berlin, 1970.
- [14] Wisser E. – Die Gestaltung von Kraftthauskavernen nach felsmechanischen Gesichtspunkten. *Felsbau* 8, Nr. 2, 1990.
- [15] Myers A., John M., Fugeman I., Lafford G., Purrer W. – Planung und Ausführung der britischen Überleitstelle im Kanaltunnel. *Felsbau* 9, Nr. 1, 1991.
- [16] Müller L., Sauer G., Vardar M. – Dreidimensionale Spannungsumlagerungsprozesse im Bereich der Ortsbrust. *Rock Mechanics*, Suppl. 7, 1978.
- [17] Duddek H. – Zu den Berechnungsmodellen für die Neue Österreichische Tunnelbauweise (NÖT). *Rock Mechanics*, Suppl. 8, 1979.
- [18] Pacher F. – Deformationsmessungen im Versuchsstollen als Mittel zur Erforschung des Gebirgsverhaltens und zur Bemessung des Ausbaues. *Felsmech. und Ing. Geol.*, Suppl. I, 1964.
- [19] Rabcewicz L., Golser J., Hackl E. – Die Bedeutung der Messung im Hohlraumbau, Teil I. *Der Bauingenieur* 47, Heft 7, 1972.
- [20] Seeber G., Keller S., Enzenberg A., Tagwerker J., Schletterer R., Schreyer F., Coleselli A. – Bemessungsverfahren für die Sicherungsmassnahmen und die Auskleidung von Strassentunneln bei Anwendung der neuen Österreichischen Tunnelbauweise. Strassenforschung, Heft 133, Wien, 1980.
- [21] ITA-Richtlinien für den konstruktiven Entwurf von Tunneln, Taschenbuch für den Tunnelbau. Verlag Glückauf, 1990.
- [22] Swoboda G. – Finite element analysis of the New Austrian Tunneling Method. 3rd Int. Conf. on Num. Methods in Geomechanics, Aachen, 1979.
- [23] Wanninger R. – New Austrian Tunneling Method and finite elements. 3rd Int. Conf. on Num. Methods in Geomechanics, Aachen, 1979.
- [24] Rabcewicz L. – Die Neue Österreichische Tunnelbauweise, Entstehung, Ausführungen und Erfahrungen. *Der Bauingenieur*, 40. Jg., Heft 8, 1965.
- [25] Sauer G. – Theorie und Praxis der NÖT. *Tunnel* 4, 1986.
- [26] Austrian National Committee of the ITA – In defence of NATM (Communication). *Tunnels & Tunneling*, June 1986.
- [27] Hessen J. – Wissenschaftslehre, Lehrbuch der Philosophie. Erasmus-Verlag, München, 1947.
- [28] Locke J. – An Essay concerning Human Understanding. Clarendon Press, Oxford, 1975.

Le *Rapport général d'activité du LCPC-1993* et la *Monographie d'études et de recherches 1992-1993* sont disponibles gratuitement sur simple demande au :

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées  
Service de l'Information scientifique et technique  
Section publications  
(à l'attention de Claire Lafollas)  
58, bd Lefebvre – 75732 Paris Cedex 15

Le XX<sup>e</sup> congrès mondial de la Route aura lieu du **3 au 9 septembre 1995** à Montréal.

*Renseignements :*

XX<sup>e</sup> congrès mondial de la Route  
1200, av. McGill College  
Bureau 1620  
Montréal (Québec), Canada H3B 4G7

Le 30<sup>e</sup> colloque annuel du Groupe français de Rhéologie aura lieu à Bordeaux du **13 au 15 septembre 1995**.

*Renseignements :*

Secrétariat du 30<sup>e</sup> colloque du GFR  
MASTER – ENSCPB  
Université Bordeaux 1  
351, cours de la Libération  
33405 Talence Cedex

Le XII<sup>e</sup> congrès international de Rhéologie aura lieu du **18 au 23 août 1996** à Québec.

*Renseignements :*

Michel Dumoulin  
Secrétaire du XII<sup>e</sup> congrès international de Rhéologie  
National Research Council – Canada  
Industrials Materials Institute  
75, de Mortagne  
Boucherville (Québec), Canada J4B 6Y4

Le symposium international de la Société autrichienne de géomécanique, *Anchors in theory and practice* aura lieu les **9-10 octobre 1995** à Salzbourg.

*Renseignements :*

Beatrix Haslinger  
Tauernplan – Consulting GmbH  
Rainerstrasse, 29  
A – 5020 Salzbourg, Austria

# Étude des écoulements en milieux poreux par la méthode de Monte Carlo

**G. AUVINET**

Laboratoire  
de Géomécanique,  
ENSG, rue du  
Doyen Marcel-Roubault,  
B.P. 40, 54501,  
Vandœuvre-lès-Nancy,  
France  
Instituto de Ingenieria,  
UNAM,  
Ciudad Universitaria,  
Apdo Postal 70-472,  
Coyacan 04510,  
Mexico D.F., Mexique

## Résumé

La méthode de Monte Carlo permet de résoudre les problèmes d'écoulements permanents en milieux poreux. L'article révisé les bases théoriques de cette technique et montre comment la procédure de mise en œuvre doit être adaptée quand le milieu est anisotrope et hétérogène. Des exemples d'application sont présentés. On analyse par ailleurs le problème du temps de calcul nécessaire pour obtenir une précision déterminée. On montre que la convergence extrêmement lente de la méthode la rend, en général, peu attrayante pour les problèmes courants. On met, en revanche, en évidence l'intérêt qu'elle peut présenter pour les problèmes tridimensionnels à géométrie complexe. L'utilité des procédés permettant de réduire la variance de l'estimateur du potentiel hydraulique et donc d'accélérer la convergence est, en outre, évaluée.

## Monte Carlo techniques applied to analysis of flow through porous media

## Abstract

Monte Carlo techniques can supply solutions to the problem of steady-state seepage through porous media. In this paper, the basis of the method are reviewed together with its practical application to anisotropic and heterogeneous media. Some examples are included. A procedure to evaluate the computing time required to reach a given accuracy is presented. It is shown that the convergence of the method is extremely slow. The potential of variance reducing techniques to increase the convergence rate is assessed. The method appears to be best suited for three-dimensional problems in domains with irregular configuration.

## Introduction

Il existe de nombreuses méthodes d'analyse du problème des écoulements permanents en milieux poreux. Les plus courants sont les procédés graphiques, analogiques ou numériques comme les méthodes par différences finies ou aux éléments finis (Humbert, 1984). On cite aussi souvent Scott, 1963 et Harr, 1989, mais il semble que l'on n'ait pas toujours bien interprété une autre approche qui permet de résoudre ce même type de problème : la méthode de Monte Carlo. Le but de cet article est de clarifier les bases théoriques et la procédure de mise en œuvre de la méthode, et de montrer que, dans certaines situations particulières, elle peut être utile à l'ingénieur. Sa simplicité lui donne en effet des avantages évidents par rapport aux méthodes classiques, surtout dans le cas des domaines d'écoulements tridimensionnels à géométrie complexe. On évalue par ailleurs ce que peuvent apporter les techniques de réduction de variance et, plus particulièrement, celle de l'échantillonnage d'importance, à l'accélération de la convergence de la méthode, généralement extrêmement lente.

## Bases de la méthode

### Le problème de Dirichlet

Comme on le sait, l'étude des écoulements en régime permanent dans les milieux poreux homogènes et isotropes se ramène à la solution du problème de Dirichlet, c'est-à-dire à la détermination dans un domaine fermé considéré  $D$ , d'une fonction  $h$  (dans ce cas la charge hydraulique) telle que :

$$\text{dans } D : \quad \nabla^2 h = 0 \quad (1)$$

et en tout point  $Q$  de la frontière de  $D$  :  $h = F(Q)$

où  $\nabla^2$  est l'opérateur Laplacien et  $F(Q)$  une certaine fonction définissant les conditions aux limites.

Les techniques de Monte Carlo permettent de résoudre ce problème par différents procédés, le plus commun étant celui de la marche au hasard (Hammersley, 1965).

### Méthode de la marche au hasard

Pour résoudre numériquement le problème précédent, l'équation (1) peut être remplacée par son approximation en termes de différences finies. Dans le cas d'un domaine bidimensionnel  $D$ , cette démarche équivaut à superposer au domaine continu un maillage de pas  $\delta$  dont les  $n$  nœuds peuvent être divisés en nœuds internes et de frontière (Fig. 1). Pour les nœuds internes  $A$ , l'équation (1) est remplacée par :

$$\frac{1}{\delta^2} [h(A_1) - 2h(A) + h(A_3)] + \frac{1}{\delta^2} [h(A_2) - 2h(A) + h(A_4)] = 0 \quad (2)$$

soit :

$$h(A) = \frac{1}{4} [h(A_1) + h(A_2) + h(A_3) + h(A_4)] \quad (3)$$

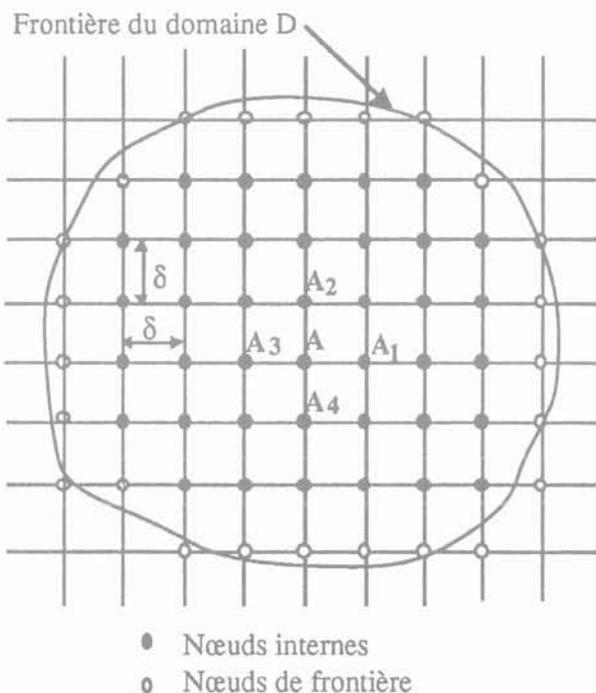


FIG. 1 Domaine de résolution du problème de Dirichlet. Solving domain for Dirichlet problem.

Aux nœuds frontaliers, la charge hydraulique est approximativement égale à  $F(Q)$  où  $Q$  est le point de la frontière le plus proche du nœud considéré. Les valeurs de la charge hydraulique aux  $n$  nœuds du maillage sont donc les solutions du système d'équations linéaires :

$$[H] = [F] + [M] [H] \quad (4)$$

où :

$[H]$  : vecteur colonne des  $n$  charges hydrauliques  $h_i$  aux nœuds  $A_i$  ;

$[F]$  : vecteur colonne à  $n$  composantes :  $F_i = F(Q)$  pour les nœuds frontaliers et  $F_i = 0$  pour les nœuds internes ;

$[M]$  : matrice carrée de  $n \times n$  éléments,  $m_{ij}$ , égaux à  $1/4$  ou nuls.

Le système d'équations (4) peut être résolu par des techniques conventionnelles comme la méthode des relaxations. La méthode dite de Monte Carlo consiste, quant à elle, à profiter à l'analogie qui existe entre la matrice  $[M]$  et la matrice des probabilités de transition d'un processus aléatoire Markovien homogène particulièrement simple : celui de la marche au hasard. Cette chaîne de Markov décrit les mouvements d'un objet se déplaçant de façon aléatoire sur les nœuds d'un maillage analogue à celui de la figure 1 (on prend parfois l'exemple des déambulations d'un ivrogne : *drunkard's walk*). Cette analogie mathématique permet de résoudre le problème posé de façon approchée. Pour cela on a recours, comme on le verra ci-dessous, à des

simulations du processus de marche au hasard associé au problème d'écoulement considéré.

Soit un nœud  $A_0$  du maillage où l'on souhaite déterminer la charge hydraulique. On simule une série de marches aléatoires au départ de ce point. Les probabilités de transition en un pas d'un nœud  $A_i$  à un autre  $A_j$  sont prises égales aux éléments  $m_{ij}$  de  $(M)$ . Pour un nœud interne, les probabilités de passage à chacun des quatre nœuds voisins sont donc égales à  $1/4$ . Par ailleurs, les nœuds de la périphérie sont considérés comme absorbants, c'est-à-dire que les trajectoires simulées se terminent en ces points quand elles les atteignent. Une trajectoire complète  $T$  passe donc par une série de nœuds :

$$S_T = (A_0, A_1, \dots, A_k) \quad (5)$$

où  $A_k$  est un nœud absorbant.

D'après le théorème de Chapman-Kolmogorof (Parzen, 1964), la probabilité de passer d'un nœud  $A_i$  à tout autre nœud  $A_j$  en  $r$  pas est égale à l'élément  $m_{ij}^{(r)}$  de  $(M)^r$ . L'espérance mathématique de la valeur  $F_T$  de la fonction  $F(Q)$  au nœud absorbant final pour les trajectoires partant de  $A_0$  est donc :

$$E(F_T) = \sum_T P(T) F_T = F(A_0) + (M)_{01} F_1 + (M)_{02} F_2 + \dots + (M)_{0k} F_k + \dots \quad (6)$$

où  $(M)_{0i}^r$  est le vecteur ligne de la matrice  $(M)^r$  correspondant au nœud  $A_0$ .

On remarquera que l'on peut sommer sur toutes les trajectoires  $T$  que l'on peut suivre en  $r$  pas, y compris celles qui ne se terminent pas par un nœud absorbant, puisque pour ces dernières la valeur de  $F_T$  est nulle.

En comparant les équations (4) et (6), on arrive immédiatement à la conclusion que le vecteur colonne à composantes  $h_i = E(F_T | A_0 = A_i)$  est la solution du système d'équations (4). Pour estimer une de ces composantes  $h_i$ , il suffit donc de stimuler, au moyen de nombres aléatoires, une série de trajectoires partant du nœud  $A_i$  et de calculer la valeur moyenne de  $F_T$ . Cette valeur moyenne est un estimateur sans biais de la charge hydraulique au point  $A_i$ .

Il est important de souligner que la stimulation porte sur le processus de marche au hasard associé et non sur l'écoulement lui-même, comme l'ont apparemment cru certains auteurs pour lesquels la méthode consisterait à simuler les déplacements d'une particule d'eau dans le milieu poreux. Ce n'est évidemment pas le cas, puisqu'une particule d'eau se déplacerait de façon préférentielle dans la direction de l'écoulement.

## 2.3

### Adaptation de la méthode (Auvinet, 1975)

#### 2.3.1

#### Frontières imperméables

La présence de frontières imperméables peut facilement être prise en compte. On sait qu'une frontière imperméable est aussi une ligne d'écoulement ; on peut donc la considérer comme un axe séparant deux domaines symétriques par rapport à cet axe, dont l'un

est fictif, mais dont la réunion forme un domaine  $D$  du type considéré en 2.1. Si une trajectoire atteint un point  $A$  situé au-delà d'une frontière de ce type, on peut donc indifféremment la laisser se prolonger dans le domaine fictif ou la faire « rebondir » sur la frontière et la ramener dans le domaine réel. C'est bien entendu cette dernière solution qui est retenue. La marche au hasard reprend donc à partir du point symétrique du point  $A$  par rapport à la frontière imperméable (Fig. 2).

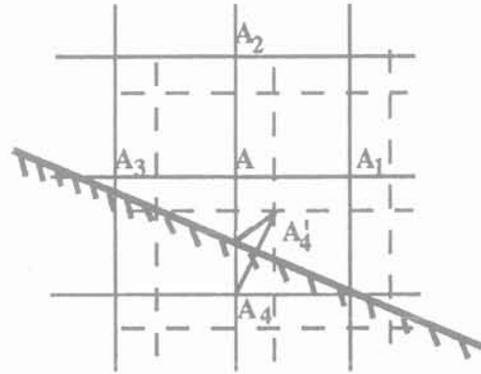


FIG. 2 **Rebondissement sur les frontières imperméables.**  
Bouncing on impervious boundaries.

#### 2.3.2

#### Milieux anisotropes

Dans les milieux anisotropes, en particulier les milieux stratifiés, il est souvent possible de caractériser la perméabilité par un coefficient  $k_x$  dans une certaine direction  $X$  et par un autre coefficient  $k_y$  dans la direction  $Y$  perpendiculaire à la précédente. L'équation qui régit l'écoulement est alors :

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (7)$$

Si on adopte un pas de maillage  $\delta x$  dans la direction  $X$  et  $\delta y$  dans la direction  $Y$ , l'équation précédente s'écrit en termes de différences finies :

$$\frac{k_x}{(\delta x)^2} [h(A_1) - 2h(A) + h(A_3)] + \frac{k_y}{(\delta y)^2} [h(A_2) - 2h(A) + h(A_4)] = 0 \quad (8)$$

On se ramène à l'équation (3) si le maillage est choisi de telle façon que :

$$\frac{k_x}{(\delta x)^2} = \frac{k_y}{(\delta y)^2} \quad (9)$$

soit :

$$\delta x = \delta y \sqrt{\frac{k_x}{k_y}} \quad (10)$$

La méthode peut donc être appliquée aux milieux anisotropes en adoptant la règle précédente. On peut également, bien entendu, choisir de conserver un pas constant dans toutes les directions à condition d'appliquer au domaine d'écoulement une transformation :

$$x' = x \sqrt{\frac{k_y}{k_x}}; y' = y \quad \text{ou} \quad y' = y \sqrt{\frac{k_x}{k_y}}; x' = x \quad (11)$$

### 2.3.3

#### Domaines hétérogènes

Lorsque le domaine d'écoulement est hétérogène, il est nécessaire de le diviser en sous-domaines à perméabilités distinctes. A l'intérieur de chaque sous-domaine, la méthode s'applique sans modifications, mais une attention particulière doit être prêtée aux frontières entre ces différentes zones. Si un nœud coïncide avec une de ces frontières entre deux milieux de perméabilités respectives  $k_1$  et  $k_2$  (Fig. 3), on établit, à partir des équations aux différences finies (Juarez, 1969), que les probabilités de transition doivent être les suivantes :

$$\begin{aligned} P[AA_1] &= \frac{k_2}{2(k_1+k_2)} + \frac{(k_1-k_2)(1-\text{tg}\alpha)}{(k_1+k_2)4(1+\text{tg}^2\alpha)} \\ P[AA_2] &= \frac{k_1}{2(k_1+k_2)} + \frac{(k_1-k_2)\text{tg}\alpha(1-\text{tg}\alpha)}{(k_1+k_2)4(1+\text{tg}^2\alpha)} \\ P[AA_3] &= \frac{k_1}{2(k_1+k_2)} + \frac{(k_2-k_1)(1-\text{tg}\alpha)}{(k_1+k_2)4(1+\text{tg}^2\alpha)} \\ P[AA_4] &= \frac{k_2}{2(k_1+k_2)} + \frac{(k_2-k_1)\text{tg}\alpha(1-\text{tg}\alpha)}{(k_1+k_2)4(1+\text{tg}^2\alpha)} \end{aligned} \quad (12)$$

Certains auteurs interprétant la méthode en termes de simulation des mouvements d'une particule d'eau ont cru pouvoir recommander de modifier le pas du maillage lors du passage d'un milieu à l'autre proportionnellement à la perméabilité du nouveau milieu de

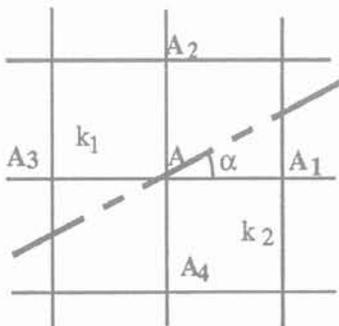


FIG. 3 **Frontière entre matériaux à perméabilités différentes.**  
Transition between materials with different permeabilities.

façon à « accélérer » l'écoulement dans les milieux les plus perméables et à le « freiner » dans les moins perméables. Il s'agit bien entendu, comme on l'a déjà souligné, d'une confusion sur l'interprétation de la méthode. On vérifie facilement que cette façon de procéder n'est pas compatible avec les équations aux différences finies du problème. On s'en tiendra donc à la technique exposée ci-dessus.

### 2.3.4

#### Domaines tridimensionnels

La méthode peut être facilement adaptée aux domaines tridimensionnels. En effet, dans ce cas, si le milieu est homogène, l'équation (1) s'écrit en différences finies (Fig. 4) comme suit :

$$\begin{aligned} &\frac{1}{\delta^2} [h(A_1) - 2h(A) + h(A_3)] \\ &+ \frac{1}{\delta^2} [h(A_2) - 2h(A) + h(A_4)] \\ &+ \frac{1}{\delta^2} [h(A_5) - 2h(A) + h(A_6)] = 0 \end{aligned} \quad (13)$$

soit : 
$$h(A) = \frac{1}{6} [h(A_1) + h(A_2) + h(A_3) + h(A_4) + h(A_5) + h(A_6)] \quad (14)$$

Les probabilités de transition d'un nœud interne aux nœuds voisins en un pas sont donc dans ce cas de 1/6.

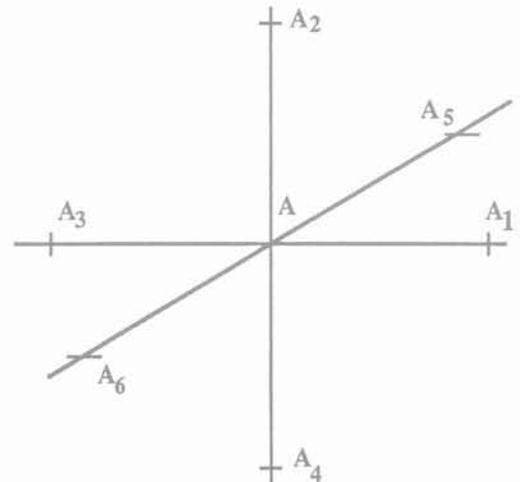


FIG. 4 **Maillage tridimensionnel.**  
Three-dimensional mesh.

### 2.3.5

#### Autres adaptations

La méthode peut être adaptée sans difficultés aux écoulements axisymétriques. Elle permet également de tenir compte, le cas échéant, des surfaces libres d'écoulement, ainsi que des défauts d'ajustement entre le

maillage et les frontières. On peut aussi réduire les dimensions du maillage dans les zones à fort gradient hydraulique afin d'augmenter la précision de l'estimation (Auvinet, 1975).

3

## Exemples de mise en œuvre de la méthode

3.1

### Problèmes bidimensionnels

On a représenté sur la figure 5 un domaine classique d'écoulement correspondant aux infiltrations sous un barrage en terre au travers des matériaux perméables de fondation. Les dimensions sont celles de la digue de la rive gauche de l'aménagement de « El Cuchillo », un barrage d'une dizaine de kilomètres de long, construit pour l'alimentation en eau de la ville de Monterrey, au Mexique. Les fondations sont constituées par des alternances de couches horizontales de grès et de schistes fracturés à forte anisotropie de perméabilité. On a supposé que la perméabilité horizontale  $k_x$  était dix fois supérieure à la perméabilité verticale  $k_y$ . Une trajectoire typique obtenue par simulation du processus de marche au hasard associé aux conditions particulières d'écoulement sous cet ouvrage est représentée sur la figure 5. Le calcul a été fait pour un point situé sur l'axe de symétrie de la section transversale, à mi-hauteur de la couche perméable qui fait 12 m d'épaisseur. Le tirant étant  $F_1 = 6$  m du côté amont et  $F_2 = 0$  m du côté aval, où la surface du terrain a été prise comme plan de référence, la charge hydraulique au point considéré est, évidemment, de 3 m. La méthode

de Monte Carlo permet de retrouver ce résultat en procédant comme on l'a indiqué plus haut. Si  $m_1$  trajectoires partant du point de calcul sont absorbées du côté amont (cas de la figure) et  $m_2$  du côté aval, la valeur moyenne de la charge hydraulique à la sortie est :

$$h^* = \frac{m_1 F_1 + m_2 F_2}{m_1 + m_2} \quad (15)$$

L'espérance mathématique de cet estimateur est la charge hydraulique au point de calcul. Sur cet exemple, la méthode n'est évidemment pas compétitive par rapport aux méthodes plus classiques. On notera en particulier que, même après un nombre important de marches au hasard, il subsiste un écart par rapport à la valeur théorique et que la précision exprimée au moyen de l'écart type de l'estimateur  $h^*$  reste décevante.

A titre d'illustration, on a représenté sur la figure 6 une trajectoire simulée dans le cas hypothétique où une paroi étanche serait mise en place dans les matériaux perméables de la fondation. Finalement, sur la figure 7, on a représenté une trajectoire dans un domaine plus complexe constitué par deux couches superposées à perméabilités différentes. La couche supérieure, dont la perméabilité est anisotrope, est coupée par une paroi étanche. Il a été supposé, par ailleurs, que la couche inférieure présentait une perméabilité isotrope inférieure d'un ordre de grandeur à la perméabilité horizontale de la couche supérieure. Aux frontières entre les deux couches, on a respecté les règles de transition définies en 2.3.3.

La méthode a été appliquée dans ce cas à l'aide d'un logiciel (MOCA2D) développé à l'École nationale supérieure de géologie de Nancy (Auvinet, 1994). Les données à fournir sont simplement les perméabilités des différents matériaux, les coordonnées des extrémités des différents segments qui délimitent le domaine d'écoulement et les zones à perméabilité homogène, ainsi que les conditions aux limites. Il n'est pas néces-

Point de calcul :  $x = 62,5$  ;  $y = -6$ . Nombre de trajectoires : 1 000.  $\delta x = 1,5$  m ;  $\delta y = 0,47$  m. Nombre de pas : 1 888 428. Potentiel : 3,023 m. Écart-type : 0,095 m.

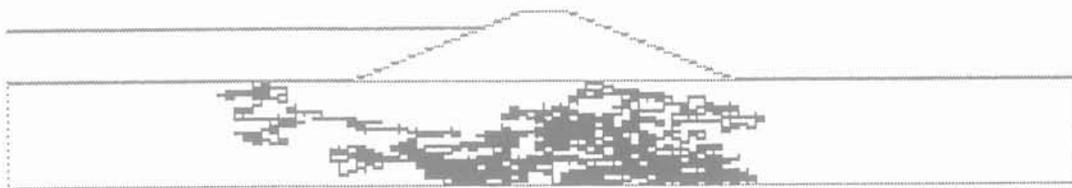


FIG. 5 Problème bidimensionnel.  
Two-dimensional problem.

Point de calcul :  $x = 62,5$  ;  $y = -11$ . Nombre de trajectoires : 1 000.  $\delta x = 1,5$  m ;  $\delta y = 0,47$  m. Nombre de pas : 2 080 208. Potentiel : 3,108 m. Écart-type : 0,095 m.

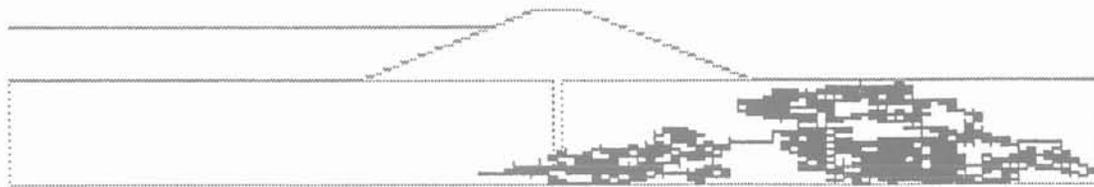


FIG. 6 Paroi étanche.  
Cut-off wall.

Point de calcul :  $x = 62,5$  ;  $y = -18$ . Nombre de trajectoires : 1 000.  $\delta x = 1,5$  m ;  $\delta y = 0,47$  m (couche supérieure).  $\delta x = \delta y = 1,5$  m (couche inférieure). Nombre de pas : 3 258 468. Potentiel : 3,053 m. Écart-type : 0,095 m.

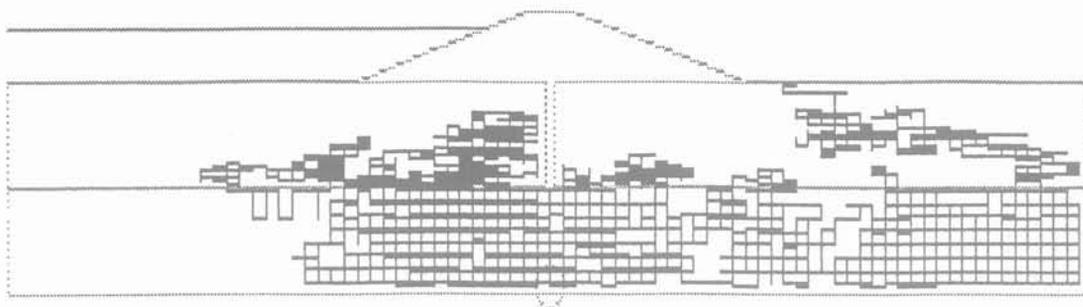


FIG. 7 Paroi étanche dans un bicouche.  
Cut-off wall in a two layers system.

saire de définir explicitement un maillage *a priori*, puisqu'il suffit d'appliquer des accroissements positifs ou négatifs aux coordonnées du point en mouvement au gré des tirages de nombres aléatoires. Ce dernier aspect constitue un avantage non négligeable par rapport aux méthodes numériques aux éléments finis ou par différences finies.

### 3.2

## Problèmes tridimensionnels

Un logiciel a également été développé pour les domaines tridimensionnels (MOCA3D). L'algorithme est similaire à celui décrit au paragraphe précédent, à ceci près que les frontières sont définies au moyen des

coordonnées des sommets d'aires triangulaires délimitant le domaine d'écoulement.

A titre d'illustration, une étude de l'influence sur la charge hydraulique du resserrement vers l'aval de la vallée alluviale, sous une digue analogue à celle étudiée précédemment, a été réalisée en utilisant la méthode (Fig. 8). Les calculs ont été effectués pour trois points situés sur l'axe longitudinal du domaine d'écoulement : en amont au point A ( $x = 35$  ;  $y = -3$ ), sous le barrage au point B ( $x = 62,5$  ;  $y = -6$ ) et en aval au point C ( $x = 90$  ;  $y = -3$ ), dans une zone où peuvent se présenter des gradients critiques. Les résultats sont présentés sur la figure 9. Ce type d'étude n'est plus réalisable par les méthodes graphiques et implique un travail ardu de définition de maillage pour les méthodes numériques de type éléments finis ou différences finies. La méthode de Monte Carlo conserve quant à elle toute sa simplicité.

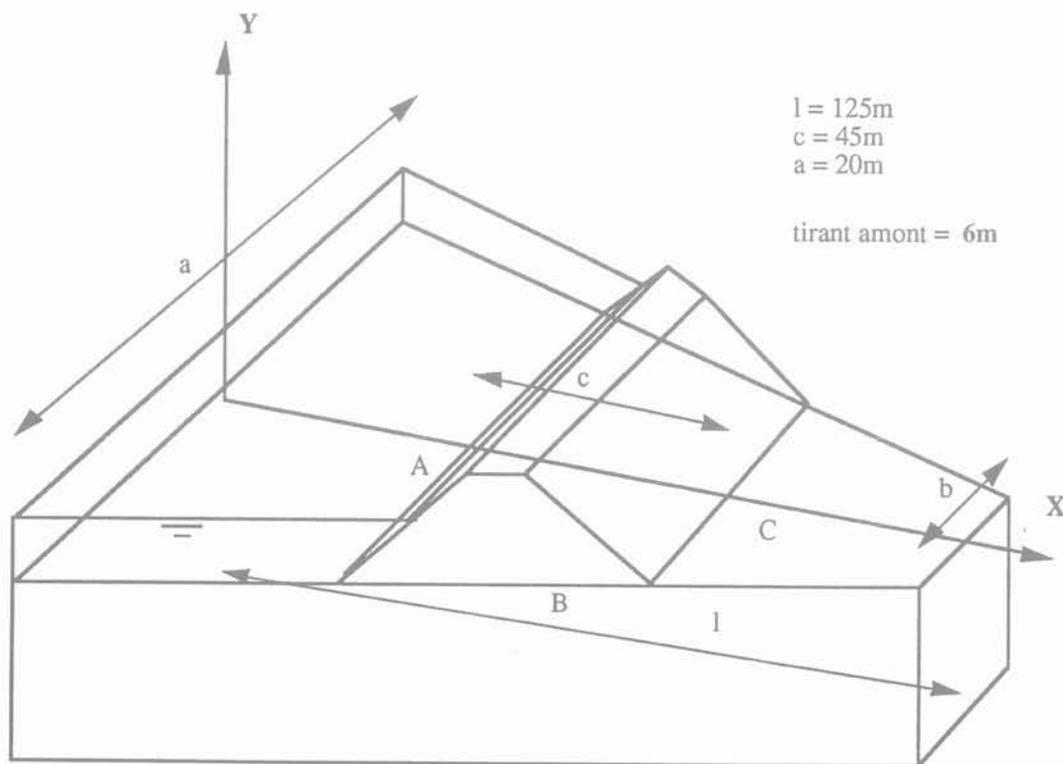


FIG. 8 Problème tridimensionnel.  
Three-dimensional problem.

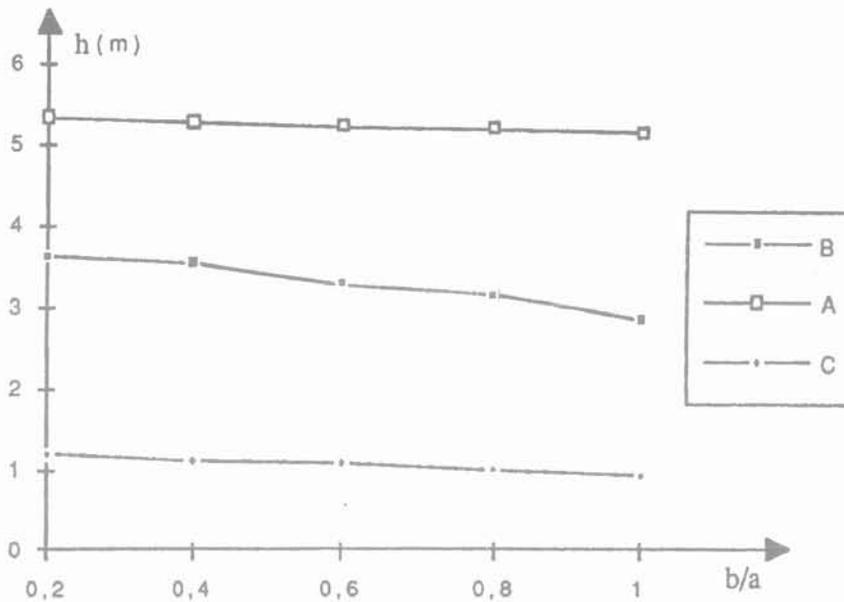


FIG. 9 Problème tridimensionnel.  
Three-dimensional problem.

4

## Temps de calcul et précision

4.1

### Estimation de la durée d'une marche aléatoire

Le nombre  $n_p$  de pas aléatoires nécessaires pour qu'une trajectoire atteigne une des frontières absorbantes est une variable aléatoire. Son espérance mathématique  $N_j$  pour les trajectoires partant d'un nœud donné  $A_j$  peut être déterminée par les méthodes classiques de calcul du temps moyen d'absorption d'une chaîne de Markof (Parzen, 1964).

On a : 
$$N_j = E(n_p | A_0 = A_j) \quad (16)$$

$$N_j = \sum_{k=1}^m m_{jk} E(n_p | A_0 = A_j) \quad (17)$$

Si  $T$  est l'ensemble des nœuds internes et  $T^c$  celui des nœuds frontaliers :

$$N_j = \sum_T m_{jk} (1 + E(n_p | A_0 = A_j)) + \sum_{T^c} m_{jk} \quad (18)$$

donc : 
$$N_j = 1 + \sum_T m_{jk} N_k \quad (19)$$

Ce système d'équations linéaires permet théoriquement de déterminer l'espérance du nombre de pas nécessaires pour atteindre l'une des frontières absorbantes à partir des différents nœuds du maillage. On voit toutefois que la résolution de ce système est d'un degré de difficulté comparable à celui des équations de l'écoulement lui-même, ce qui en réduit considérablement l'intérêt. Dans certains cas particuliers, le système a néanmoins une solution simple.

Considérons par exemple le cas des écoulements sous une palplanche étanche fichée dans un milieu poreux homogène (Fig. 10). Le nombre moyen de pas verticaux (ascendants ou descendants) nécessaires pour atteindre la surface d'ordonnée  $k$  à partir d'un nœud  $A_j$  d'ordonnée  $j$  est indépendant de l'abscisse du nœud considéré et peut être calculé à l'aide du système (19).

On a : 
$$N_0 = 1 + N_1 \quad (20)$$

$$N_1 = 1 + \frac{N_0 + N_2}{2} \quad (21)$$

et, en général : 
$$N_{j-1} = 1 + \frac{N_{j-2} + N_j}{2} \quad (22)$$

d'où : 
$$N_1 = N_0 - 1 \quad (23)$$

$$N_2 = N_0 - 4 \quad (24)$$

et, en général : 
$$N_j = N_0 - j^2 \quad (25)$$

mais sur la frontière supérieure :

$$N_k = N_0 - k^2 = 0 \quad (26)$$

donc, en général : 
$$N_j = k^2 - j^2 \quad (27)$$

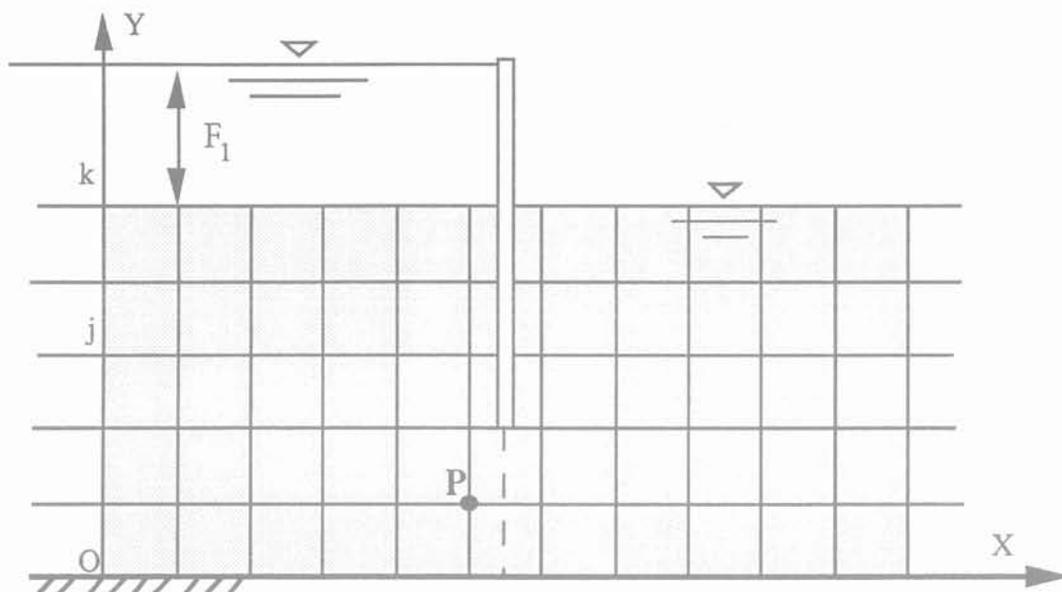


FIG. 10 Écoulement sous une palplanche.  
Flow below a sheet-pile wall.

Cette expression donne le nombre moyen de pas verticaux nécessaires pour atteindre la frontière supérieure à partir d'un point d'ordonnée  $j$ . L'espérance du nombre de pas horizontaux est la même, puisqu'à chaque pas vertical correspond en moyenne un pas horizontal. L'espérance du nombre total de pas pour un écoulement bidimensionnel est donc égale à  $2(k^2 - j^2)$ . Dans le cas tridimensionnel, pour les domaines à parois latérales verticales, ce nombre passe simplement à  $3(k^2 - j^2)$ , ce qui ne constitue qu'une augmentation de 50 % et explique l'intérêt que présente la méthode pour ce type de problèmes. Dans le cas des domaines à frontières imperméables multiples (Fig. 5 et 6) les estimations précédentes ne constituent, bien entendu, qu'une limite inférieure de l'espérance du nombre de pas requis.

#### 4.2

### Précision de l'estimation

La précision des résultats obtenus en appliquant la méthode de la marche au hasard est affectée par la même erreur systématique que la méthode des différences finies en ce qui concerne le pas  $\delta$  du maillage. On sait que cette erreur varie avec le carré de  $\delta$  (Scott, 1963). A cette erreur s'ajoute une imprécision de type statistique qui dépend du nombre  $n_T$  de trajectoires simulées. La variable aléatoire  $F_T$  (valeur de la fonction  $F(Q)$  au point d'absorption de la trajectoire partant du nœud  $A_i$ ) a pour espérance mathématique la charge hydraulique  $h_i$  au point  $A_i$  et sa variance  $\sigma^2(F_T)$ , généralement inconnue, dépend des conditions aux frontières et de la position du point  $A_i$  dans le domaine d'écoulement. La méthode de Monte Carlo donne un estimateur  $h_i^*$  de  $h_i$  qui est la moyenne d'un échantillon de valeurs de la variable aléatoire  $F_T$ . Quand l'échantillon atteint une taille  $n$  suffisante (quelques dizaines de trajectoires) le théorème de la limite centrale permet de conclure que  $h_i^*$  présente une densité de probabilité approxima-

tivement normale dont la moyenne est  $h_i$  et la variance  $\sigma^2(F_T)/n$ . On peut donc écrire :

$$P[|h_i - h_i^*| < (Z_{\alpha/2} \sigma(F_T) / \sqrt{n_T})] = 1 - \alpha \quad (28)$$

où  $Z$  est la variable normale centrée réduite dont la fonction de répartition est présentée sous forme de tableau dans de nombreux traités de statistiques et  $\alpha$  une probabilité choisie en fonction de la fiabilité du résultat recherché. On voit que :

a) L'erreur statistique est inversement proportionnelle à la racine carrée du nombre de marches aléatoires simulées. La convergence de la méthode est donc extrêmement lente ;

b) Cette même erreur dépend de la variance de  $F_T$  et donc des conditions aux frontières et de la position du point étudié dans le domaine. La précision atteinte après un nombre donné de simulations varie donc d'un problème à un autre et d'un point à un autre du milieu.

Dans la pratique, la précision pourra être estimée au fur et à mesure de l'avancement des calculs en remplaçant dans l'équation (28) l'écart type  $\sigma(F_T)$ , inconnu, par son estimateur sans biais :

$$S = \sqrt{\frac{\sum (F_T - h_i^*)^2}{n_T - 1}} \quad (29)$$

On peut également estimer le nombre de marches au hasard nécessaires pour atteindre une précision donnée. Si on souhaite que l'erreur statistique relative soit inférieure à une certaine valeur  $w$  avec une probabilité  $(1 - \alpha)$ , le nombre minimal de trajectoires à simuler sera, d'après l'équation (28) :

$$n_T = \left( \frac{Z_{\alpha/2} \sigma(F_T)}{w h_i^*} \right)^2 \quad (30)$$

### • Application numérique

Si on considère le point P de la figure 10, la symétrie implique que les probabilités de sortie des trajectoires à gauche et à droite de la palplanche soient à peu près les mêmes, donc :

$$h(P) \cong \frac{F_1}{2} \quad \sigma(F_T) \cong \frac{F_1}{2} \quad (31)$$

où  $F_1$  est la charge hydraulique côté amont.

Si on choisit  $\alpha = 0,05$ , alors  $Z_{\alpha/2} = 1,96$  et l'équation (30) permet d'établir que l'on doit savoir :

$$n_T > \left( \frac{1,96}{w} \right)^2 \quad (32)$$

Cette équation, combinée avec les résultats exposés en 4.1, donne l'espérance du nombre total de pas  $n_s$  nécessaires pour obtenir la précision recherchée avec la probabilité d'erreur indiquée :

$$E(n_s) = 7,68 \frac{(k^2 - j^2)}{w^2} \quad (33)$$

A titre d'exemple, le nombre minimal de trajectoires à simuler pour  $w = 1\%$  est, d'après l'inéquation (32), de 38 400. Le tableau I indique le nombre total de pas espérés correspondant à différents modules de maillage (ou de hauteurs du domaine d'écoulement) en supposant que, dans tous les cas, le point P occupe la même position relative par rapport aux frontières du domaine.

Les nombres de pas ainsi calculés sont élevés mais la vitesse de calcul des ordinateurs faisant des progrès constants, il n'y a plus vraiment là un obstacle à l'application de la méthode comme cela était encore le cas il y a une ou deux décennies. Le plus souvent, il conviendra malgré tout d'adopter les logiciels disponibles à chaque problème particulier et de les optimiser afin de réduire la durée de chaque pas et d'accélérer la résolution. On voit, par ailleurs, que le choix de la relation entre le pas du maillage et les dimensions des couches des matériaux perméables a une grande influence sur le temps de calcul.

TABLEAU I

k	j	$E(n_s)$
5	1	1 843 200
10	2	7 372 800
15	3	16 588 800
25	5	46 080 000
50	10	184 320 000

### 4.3

## Réduction de variance

Il existe certaines techniques qui permettent de réduire la variance de l'estimateur donné par la

méthode de Monte Carlo et donc d'accélérer sa convergence. La plus connue est sans doute celle de l'échantillonnage d'importance (Curtiss, 1949). On peut appliquer cette technique si l'on dispose d'une estimation  $h_i^e$  de la charge hydraulique aux nœuds  $i$  du maillage, obtenue par exemple par la méthode graphique. Dans le cas bidimensionnel, les probabilités de transition d'un nœud aux quatre nœuds voisins ont alors prises égales à :

$$P'[AA_1] = \frac{P[AA_1]h_1^e}{\sum_1^4 P[AA_i]h_i^e} \quad P'[AA_2] = \frac{P[AA_2]h_2^e}{\sum_1^4 P[AA_i]h_i^e} \quad (34)$$

$$P'[AA_3] = \frac{P[AA_3]h_3^e}{\sum_1^4 P[AA_i]h_i^e} \quad P'[AA_4] = \frac{P[AA_4]h_4^e}{\sum_1^4 P[AA_i]h_i^e}$$

On définit ainsi les éléments  $m_{ij}^e$  d'une nouvelle matrice de transition ( $M^e$ ), et on simule des marches au hasard allant du nœud étudié jusqu'aux frontières absorbantes en passant par une série de nœuds intermédiaires :

$$S_T = (A_0, A_1, \dots, A_k) \quad (35)$$

Pour chaque trajectoire, on calcule la valeur de la variable suivante :

$$\Phi_T = F_T \frac{m_{0,1} \dots m_{k-1,k}}{m_{0,1}^e \dots m_{k-1,k}^e} \quad (36)$$

où  $F_T$  est la valeur de la fonction  $F(Q)$  au nœud  $i_k$  et les  $m_{ij}$  sont les éléments de la matrice de transition originale  $[M]$ . L'espérance mathématique de  $\Phi_T$  est :

$$E(\Phi_T) = \sum_T P[T] \Phi_T = \sum_T m_{0,1}^e \dots m_{k-1,k}^e \Phi_T$$

$$= \sum_T m_{0,1} \dots m_{k-1,k} F_T = E(F_T) \quad (37)$$

L'espérance de  $\Phi_T$  coïncide avec celle de  $F_T$ . La charge hydraulique au nœud  $A_0$  peut donc être calculée en prenant la moyenne des valeurs de  $\Phi_T$  obtenues par simulation d'un certain nombre de marches au hasard. Si l'estimation préalable de la charge hydraulique aux nœuds du maillage est suffisamment précise, la variance de ce nouvel estimateur,  $\sigma^2(\Phi_T)/n$ , est inférieure à  $\sigma^2(F_T)/n$ . Elle tend d'ailleurs vers zéro si l'estimation préalable coïncide avec la solution exacte. On vérifie en effet facilement que, dans ce dernier cas, toute trajectoire conduit à une valeur de  $\Phi_T$  qui est égale à la valeur réelle de la charge hydraulique au point de départ. Pour introduire une estimation suffisamment précise permettant de réduire la variance de façon significative, il faut, toutefois, en général, définir un maillage de façon explicite et avoir recours à un procédé de résolution annexe, graphique ou autre, pour obtenir une première estimation. Ceci demande un long travail de préparation qui enlève beaucoup de son intérêt à la méthode. Dans certaines situations, il peut néanmoins être intéressant de résoudre le problème

bidimensionnel par une méthode classique (par exemple par la méthode des éléments finis) et d'utiliser l'approximation ainsi obtenue pour atteindre plus rapidement la solution du problème tridimensionnel par la méthode de Monte Carlo.

5

## Conclusions

La méthode de Monte Carlo permet de résoudre les problèmes d'écoulements permanents en milieux poreux. Sa convergence extrêmement lente la rend peu attrayante pour les problèmes courants. Il est bien sûr possible d'avoir recours à des procédés permettant de réduire la variance de l'estimateur du potentiel hydraulique mais seulement au prix d'un travail assez lourd de préparation des calculs. Par contre, cette technique

devient intéressante pour les problèmes tridimensionnels à géométrie complexe. Dans ce cas, elle conserve toute sa simplicité, et le temps de calcul n'augmente que faiblement par rapport aux problèmes bidimensionnels. Pour l'ingénieur confronté à des problèmes particuliers, par exemple celui de la détermination de gradients potentiellement critiques en certains points d'un domaine d'écoulement tridimensionnel irrégulière, elle constitue un outil qui peut être d'une grande utilité.

## Remerciements

L'auteur souhaite remercier Mlle Farimah Masrouri, maître de conférences à l'ENSG, pour la révision critique de cet article et pour son assistance dans le développement des logiciels décrits dans le texte.

## Bibliographie

- Auvinet G. – *Técnicas de Monte Carlo*, in Presas de Tierra y Enrocamiento, édité par R.J. Marsal et D. Reséndiz, Mexico, Editorial Limusa, 1975, chap. 6, pp. 123-131.
- Auvinet G. – MOCA2D et MOCA3D, Logiciels pour l'application de la méthode de Monte Carlo aux problèmes d'écoulements en milieux poreux. Notes du cours de modélisation stochastique, École Nationale Supérieure de Géologie, INPL, Nancy, 1994.
- Curtiss J.H. – Sampling Methods Applied to Differential and Difference Equations. Proc., IBM Scientific Computation Seminar, New York, 1949.
- Hammersley J.M., Handscomb D.C. – Monte Carlo Methods. Methuen and Co. Ltd, London, 1965.
- Harr M.E. – Stochastic approach to granular media. Powder and Grains, Proceedings, International Conference on Micromechanics of Granular Media, Clermont-Ferrand. Balkema, 1989, pp. 185-193.
- Humbert P. – Application de la méthode des éléments finis aux écoulements en milieux poreux, *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 132, juillet-août 1984.
- Juarez B.E., Rico A. – Flujo de agua en suelos. Facultad de Ingeniería, UNAM, Mexico, 1969.
- Parzen E. – Stochastic Processes, Holden Day Inc., San Francisco, USA, 1964.
- Scott R.F. – Principles of Soil Mechanics. Addison Wesley Publications Co., Reading, Massachussets, USA, 1963.

# Présentation de la géologie régionale du Nord de la France et de la Flandre méridionale

L. WOUTERS  
P. VAN CALSTER

GEOLOGICA NV

Tervuursesteenweg 200

B-3060 Bertem

Belgique

## Résumé

La morphologie du paysage – en d'autres mots, le relief reflète la composition et les structures géologiques sous-jacentes. Dans la région comprenant le Nord de la France et la Flandre méridionale en Belgique, ceci est démontré par plusieurs exemples. Partant de quelques caractéristiques morphologiques bien typiques visibles en surface, on va explorer les aspects géologiques qui en sont la cause.

---

## An outline of the regional geology of Northern France and Southern Flanders

## Abstract

The morphology of the landscape – in other words, the topography – reflects the type of sediments and the geological structures of the subsoil. For the region of Northern France and Southern of Flanders, this is demonstrated by a few examples. Starting from some very typical morphological aspects at the earth's surface, we are going to explore the geological features that caused them.

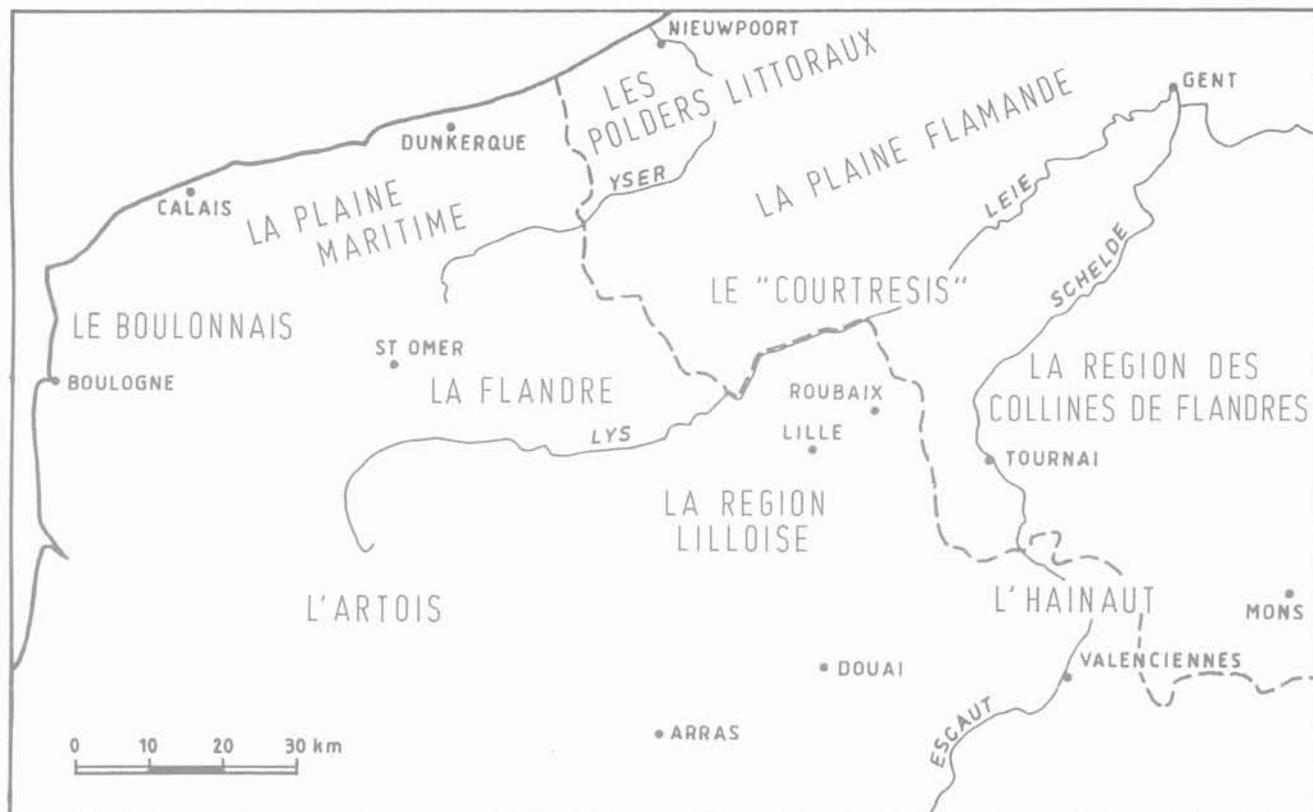


FIG. 1 Carte des régions et des subrégions du Nord de la France et de la Flandre méridionale en Belgique. Map showing the different regions in Northern France and in the Southern Flanders in Belgium.

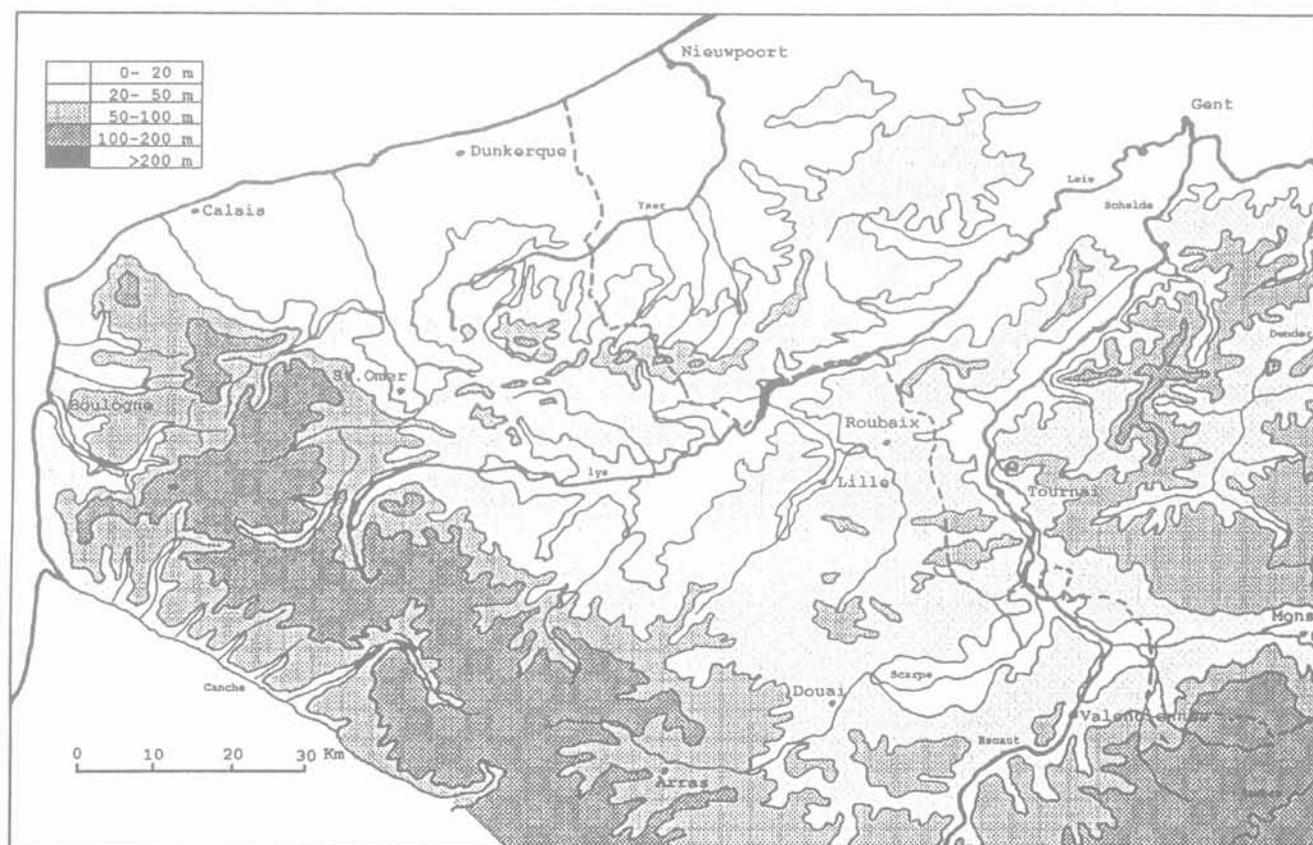


FIG. 2 Carte topographique de la région étudiée. Topographic map of the study region.

## Géographie physique générale

La région qui nous intéresse, c'est-à-dire la région du Nord en France et une partie de la Flandre en Belgique, constitue le début de la grande plaine de l'Europe du Nord qui se continue aux Pays-Bas et en Allemagne du Nord. Cette région peut être subdivisée en plusieurs sous-régions (Fig. 1). Cette subdivision est plus souvent le fruit de l'histoire et de l'économie que de la morphologie. On distingue en France le Boulonnais, l'Artois, la plaine maritime, la Flandre, la région lilloise et le Hainaut qui se continue en Belgique. En Belgique, on distingue les polders littoraux, la plaine flamande, la région des collines de Flandres et le Courtrésis.

La région englobant le Nord de la France et la partie méridionale de la Flandre, en Belgique, est constituée de plaines et de plateaux peu élevés, un peu plus de 200 m au maximum (Fig. 2). On distingue deux ensembles topographiques : un Haut-Pays au Sud et un Bas-Pays au Nord. Le contact entre les deux se fait par un talus net de Sangatte à la vallée de la Scarpe. C'est seulement à l'est de la Scarpe que le Haut-Pays se raccorde progressivement au Bas-Pays par un long versant doux.

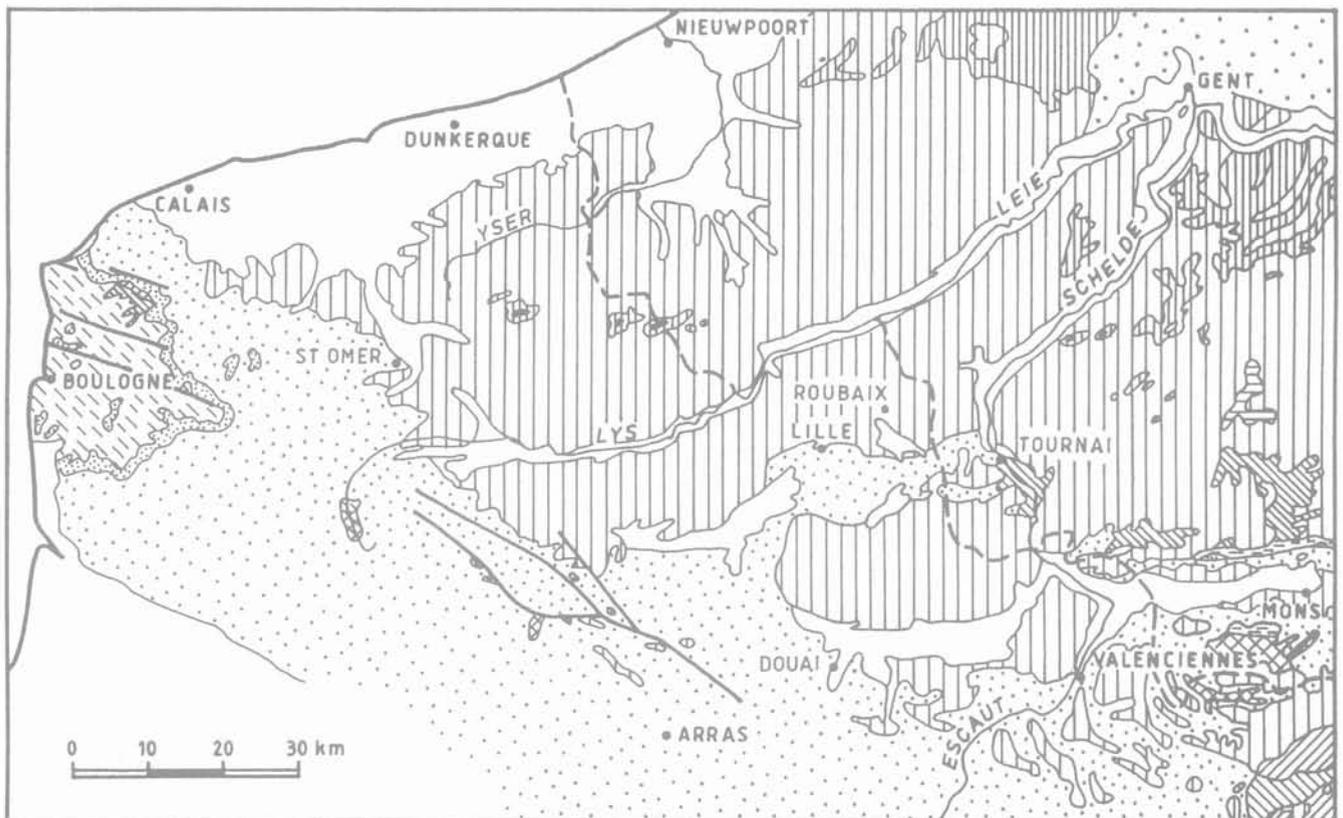
Le Haut-Pays correspond à des plateaux vallonnés, produits de l'incision de diverses rivières comme la Liane et les confluent de la Canche, de la Lys et d'autres cours d'eau.

Le Bas-Pays présente, malgré des altitudes modestes, presque partout inférieures à 50 m, une grande variété de paysages. Des plaines humides très plates, comme la plaine maritime, la plaine de la Lys et la plaine de la Scarpe s'opposent aux plaines argileuses ou argilo-sableuses vallonnées de la plaine flamande, du pays de Weppes, du Mélantois ou de Pévèle.

Curieux est l'alignement est-ouest de douze collines avec des élévations presque constantes de 150 m. Le mont Cassel situé à l'extrême bord ouest est le plus haut et atteint une altitude de 176 m. Le moins haut est le Kluisberg avec 141 m.

## Géologie

En examinant la carte géologique, il est aisé de reconnaître la limite entre le Haut et le Bas-Pays (Fig. 3). Le Haut-Pays est caractérisé par un substrat crayeux, le



	QUATERNAIRE RECENT		CRETACE SUPERIEUR		DINANTIEN
	QUATERNAIRE ANCIEN		CRETACE INFERIEUR		DEVONIEN MOYEN & SUP.
	MIOCENE		JURASSIQUE SUP. & MOYEN PERMO - TRIAS		DEVONIEN INFERIEUR
	EOCENE MOYEN & SUP.		WESTPHALIEN - NAMURIEN		SILURIEN - CAMBRIEN
	EOCENE INFERIEUR				

FIG. 3 Carte géologique de la région étudiée.  
Geological map of the study region.

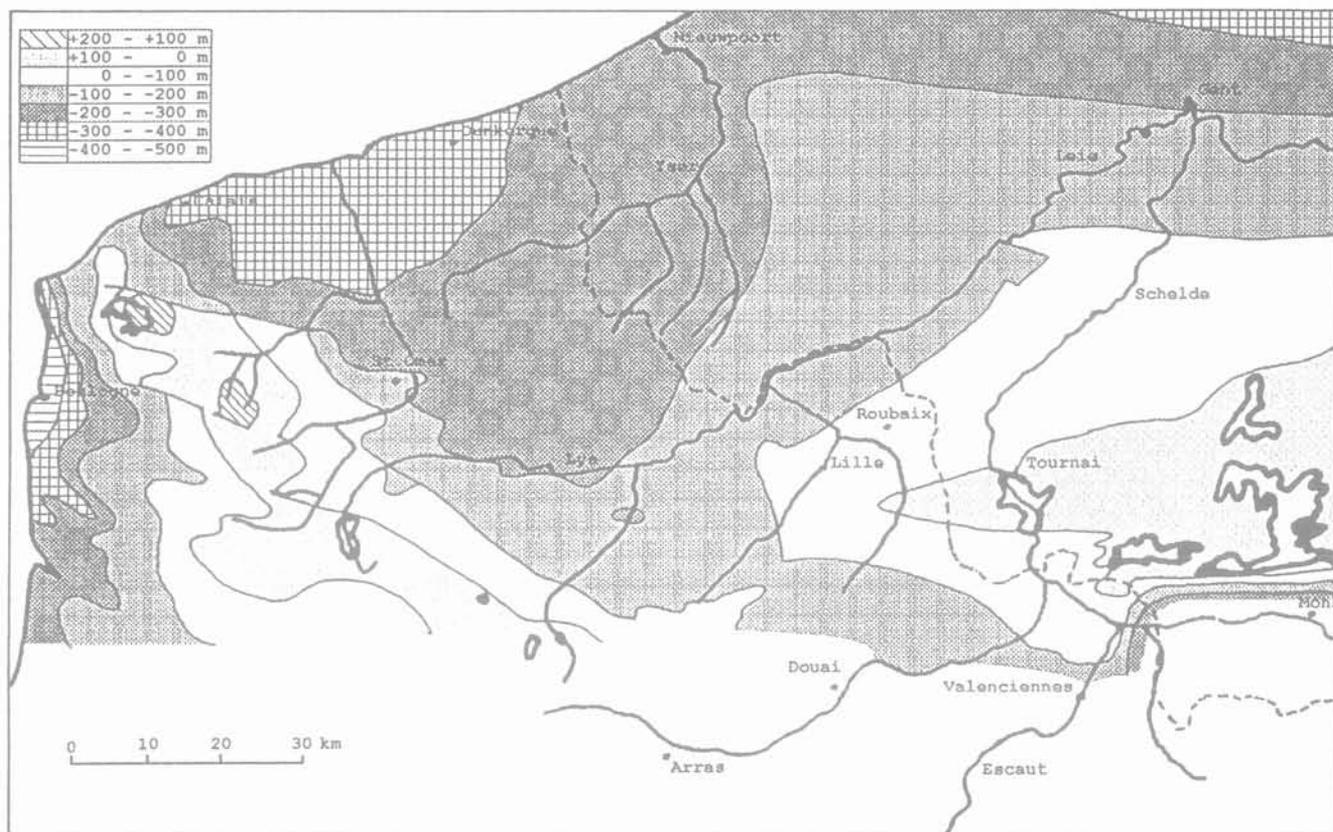


FIG. 4 Carte de la topographie du socle.  
Map showing the topography of the basement.

Bas-Pays par les argiles et les sables du Tertiaire et Quaternaire. Deux phénomènes géologiques dans le Haut-Pays sont mentionnés ici. *Primo*, des failles sur le rebord de l'Artois avec une activité parfois très tardive. Les escarpements sont d'autant plus nets dans le paysage que la surrection fut plus vigoureuse. *Secundo*, le dégagement de boutonnières par érosion de la mince couverture de craie. Le bas Boulonnais n'est que la plus vaste de ces boutonnières, des roches d'âge jurassique à dévonien moyen et supérieur y affleurent.

Dans le Bas-Pays, on trouve les couches du Tertiaire et plus précisément celles de l'Eocène inférieur sous une couverture de limon. La plaine maritime, les polders littoraux et la vallée flamande au nord de Gent sont composés de dépôts quaternaires. Des roches du Dinantien sont exposées dans les vallées de l'Escaut et de la Dendre. Dans cette dernière vallée, des roches encore plus anciennes, d'âge cambrien et silurien (Paléozoïque inférieur) qui font partie du massif de Brabant, affleurent également.

La tête des monts de Flandre est composée de sable d'âge miocène et plus précisément d'âge messinien (6,3 à 5,2 M.A., le Diestien en Belgique). Des collines du même âge se retrouvent dans la région située à l'est de Louvain. Leur morphologie et leur structure interne font penser aux grands bancs de sables qui se trouvent dans la Manche devant la côte belge. C'est pourquoi on a interprété ces monts comme les restants d'un immense banc de sable qui devait se situer le long de la côte miocène.

En allant du sud vers le nord, on retrouve des sédiments de plus en plus jeunes. Ceci veut dire que la mer qui a déposé les sédiments durant les différentes périodes consécutives, transgressait de moins en moins

loin vers le sud. Ceci est dû à un soulèvement et un mouvement de bascule du sud de la région. La cause de ce mouvement est la formation des Alpes. Le Haut-Pays, qui était initialement situé topographiquement plus bas que le Bas-Pays a été soulevé après les dépôts du Crétacé. Il y a donc eu une inversion du relief. Cette inversion s'est produite le long d'une zone plus faible qui correspond à la bordure du Haut et du Bas-Pays. Cette zone plus faible correspond au cisaillement Nord-Artois issu d'une tectonique de socle. Cette charnière structurale de première importance à l'échelle européenne se situe même au niveau de la tectonique des plaques. Mais examinons d'abord le relief et la géologie de ce socle.

### 3

## Caractéristiques du socle

Sur la carte du relief du socle, on remarque que le substrat paléozoïque, c'est-à-dire des roches d'âge cambrien à westphalien, se trouve partout à très faible profondeur (Fig. 4). Le socle se trouve à -350 m dans la plaine maritime. Comme le démontre la carte géologique, il affleure dans les vallées de l'Escaut et de la Dendre et dans des boutonnières dans l'Artois.

Cette proximité du socle, outre qu'elle a permis l'exploitation du houiller, explique que certains accidents d'âge hercynien n'ont pas cessé de guider la tectonique tertiaire et quaternaire. Elle explique aussi le quadrillage remarquable du réseau hydrographique avec des tracés coudés spectaculaires.

Grâce à de nombreux sondages miniers, pétroliers et de recherche, il a été possible d'aboutir à une repré-

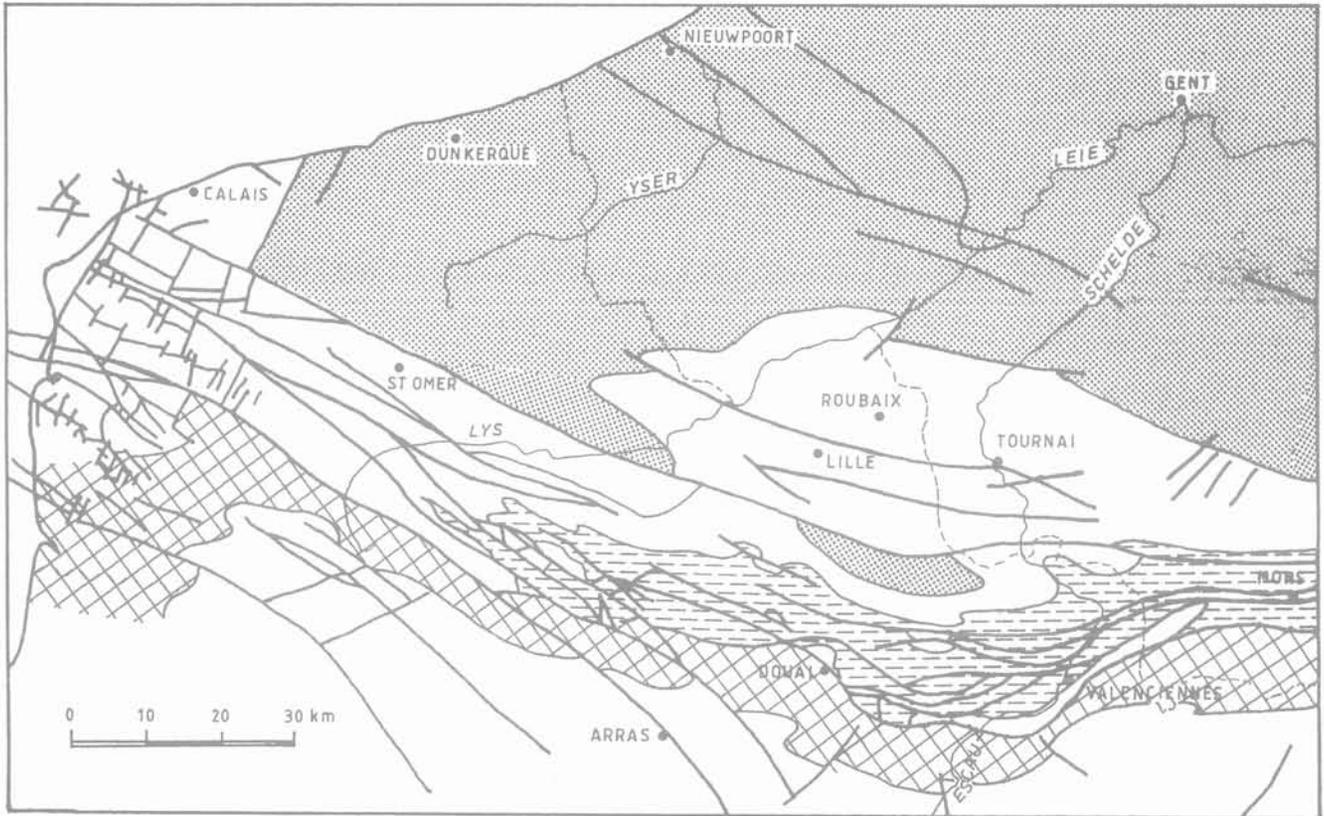


FIG. 5 Carte structurale simplifiée du socle paléozoïque.  
Structural sketch-map of the Paleozoic basement.

sentation précise du socle paléozoïque. La figure 5 représente l'aspect structural de celui-ci.

Il est possible d'y distinguer deux domaines, séparés par le cisaillement Nord-Artois. Au nord de ce complexe tectonique se trouve le massif de Londres-Brabant (Paléozoïque inférieur) et le synclinal de Namur (Paléozoïque supérieur), au sud le domaine Artois-Cambrésis, initialement rattaché au Bassin de Paris et qui forme le prolongement du synclinal de Dinant en Belgique. Le massif de Londres-Brabant est constitué d'ancienne roche d'âge cambrien à silurien. Elles ont été déposées entre 540 et 410 millions d'années et ont été plissées, cassées et broyées par l'orogénèse calédonienne. Un vaste bassin carbonifère (Dinantien et terrain houiller) correspond au synclinal de Namur. Le bassin houiller en occupe le cœur et s'étend du Boulonnais jusqu'à Liège.

Le cisaillement Nord-Artois est une zone complexe où se croisent des failles longitudinales et des petites failles transversales à rejet vertical souvent faible. La faille la plus importante est la faille du Midi qui se prolonge vers l'est et qui est également connue sous le nom de charriage du Condroz, faille eifelienne et le Stavelot-Venn Überschiebung en Allemagne. Elle correspond à la limite septentrionale du front hercynien.

L'origine du cisaillement Nord-Artois se trouve dans la tectonique des plaques, un phénomène à

l'échelle mondiale. Il y a 365 millions d'années environ, il y avait sur terre deux grandes plaques tectoniques, la Laurasia au nord, le Gondwana au sud (Fig. 6). La Belgique et le Nord de la France se trouvent alors inclus dans la partie méridionale de la Laurasia. Le Gondwana se rapproche de la Laurasia et l'océan Proto-Téthys qui sépare les deux continents se ferme progressivement. Au Westphalien, il y a 310 millions d'années, la collision entre les deux plaques tectoniques a lieu et donne naissance à une chaîne de montagne en Europe centrale qui se prolonge jusque dans les Appalaches en Amérique du Nord. Cette formation de chaîne de montagne est appelée l'orogénèse hercynienne. Ainsi, il en résulte un unique supercontinent, nommé la Pangée. Mais ce supercontinent n'était pas stable du tout. Il s'est fracturé immédiatement après sa formation, ce qui est à l'origine des six grandes plaques et des plusieurs autres petites que l'on connaît actuellement. En raison de leur position externe, la France et le Sud de la Belgique ont subi les effets de cette collision des deux plaques tectoniques et aussi de la fracturation qui en a suivi.

La figure 7 montre un diagramme en bloc schématique à travers le Bassin de Dinant, le Bassin de Namur et le massif du Brabant. Suite à la poussée du Gondwana contre la Laurasia, tout un lambeau de roches a été déplacé vers le nord et a glissé sur les roches qui s'y

FAMENNIEN

WESTPHALIEN

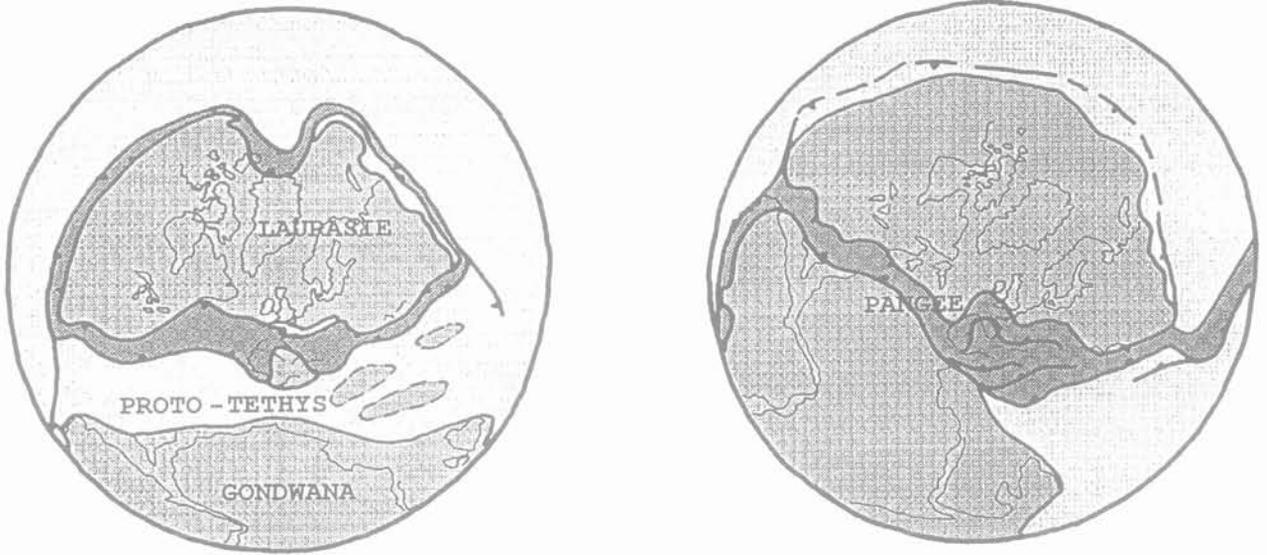


FIG. 6 Tectonique des plaques pendant le Famennien et le Westphalien.  
 Gris foncé : orogénèse ; gris : continent ; gris clair : océan.  
 Plate tectonical evolution during the Famennian and the Westphalian.  
 Dark grey : orogeny ; grey : continent ; light grey : ocean.

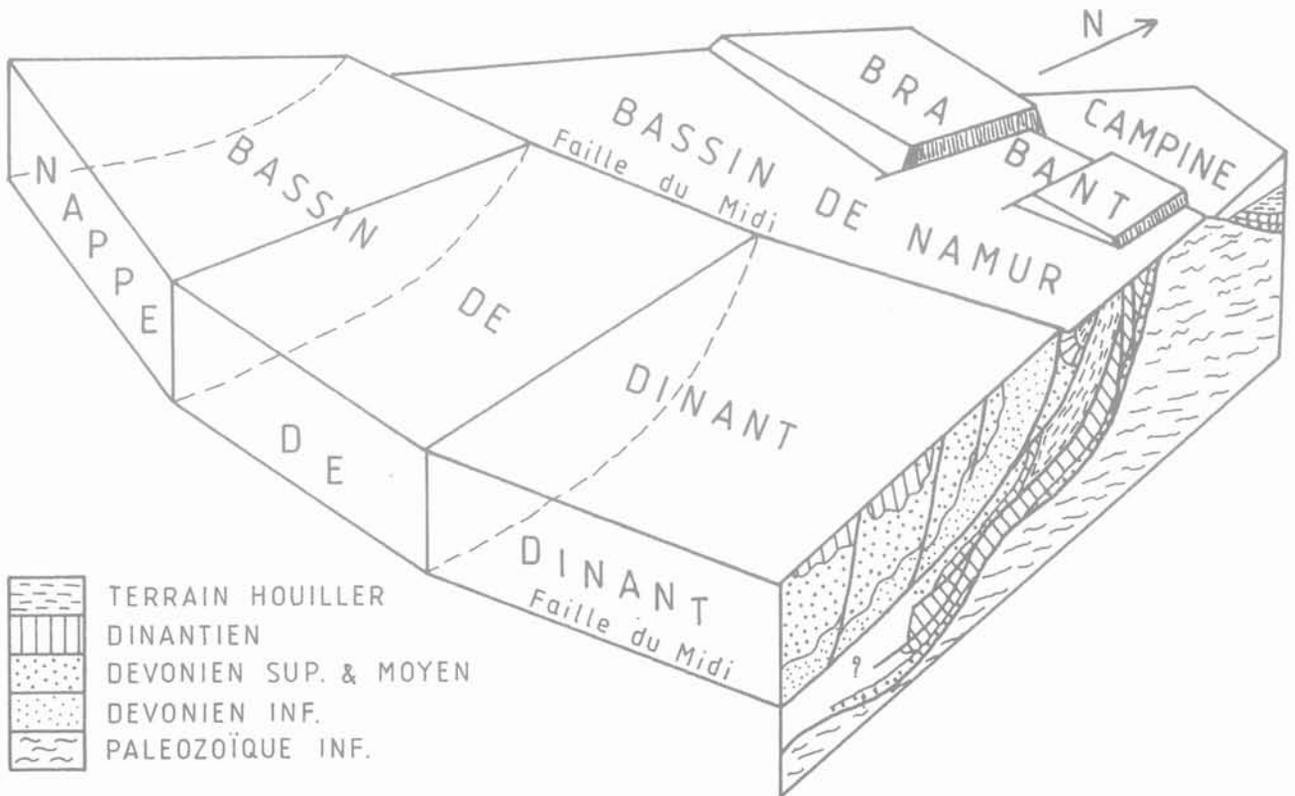


FIG. 7 Diagramme en bloc schématisé des Bassins de Dinant et Namur et du massif du Brabant.  
 Schematised block-diagram of the Dinant - and Namur Basins and the Brabant Massif.

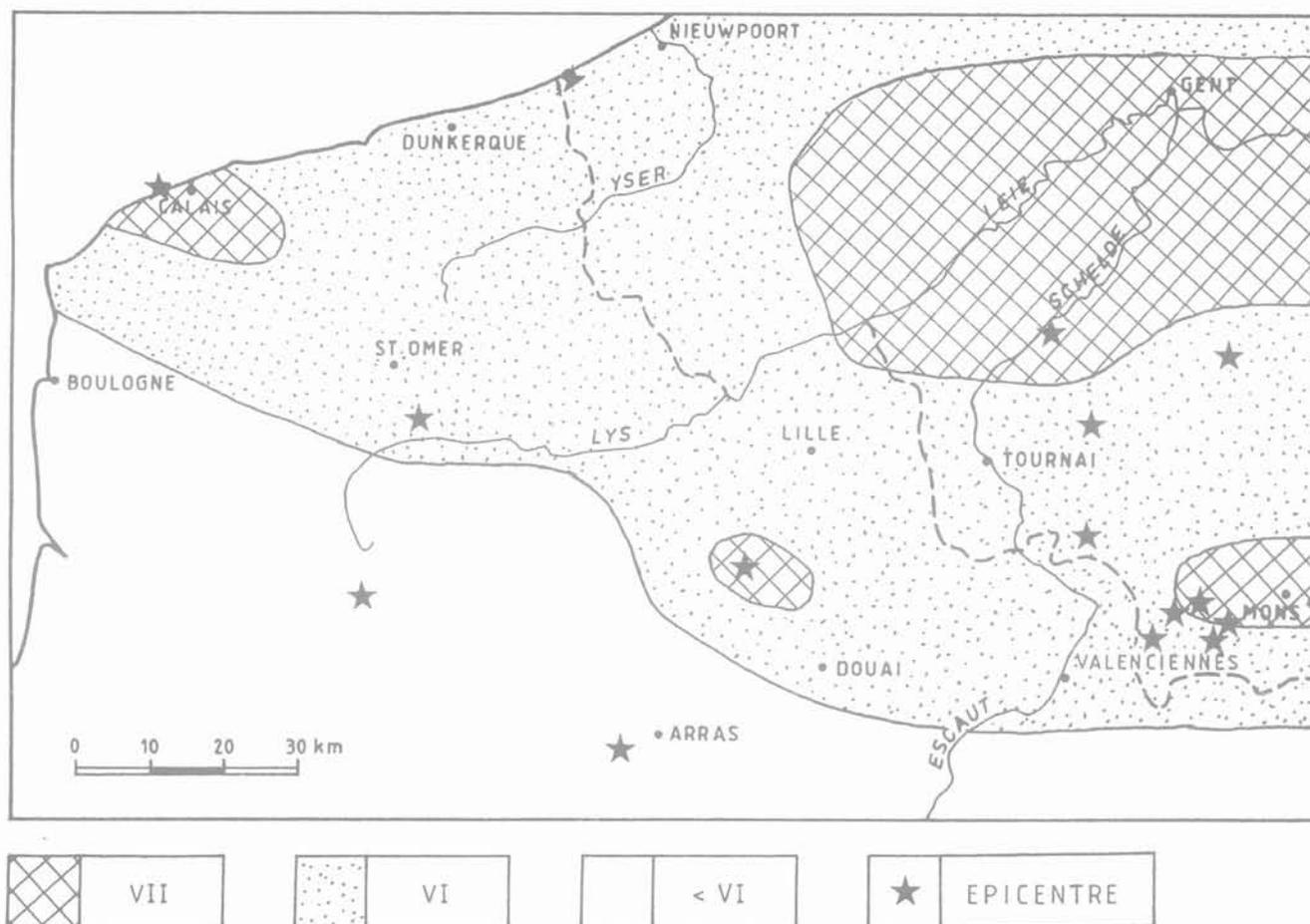


FIG. 8 Carte isomacrosismique de la région étudiée.  
Macro seismic map of the study region.

trouvaient. Ce lambeau originaire du sud, certains auteurs parlent d'un déplacement de plus de 100 km, d'autres d'une dizaine de kilomètres tout au plus, est appelé la nappe de Dinant. La faille du Midi correspond à la surface sur laquelle le chevauchement s'est produit et forme donc la limite septentrionale du front hercynien. Les roches qui se situent au nord et sous le front hercynien ont été écaillées sous la pression causée par le chevauchement. Il s'agit du Bassin de Namur. Toute cette zone écaillée, traversée par de multiples failles, forme plus à l'ouest le cisaillement Nord-Artois. Le massif de Londres-Brabant, composé d'anciennes roches, a, quant à lui, résisté à la pression méridionale.

Toute cette zone cisailée est caractérisée par des failles longitudinales (orientation NO-SE et est-ouest) et transversales (orientation NE-SO, fig. 5). Ces deux directions principales sont la cause de la compartimentation de la région. Quand le Haut-Pays s'est soulevé à partir du Crétacé supérieur, tous ces blocs ont joué d'une manière différente. Certains phénomènes géomorphologiques démontrent que ce système est resté actif depuis sa mise en place, témoignant d'une activité persistante jusqu'à nos jours. Le soulèvement fragmenté du Haut-Pays a fait apparaître les formes structurales très nettes mentionnées auparavant : escarpements de faille, dégagements de boutonnières par érosion de la mince couverture de craie sur les blocs soulevés et un réseau hydrographique avec des tracés coudés. Dans le Bas-Pays la tectonique est également responsable du quadrillage morphologique.

4

## Sismicité

Cet accident majeur qu'est le cisaillement Nord-Artois est également souligné par un alignement de séismes à foyer peu profond, témoignant d'une activité persistante jusqu'à nos jours. A partir des données macrosismiques rassemblées depuis le passé, il est possible de rédiger une carte isomacrosismique. C'est-à-dire une carte représentant les zones d'égale intensité de séismes (Fig. 8).

L'intensité macrosismique est donnée en valeurs MSK (chiffres romains), à ne pas confondre avec la magnitude d'un séisme (chiffres arabes) qui est déduite directement des sismographes et qui est notée selon l'échelle de Richter. On peut définir l'intensité macrosismique comme une mesure des effets d'un tremblement de terre dans un lieu donné, sur des objets naturels, des ouvrages de l'industrie et des observateurs humains.

Le séisme de Calais, le 6 avril 1580, par exemple, a atteint une intensité de VII à VIII sur l'échelle MSK. Ceci correspond à des dégâts et à la destruction de bâtiments. Il y a eu frayeur et panique de la population, le mobilier lourd a été déplacé et même renversé.

Dans la région il existe deux axes à séismes d'intensité plus élevée. L'un se situe le long du massif de Londres-Brabant et l'autre suit le tracé du cisaillement Nord-Artois. Il faudra donc tenir compte de ces zones à plus hauts risques sismiques quand on voudra construire un ouvrage d'art.

## Caractéristiques morphologiques dues à l'argile d'Ypres

Un autre aspect typique de la morphologie de la région sont les cuestas et les vallées asymétriques. Une cuesta est une colline caractérisée par des versants avec des pentes différentes. La figure 9 montre un exemple d'une vallée asymétrique. Il s'agit d'un profil à travers la vallée de l'Escaut. Remarquez que la hauteur a été fortement exagérée afin de mieux démontrer l'asymétrie du relief.

Dans la vallée, une couche épaisse d'alluvion a été déposée. Sur le plateau et sous une mince couche de limon se trouvent les sables de Vlierzele et les argiles de Pittem et Merelbeke. Ces sables et argiles font partie de l'étage panisielien de l'ancienne carte géologique belge. Sur la nouvelle carte géologique ils font partie de la formation de Gent qui, comme les sables d'Egem et l'argile d'Ypres, sont d'âge yprésien.

Dans les régions qui ont subi une forte érosion fluviale, les couches monoclinales d'argile et de grès vont résister plus fortement à cette érosion que les sables. Dans ce cas précis l'incision de l'Escaut s'est produite de gauche à droite. C'est pour cette raison que le versant droit de la vallée est beaucoup plus raide que l'autre. Ce sont donc les couches d'argiles et plus précisément l'argile des Flandres – c'est la couche d'argile la plus épaisse de la région –, qui sont responsables de cette asymétrie des vallées et des collines.

## Conditions de dépôt pendant l'yprésien

Comme le montre la carte géologique (Fig. 3), c'est principalement l'argile d'Ypres (Eocène inférieur) qui affleure dans le Bas-Pays et dans la plaine flamande en Belgique. Les propriétés typiques de l'argile d'un point de vue physique et géotechnique vont influencer fortement le placement et le type de fondations d'ouvrage d'art. La connaissance géologique de l'argile des Flandres n'est donc pas seulement importante pour l'industrie de briquetteries et tuileries mais également pour la construction. Sans entrer dans le détail, le texte suivant donne un aperçu des conditions de dépôts de l'argile et de ces encaissements.

Le Thanétien – le Landenien en Belgique – est l'étage qui précède l'Yprésien. La mer Thanétienne s'étendait jusque dans le Bassin de Paris. A cette époque il n'était qu'un golf largement ouvert au nord (Fig. 10). La mer thanétienne, en transgressant vers le sud, absorbe les produits d'érosion de la période continentale qui précède cette transgression. Il en résulte des tuffeux gréseux et phosphatés comme le tuffeau de La Fère en France et le tuffeau de Lincen en Belgique. La mer continue son invasion vers le sud et atteindra un maximum vers 55 millions d'années. Au milieu du bassin, on trouve des dépôts argileux et, plus près de la côte, des sables appelés les sables de Bracheux. Vers l'est, en Champagne, ces sables marins font place à des dépôts lagunaires, estuariens et fluviaux. Après la transgression, le mer se retire, et les dépôts marins font place à des faciès continentaux. Il s'agit de dépôts fluviaux composés d'argile à lignite ou de calcaires et de dépôts lacustres constitués de calcaires et de marnes à faune d'eau douce. Le cycle thanétien est donc composé d'un épisode marin à la base et d'un épisode continental au sommet. A la fin du Thanétien, le Bassin du Nord (région du Nord de la France et la Belgique) et le Bassin de Paris sont séparés pour la première fois par l'anticlinal de l'Artois qui a été soulevé par un des pulses de l'orogénèse alpine.

A l'Yprésien inférieur (aussi dénommé comme « Sparnacien » en France) tout le bassin est envahi par une nouvelle transgression de la mer du Nord. Cette transgression est plus importante que celle du Thanétien, puisque on retrouve les dépôts de la mer yprésienne jusqu'au sud de Paris. Une liaison s'établit – sous la forme d'un bras au sud de l'Angleterre – entre l'océan Atlantique qui est en train de s'ouvrir et la partie sud du bassin (le Bassin de Paris). Alors que l'Yprésien est déjà franchement marin dans le Bassin du Nord, un système de lagunes s'établit dans le Bassin de Paris. Dans le Bassin du Nord des argiles ont été déposées. Il s'agit de l'argile d'Orchies, de l'argile de Roubaix, de l'argile de Aalbeke et de l'argile de Ronq.

Le Bassin de Paris est caractérisé par un apport de sédiments par des rivières situées au sud et à l'est. Des argiles plastiques riches en kaolinite ont été déposées au bord sud du Bassin de Paris. Ces argiles, largement exploitées, ont comme origine le Massif central. Plus au nord, on trouve les argiles à lignite du Soissonois.

Dans la nouvelle échelle stratigraphique, l'étage cuisien en France et panisielien en Belgique ont été incorporés à l'étage yprésien. Ils correspondent à ce qu'on

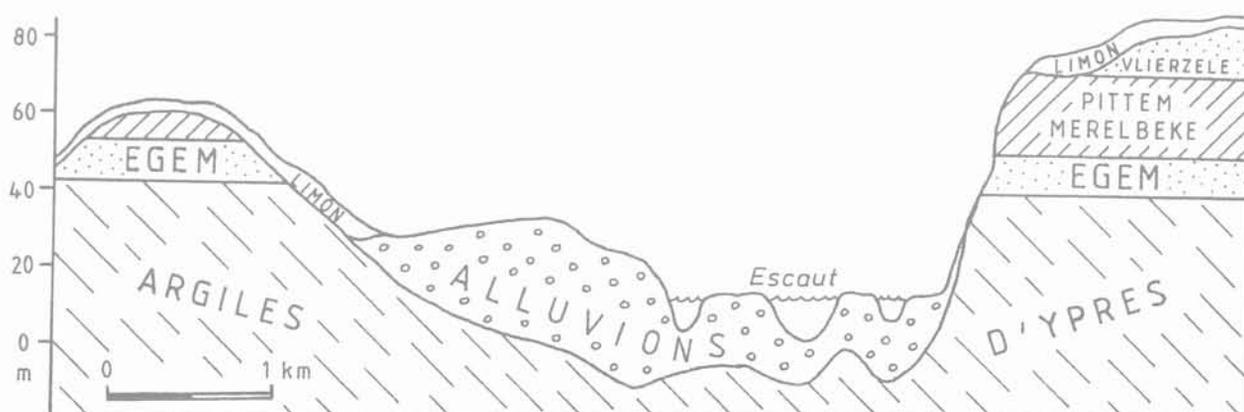


FIG. 9 Coupe à travers la vallée asymétrique de l'Escaut.  
Profile through the asymmetrical Scheld valley.

0 200 Km

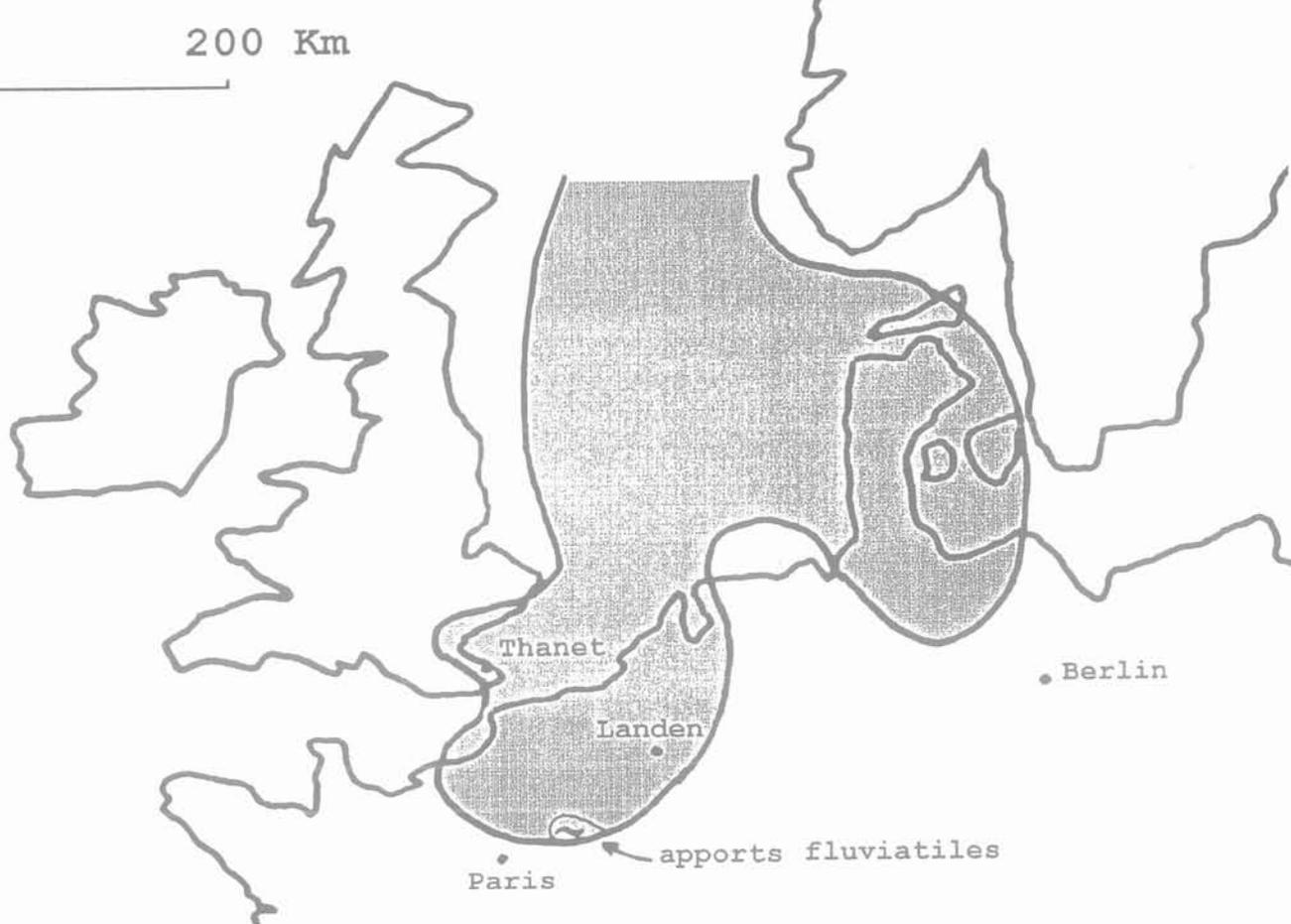


FIG. 10 Extension du Thanétien marin en Europe septentrionale.  
The extension of the marine Thanetian in Northern Europe.

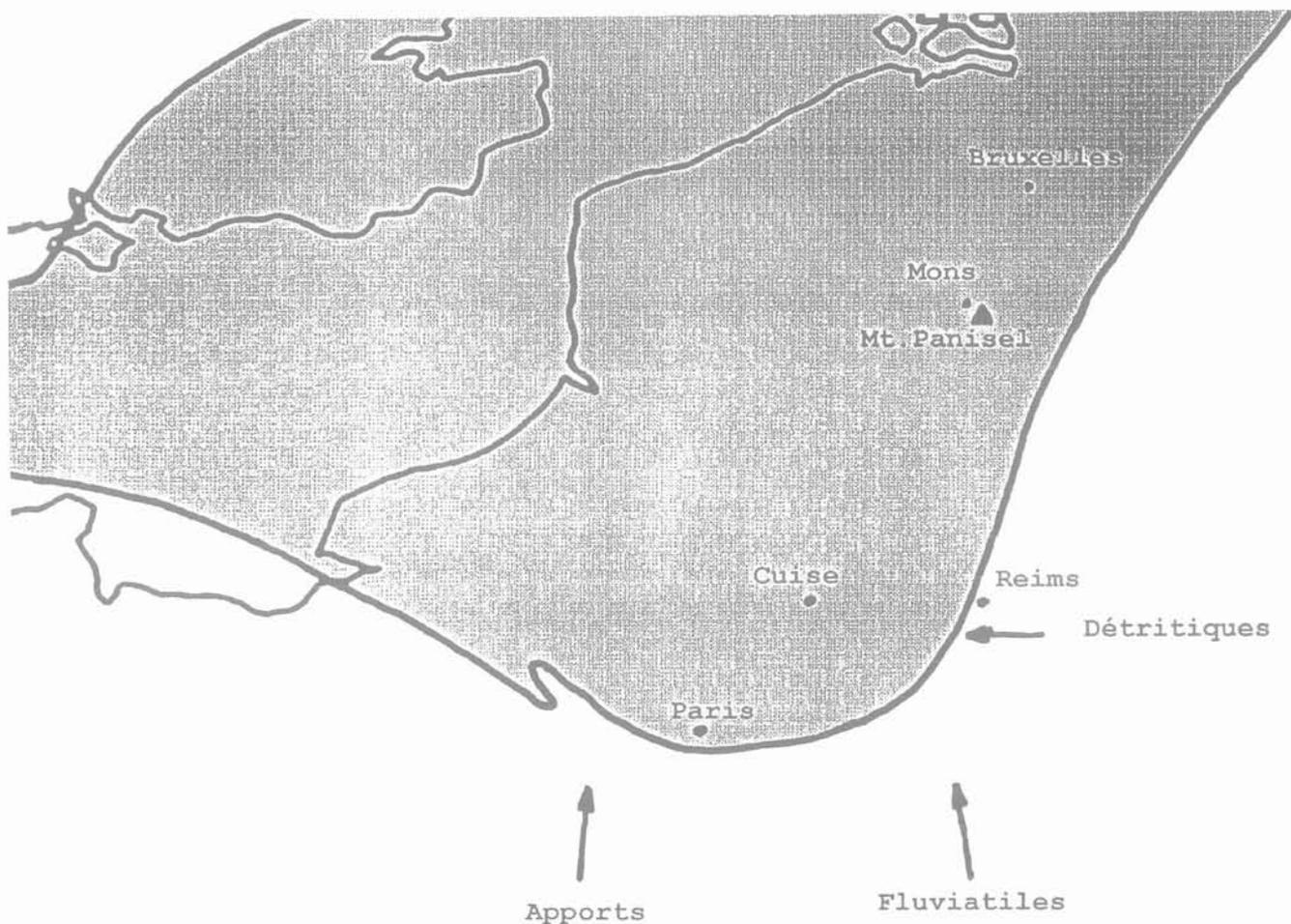


FIG. 11 Extension de l'Yprésien supérieur dans le Bassin de Paris.  
The extension of the Upper Ypresian in the Paris Basin.

appelle maintenant l'Yprésien supérieur (Fig. 11). Durant cette période les sables de Cuise et l'argile de Laon sont déposés dans le Bassin de Paris. A l'est, près de Reims, l'Yprésien inférieur est recouvert par des sables fluviatiles. Au cours de l'épisode continental qui a suivi, la partie supérieure de ces sables s'est grésifiée. Ces sables indurés sont appelés les grès de Belleu.

Dans le Bassin du Nord, les faciès deviennent de plus en plus sableux : sables d'Egem, de Panisel et de Vlierzele en Belgique par exemple.

En résumé, on peut dire que la transgression qui commença au cours du Thanétien supérieur, se poursuivit pendant l'Yprésien. Dès le début de l'Yprésien, la

mer d'Ypres atteint son extension maximale et dans le Bassin de Nord des sédiments principalement argileux, jusqu'à 200 m d'épaisseur, y sont déposés. Le soulèvement de l'Ardenne et du Brabant a provoqué un basculement du bassin de sédimentation, de sorte que la plus forte subsidence apparaît à présent au nord et au nord-ouest. Les faciès argileux profonds de l'Yprésien disparaissent progressivement et sont remplacés par une sédimentation plus sableuse. Vers la fin de l'Yprésien survient une régression importante.

A partir du Lutétien, la période qui suit l'Yprésien, l'anticlinal de l'Artois sépare définitivement le Bassin de Paris du Bassin du Nord. Le Bassin de Paris est

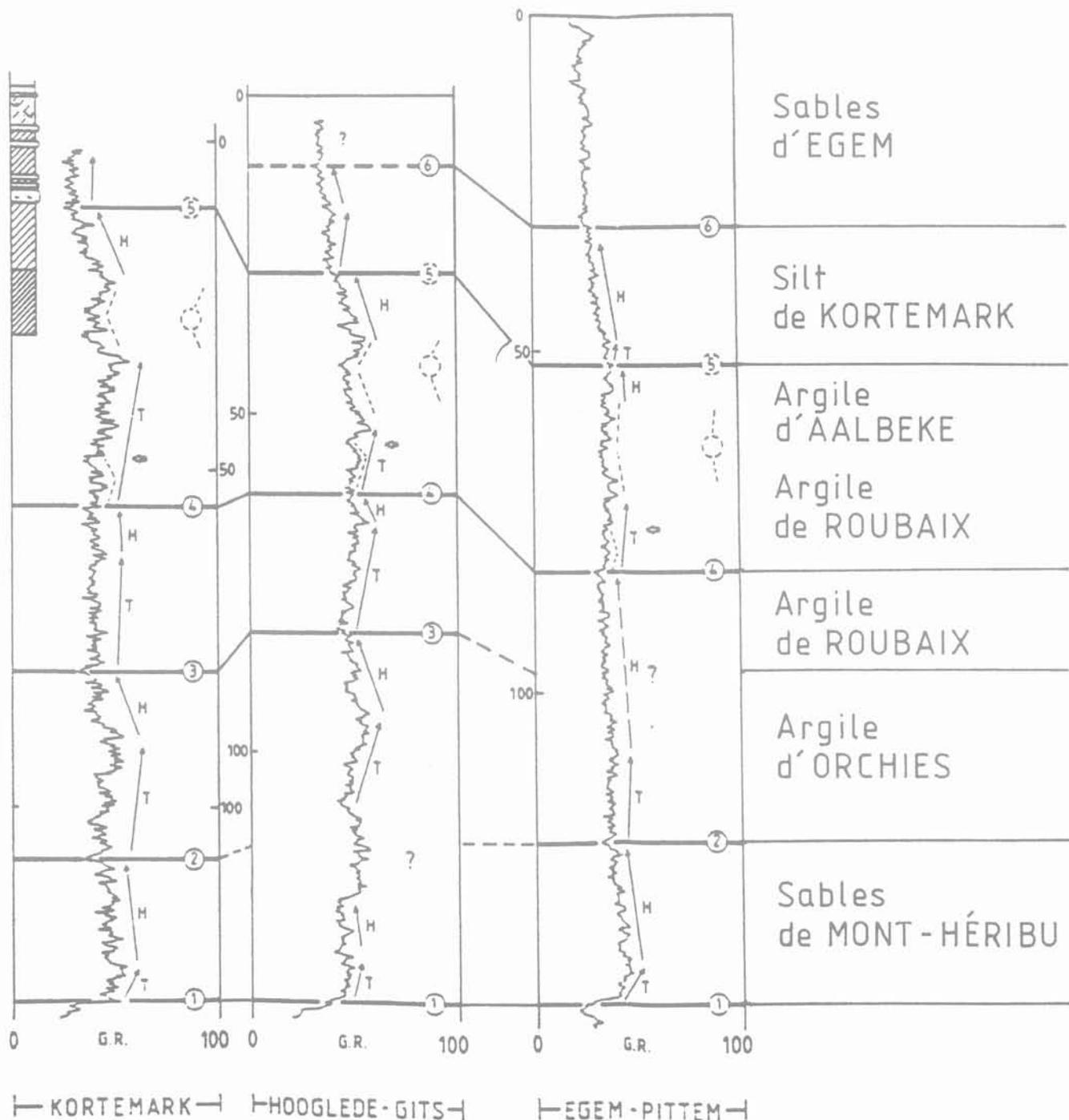


FIG. 12

Corrélation de l'Yprésien sur base de données géophysiques en Flandres.  
Geophysical correlation of the Ypresian in Flanders.

désormais lié à l'Océan atlantique, le Bassin du Nord fait partie du grand Bassin de la mer du Nord. Il n'y aura donc plus de concordance entre les sédiments des deux bassins à partir du Lutétien moyen.

7

## Quelques caractéristiques de l'argile d'Ypres

La figure 12 montre l'empreinte géophysique de l'argile d'Ypres et plus précisément celle de la radioactivité naturelle (gamma ray, notée GR). L'émission gamma est mesurée par une sonde dans les différents forages. C'est la présence d'uranium, de thorium et du potassium 40 qui cause la radioactivité naturelle des sédiments. Puisque les argiles contiennent du potassium, leur radioactivité naturelle sera plus élevée que celle des sables.

Le log gamma des couches yprésiennes révèle des cycles avec des parties où la radioactivité naturelle augmente légèrement (T) et puis diminue de nouveau (H). Ces cycles qui sont lithologiques – évolution plus argileuse ou évolution plus sableuse – correspondent aux oscillations du niveau de la mer. Ce jeu de transgression et régression a pu être causé par des variations climatiques qui se traduisent par l'accroissement ou la fonte des calottes glaciaires. Une autre cause peut être d'origine tectonique. La formation des Alpes a eu lieu durant plusieurs périodes du Tertiaire. Les sables d'Egem au sommet sont caractérisés par un GR moins élevé que les argiles sous-jacentes.

Sur base de ces cycles, il est possible de faire des corrélations entre les forages de différentes régions. Ceci ne se fait pas sans peine, les dépôts yprésiens sont très hétérogènes et complexe. Ce n'est qu'en 1986, par exemple, qu'on a remarqué qu'on s'était trompé dans la corrélation des formations sableuses qui coiffent l'argile d'Ypres en Belgique. On avait fautivement corrélié les sables de Mons-en-Pévèle aux sables d'Egem, et les sables de Panisel aux sables de Vlierzele.

Le long du tracé du TGV en Belgique, de nombreux forages et essais de pénétrations ont été effectués (Fig. 13).

L'essai de pénétration est une méthode rapide et peu coûteuse pour caractériser les sédiments superficiels. Pour ce faire, on mesure la résistance à la pénétration d'un cône standardisé que l'on enfonce dans le sol à vitesse constante. Un nouveau type de tests pénétrométriques, utilisant un dispositif électrique, mesure en continu la résistance au cône.

Les quelques premiers mètres de l'argile sont légèrement altérés : la résistance à la pointe est moins élevée que celle des argiles nonaltérées qui atteint une valeur d'environ 4 N/mm<sup>2</sup>. On note également la présence de passes calcareuses qui sont plus résistantes. Le frottement latéral total augmente rapidement. Grâce à celui-ci, il est donc parfaitement possible de placer des pieux, bien que la résistance à la pointe soit faible.

Un ensemble assez remarquable de déformations intimement liées à l'argile d'Ypres peut être observé dans des argilières et a été également mis en évidence par des profils sismiques haute résolution. Il s'agit d'ondulations, d'un réseau intense de failles et de cheminées diapiriques. Ces déformations ont pu être causées par une inversion de densité en relation avec un phénomène de sous-compaction.

## ESSAIS DE PENETRATION

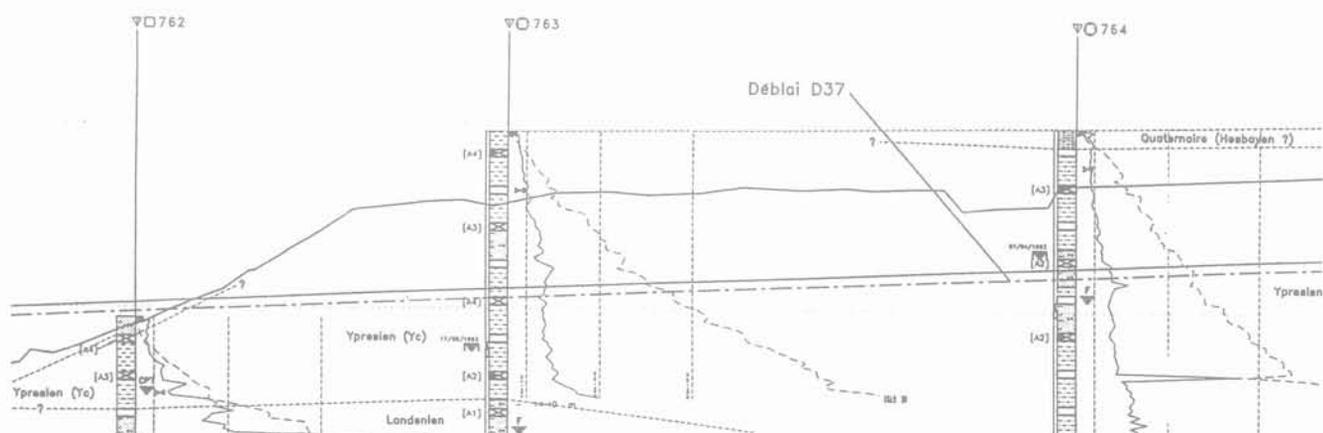


FIG. 13 Essais de pénétrations le long du tracé TGV au Hainaut (Belgique).  
 Trait plein : résistance à la pointe ; ligne tiretée : frottement latéral.  
 C.P.T.'s along the HVT tranck in Hainaut (Belgium).  
 Full line : cone resistance ; dotted line : lateral friction.

- Battiau-Queney Y. – Le relief de la France : coupes et croquis. Paris, Masson géographie, 1993.
- Carte géologique de France au 1/1 000 000 (feuille Nord), Bureau de Recherches Géologiques et Minières.
- Henriet J.-P., de Batist M., Van Vaerenbergh W., Verschuren M. – Seismic facies and clay tectonic features of the Ypresian clay in the Southern North Sea. *Bull. Société belge de Géol.*, 1988, V. 97/3-4.
- King C. – Stratigraphy of the Ieper Formation and Argile de Flandres (Early Eocene) in Western Belgium and Northern France. *Bull. Société belge de Géol.*, 1988, V. 97/3-4.
- Mercier-Castiaux M., Chamley H., Dupuis C. – La sédimentation argileuse tertiaire dans le Bassin belge et ses approches occidentales. *Ann. Soc. Géol. Nord*, 1988, T. CVII.
- Pomerol Ch. – Stratigraphie et Paléogéographie : ère cénozoïque. Paris, Doin, 1973.
- Robaszynski F. – Paleocène et Eocène inférieur de la région de Mons et du Nord de la France : arguments actuels de corrélation. *Bull. Société belge de Géol.*, 1978, V. 87/4.
- Steurbaut E., Nolf D. – Ypresian teleost otoliths from Belgium and Northwestern France. *Bull. Société belge de Géol.*, 1988, V. 97/3-4.
- Steurbaut E., Jacobs P. – Het Paleogeen in Vlaanderen. Geologische excursie georganiseerd door het G.G.G., 1993.
- Tuc-Rail. – Documents internes.
- Vandenbergh N., Laga P., Steurbaut E., Hardenbol J., Vail P. – Sequence Stratigraphy of the Tertiary at the southern border of the North Sea Basin in Belgium. *Soc. Economic Paleontologist and Mineralogist* (in press).
- Ziegler P.A. – Geological atlas of Western and Central Europe. England, Geological Society Publishing House, 1990.

# Essais en place dans l'argile des Flandres

J. NUYENS

Laboratoire Jacques  
Verdeyen, Université  
Libre de Bruxelles  
50, av. F.D Roosevelt,  
CPI 194/2,  
B-1050 Bruxelles

## Résumé

Les régressions et corrélations d'essais en place dans une argile ne peuvent être établies que moyennant une bonne connaissance des appareils, des techniques d'exécution et des hypothèses d'interprétation adoptés. Le type de cône et le mode de chargement dans le CPT, le mode de forage et le mode de calcul dans le MPM jouent un rôle non négligeable. La surconsolidation, le remaniement et la structuration sont également importants. On montre que si l'on tient compte de l'influence de tous ces facteurs, il est possible d'établir des lois de régression et des corrélations entre les paramètres, principalement  $q_c$ ,  $p_l$  et  $E_m$ .

*résistance au cône, pression limite,  
et module pressiométrique*

## *In situ tests in the Ypresian Clay*

## Abstract

Regression and correlations of in situ tests can only be established with a fair knowledge of the adopted equipments, techniques and interpretation hypotheses. The type of cone and the loading technique in the CPT, the boring method and the calculation method in the MPM have a considerable influence. Overconsolidation, disturbance and structuration are also important. It is shown that, if all these factors are taken into account, it is possible to establish regression laws and correlations between the parameters, mainly  $q_c$ ,  $p_l$  and  $E_m$ .



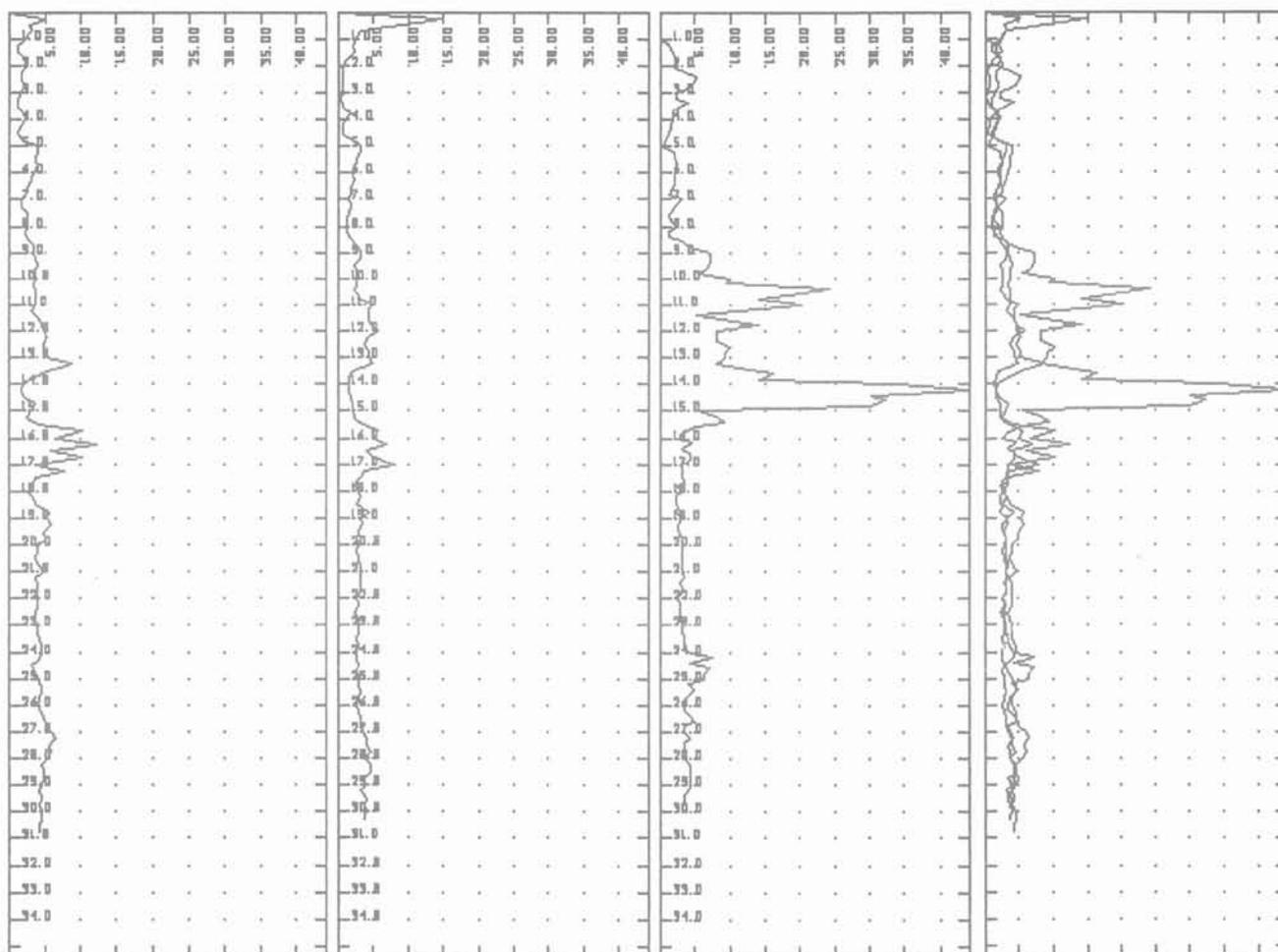


FIG. 4a, b, c, d Résistances  $q_c$  obtenues à Anderlecht avec trois types de pointes.  
Results obtained in Anderlecht with three types of cones.

La figure 4c montre un essai de pénétration effectué dans la même commune avec une pointe M4. La superposition des trois diagrammes (Fig. 4d) montre que dans la partie argileuse du complexe de l'Yprésien, entre 20 et 26 m, la pointe M1 donne des résistances nettement plus élevées que celles obtenues à la pointe M4 et à la pointe Andina. Le rapport  $q_{cM1}/q_{cM4}$  s'élève jusqu'à 1,5. Théoriquement on a pour un manchon de  $100 \text{ cm}^2$ :

$$\frac{q_{cM1}}{q_{cM4}} = \frac{9.c_u + (0 \text{ à } 10).c_u}{9.c_u} = 1 \text{ à } 1,9$$

Dans cette zone des diagrammes, les valeurs de  $q_c$  des pointes M1 et M4 sont respectivement de l'ordre de 4 et de 3MPa.

### 1.1.4

## Essais continus et discontinus

Un facteur intervenant aussi dans la comparaison entre essais est le mode d'enfoncement de la pointe. Heijnen (1972) a montré que les différences entre des essais effectués par les techniques respectives du chargement continu et du chargement discontinu, sont loin d'être négligeables. Les essais mécaniques sont de préférence discontinus, pour éviter le changement de signe du frottement entre les tiges actionnant la pointe et les tubes extérieurs. Au moment de la mesure de  $q_c$ , ces derniers sont immobiles, et la contrainte verticale  $q_0$  à côté du cône peut raisonnablement être supposée égale à l'effet du poids de la colonne de terre. Au

contraire, l'essai mécanique est continu c'est-à-dire que les tubes extérieurs s'enfoncent en même temps que le cône et à la même vitesse que celui-ci. Il en résulte que, au moment de la mesure de  $q_c$ ,  $q_0$  est augmenté de l'effet de l'adhésion du sol sur les tubes agissant au-dessus du cône. Cet effet peut être important dans les argiles plastiques et, selon Heijnen, l'augmentation de  $q_c$  de l'essai continu, par rapport à la valeur « discontinue », peut atteindre 20 %.

### 1.2

## MPM

### 1.2.1

## Influence du mode de forage

Lors de nombreuses interventions publiques, Gambin rappelle que, dans sa définition d'origine, le MPM est un essai effectué dans un forage préalablement réalisé à la tarière à main avec ou sans boue de forage. En 1968 déjà, Jezequel *et al.* (1968) rappelaient les problèmes de mise en œuvre et leur influence sur les valeurs pressiométriques. Citons:

« Les qualités des parois du forage ont une influence prépondérante sur la valeur du module pressiométrique.

« Pour que ce module soit représentatif il faut, pour les sols mous :

– que les parois soient aussi intactes que possible;

- que le forage soit aussi bien calibré que possible ;
- que les fluides d'injections ne polluent pas le sol à éprouver.

« Dans les sols les plus mous (argiles molles, sables lâches) seule la tarière à main permet de remplir ces conditions en respectant certaines règles.

« Dans les sols meubles plus compacts, les forages par rotation mécanique conduisent à des résultats acceptables.

« Par contre le battage semble souvent donner des résultats défectueux. »

Compte tenu du caractère argileux du sol considéré, nous ne considérons pas ici la technique du tube fendu. Celui-ci ne satisfait pas au principe de détente préalable du sol.

La norme AFNOR P94-110 donne les techniques de forage recommandées et autorisées mais ne peut bien entendu donner d'appréciation sur la précision des résultats. L'observateur extérieur note cependant que les auteurs de ce document ont verrouillé le système d'interprétation en limitant le rapport  $p_f/p_i$  à la valeur 1,7 proposée en 1968 par Cassan (1968-1969). Remarquons en passant que cette décision prive l'auteur de projet d'un paramètre important qui est le rapport  $E_m/p_i$  selon la définition originale de  $p_i$ . Les autres corrélations faisant intervenir  $p_i$  sont également influencées.

Des recherches diverses, destinées à maîtriser l'influence de la technique de forage, ont été faites. Citons à titre d'exemple l'étude de Bru *et al.* (1972) réalisée dans des marnes et argiles raides à partir d'essais effectués dans les forages réalisés par les techniques suivantes :

- Forage en rotation avec fluide d'injection à l'eau claire ou à la bentonite ;  
Outils utilisés : bicône  $\phi$  60 mm avec aléueur, carottier simple.
- Forage en percussion-rotation avec fluide d'injection à l'eau claire ;  
Outil utilisé : taillant  $\phi$  64 mm.

Les pourcentages d'écart déterminés sur les moyennes des résultats de  $E_m$ ,  $p_f$ ,  $p_i$  et  $E_m/p_i$ , rapportées aux valeurs obtenues à partir de forages au bicône et à la boue sont représentés à la figure 5.

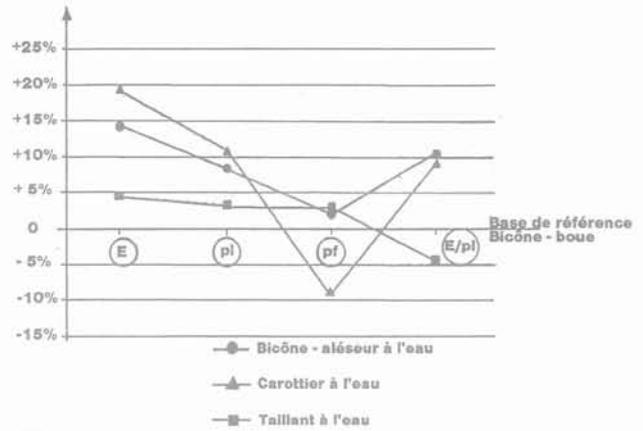


FIG. 5 Variation des caractéristiques pressiométriques d'une argile raide et d'une craie avec les techniques.

Variation of pressuremeter parameters of a stiff clay and a chalk with the boring techniques.

Les auteurs concluent que :

- pour ces types de sols, quel que soit l'outil de forage utilisé, les caractéristiques pressiométriques sont les mêmes à :
- 20 % près pour les modules pressiométriques,
- 10 % près pour les pressions limites,
- 10 % près pour les pressions de fluage,
- 15 % près pour les rapports  $E_m/p_i$ ,
- en général les forages réalisés au bicône-eau, carottier-eau et taillant-eau donnent des caractéristiques supérieures à celles données par les forages bicône-boue.

## 1.2.2

### Surconsolidation

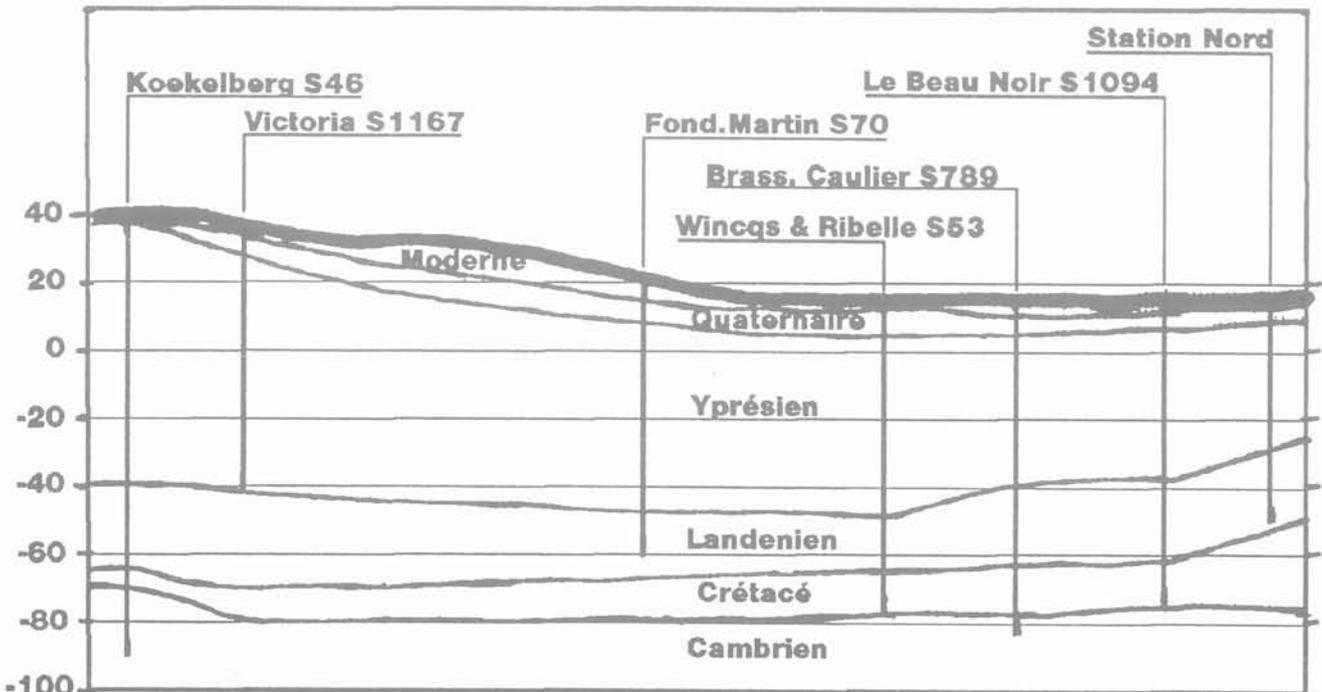


FIG. 6 Coupe de Bruxelles au Nord du Boulevard de Petite Ceinture. Cross-section of Brussels North of the Small Beet.

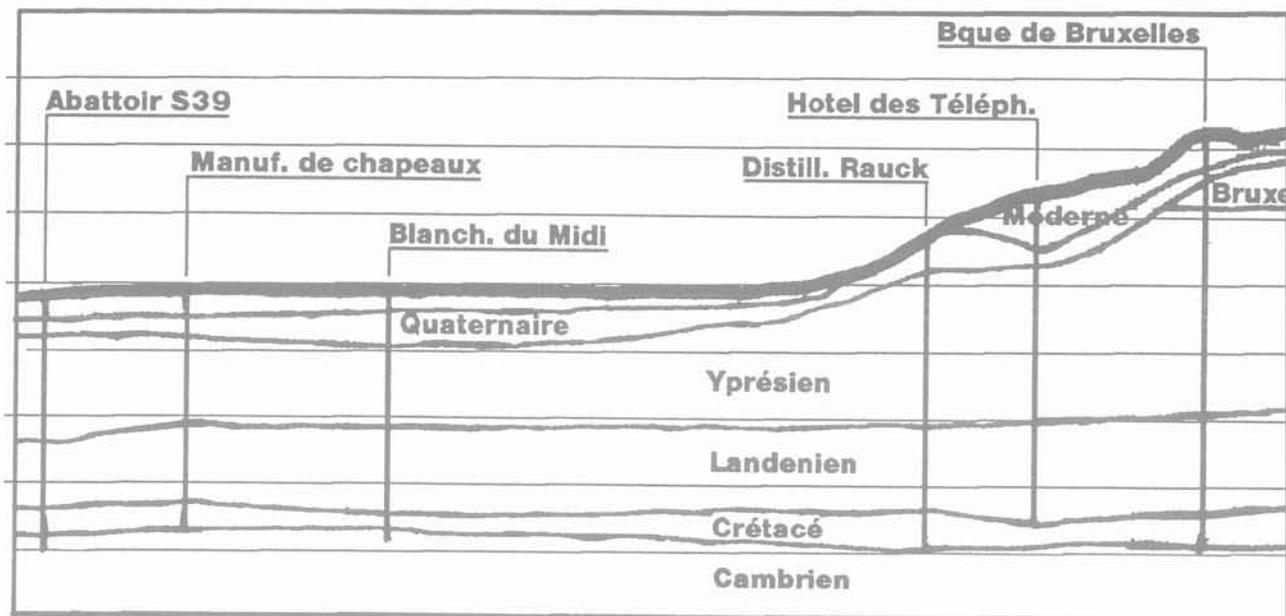


FIG. 7 Coupe de Bruxelles au droit de la Gare du Midi.  
Cross-section of Brussels at the South station.

Deux indices propres aux paramètres *in situ* permettent de déceler une surconsolidation éventuelle. Le premier résulte d'un raisonnement et s'applique aux paramètres dont on suppose qu'ils évoluent proportionnellement à la contrainte effective verticale. L'abscisse à l'origine d'une droite de régression serait l'indice d'une surconsolidation. Dans le cas de l'Yprésien, nous pensons plutôt à un phénomène de structuration (Mitchell, J.K., 1976; Kavvadas *et al.*, 1993).

Le second résultat de l'expérience et de l'observation. C'est la valeur du rapport  $E_m/p_f$ .

Les figures 6 et 7 représentent deux coupes géologiques établies à l'époque de la Seconde Guerre mondiale dans le service du professeur de Magnée et basées sur les sondages de référence de l'époque. La coupe de la figure 6 se situe au nord du boulevard de Petite Ceinture. La coupe de la figure 7 se situe au niveau de la gare du Midi.

Le site de l'hôpital universitaire Erasme situé à Anderlecht, se trouve un peu au sud de la coupe de la figure 7, dans laquelle on situe la vallée de la Senne. On constate que les couches qui n'existent plus dans la partie est ont été érodées. Le niveau des sables avant érosion se serait situé à une altitude de 150 à 200 m. Le complexe sablo-argileux de l'Yprésien a donc toutes les raisons d'être surconsolidé. La figure 8 montre les résultats d'un essai pressiométrique effectué au sud du site de l'hôpital. Alors que les essais de pénétration de la figure 4, effectués sur le même site, donnaient lieu à des diagrammes réguliers faisant tout au plus soupçonner la présence d'horizons plus ou moins sableux, le diagramme de la figure 7 fait apparaître sans équivoque une modification brutale du rapport  $E_m/p_f$  qui passe de 10 à 13, puis 16 et 19, montrant ainsi que la partie inférieure de l'Yprésien est surconsolidée. Selon les géologues, la consolidation normale de la couche supérieure serait due à un remaniement de cette formation provoqué par l'érosion.

### 1.3

## PAF ou SBP

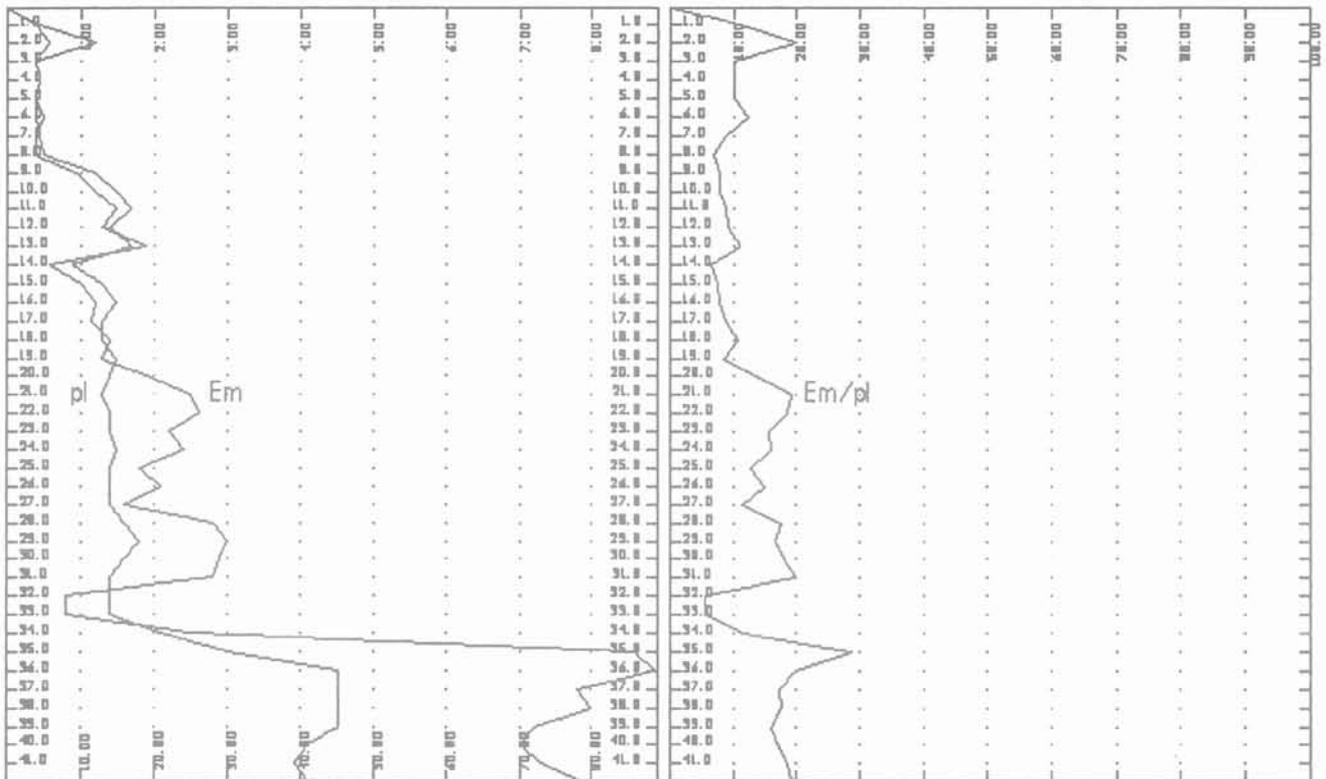
La recommandation du Comité technique régional européen n° 4, *Pressiomètres* prescrit :

« Les pressiomètres autoforeurs sont mis en place directement dans leur propre cavité et ce avec le minimum de remaniement du sol ou de la roche environnante. En théorie, la stabilité de la paroi de la cavité est assurée sous le champ des contraintes en place. La procédure correcte d'autoforage dépend de la nature du sol ou du rocher ; pour s'assurer d'une bonne réalisation, il est important d'avoir recours à des opérateurs expérimentés. L'obtention d'un remaniement minimum lors du forage dépend de la position de l'outil de coupe, de la pression de circulation du fluide et de la vitesse de pénétration, assurée par des vérins hydrauliques. La pression de boue doit être suffisamment faible pour éviter le claquage du sol, mais cependant élevée pour permettre l'évacuation des déblais au fur et à mesure que l'appareil est enfoncé dans le sol. [...] Le PAF peut être utilisé dans les sols ne contenant pas de particules de la taille d'une grave. On doit particulièrement prendre soin, lors d'essais dans du sable, d'éviter un éboulement du forage conduisant à la perte de la sonde. Le PAF est souvent utilisé conjointement avec une sondeuse traditionnelle qui assure la stabilité du forage et permet de s'affranchir des obstacles. »

### 2

## Résultats

Afin de permettre de comparer aisément les résultats d'essais différents, ceux-ci ont été classés par région ou site. Les unités sont les m et les MPa.



Diag.	Code	Description	Niveaux	Valeurs min. & max.	Unit U & H
73	730	Press limite (pressi	0.0 42.0	0.00 8.90	1.0 1.0
73	802	Module Pressiométriq	0.0 42.0	0.00 89.00	1.0 1.0
73	1104	Em/pi	0.0 42.0	0.00 100.00	1.0 1.0

FIG. 8 Essai pressiométrique à Anderlecht.  
Pressuremeter test at Anderlecht.

## 2.1

### Région d'Ypres

L'argile yprésienne affleure dans cette région à laquelle elle doit la dénomination qu'on lui donne en Belgique. Elle est surconsolidée et fissurée. Les essais effectués ont été synthétisés par De Beer (1979) et comprennent l'étude de De Beer *et al.* (1971).

Dans l'étude de 1971, basée sur 8 CPT et 8 MPM, Van Wambeke avait montré que les diagrammes de  $q_c$ ,  $p_f$  et  $p_l$  satisfaisaient aux équations de régression linéaire suivantes :

$$q_c(\text{MPa}) = 0,1475.z(m) + 0,578$$

$$p_f(\text{MPa}) = 0,0486.z(m) + 0,05$$

$$p_l(\text{MPa}) = 0,0486.z(m) + 0,3$$

avec :

$$q_{c, \text{max, min}} = q_c \pm 0,25$$

$$p_{f, \text{max, min}} = p_f \pm 0,2$$

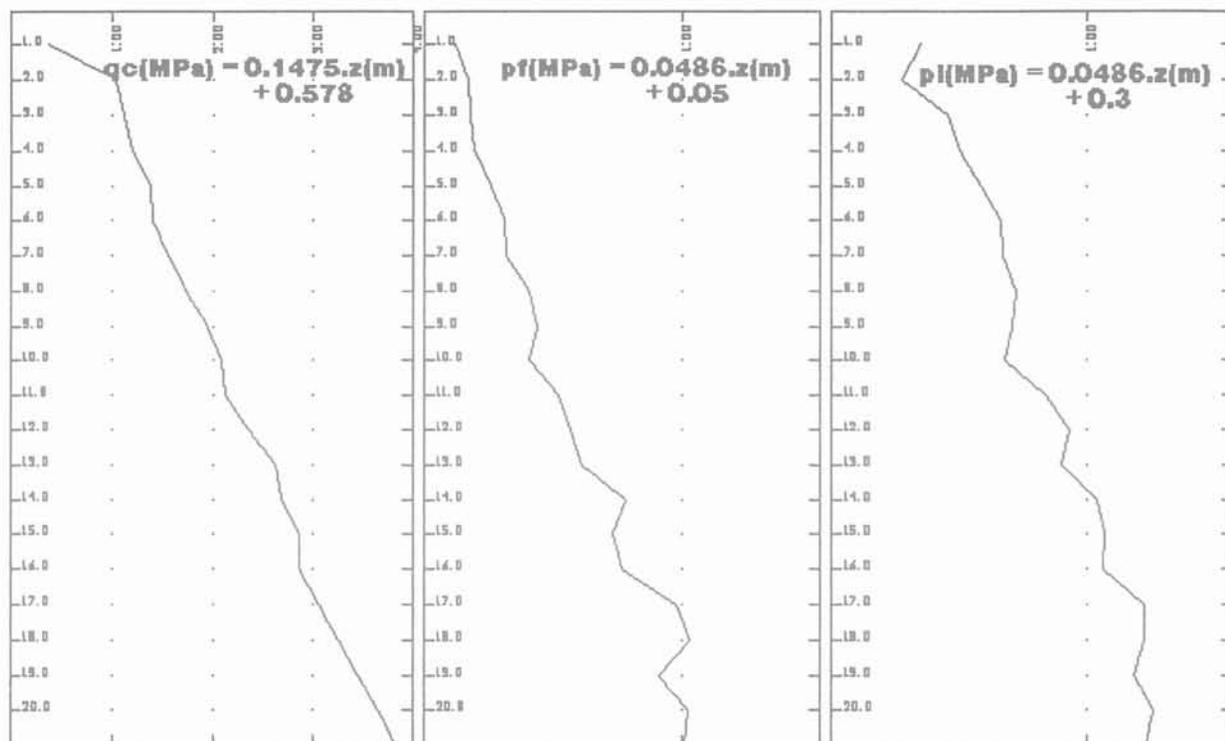
$$p_{l, \text{max, min}} = p_l \pm 0,2$$

et :

$$p_{l, \text{moy}} = p_{f, \text{moy}} + 0,25$$

$$\frac{q_{c, \text{moy}} - 0,15}{p_{l, \text{moy}} - 0,15} = 3$$

$$\frac{q_{c, \text{moy}} - 0,225}{p_{f, \text{moy}} - 0,225} = 3$$

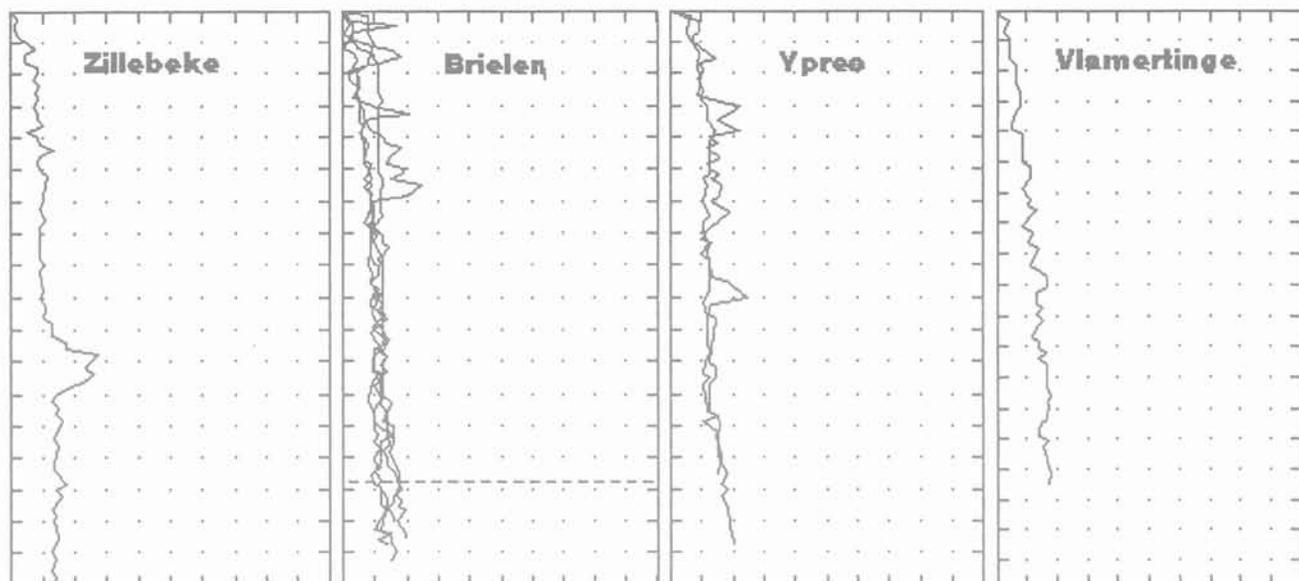


Diag.	Code	Description	Niveaux	Valeurs min. & max.	Unit U & H
66	725	Résistance au cône C	0.0 21.0	0.00 4.00	1.0 2.0
66	612	Press limite de flua	0.0 21.0	0.00 1.53	1.0 2.0
66	730	Press limite (pressi	0.0 21.0	0.00 1.56	1.0 2.0

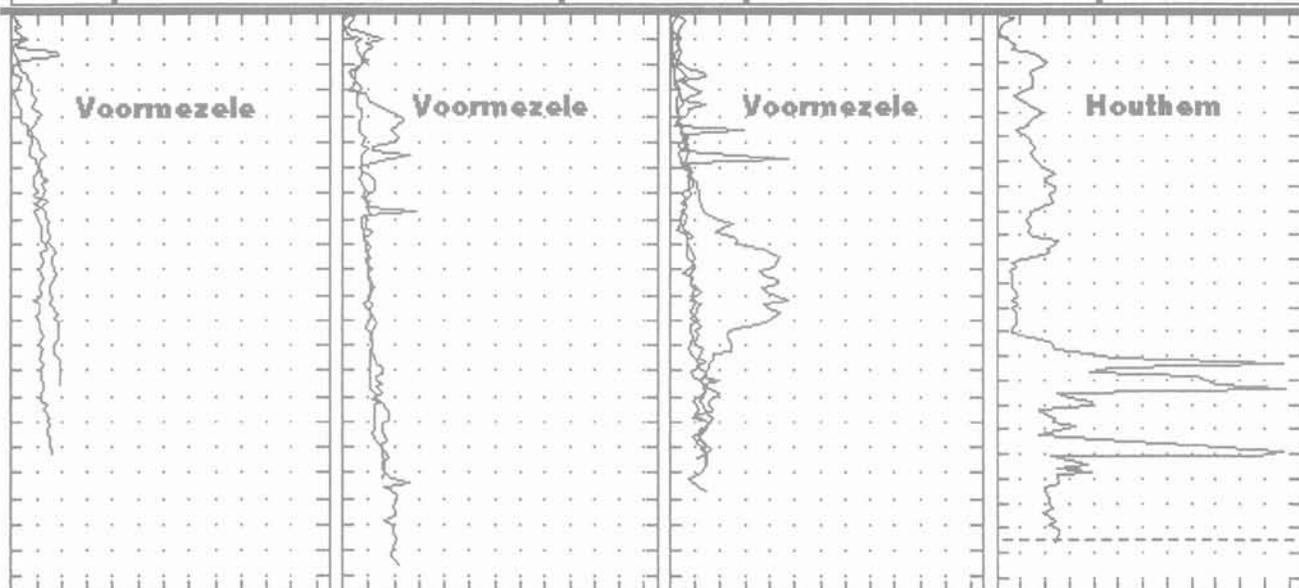
FIG. 9 Synthèse des essais d'Ypres (1971).  
Synthesis of the tests at Ieper (1971).



FIG. 10 21 CPT du tracé Lys-Ypres.  
21 CPT at the Ieper-Leie project.

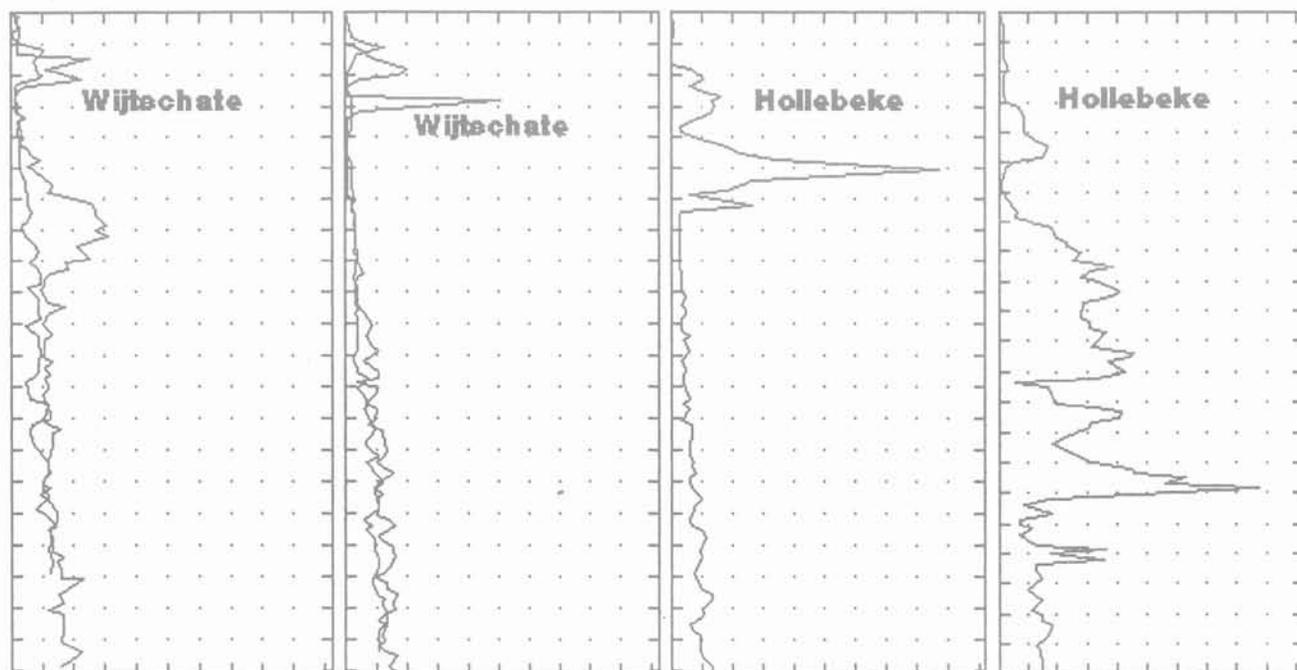


Diag.	Code	Description	Niveaux	Valeurs min. & max.		Unit U & H	
44	725	Résistance au cône C	-53.7-35.6	0.00	20.00	1.0	2.0
45	725	Résistance au cône C	-14.83.3	0.00	20.00	1.0	2.0
46	725	Résistance au cône C	-18.6-0.5	0.00	20.00	1.0	2.0
47	725	Résistance au cône C	-21.3-3.2	0.00	20.00	1.0	2.0
48	725	Résistance au cône C	-23.1-5.0	0.00	20.00	1.0	2.0
56	725	Résistance au cône C	-25.2-7.1	0.00	20.00	1.0	2.0
57	725	Résistance au cône C	-23.7-5.6	0.00	20.00	1.0	2.0
62	725	Résistance au cône C	-27.9-9.0	0.00	20.00	1.0	2.0



Diag.	Code	Description	Niveaux	Valeurs min. & max.		Unit U & H	
49	725	Résistance au cône C	-30.9-8.3	0.00	25.00	1.0	2.0
50	725	Résistance au cône C	-31.8-9.1	0.00	25.00	1.0	2.0
51	725	Résistance au cône C	-23.8-1.2	0.00	25.00	1.0	2.0
52	725	Résistance au cône C	-28.6-6.0	0.00	25.00	1.0	2.0
53	725	Résistance au cône C	-35.2-12.6	0.00	25.00	1.0	2.0
54	725	Résistance au cône C	-44.1-21.4	0.00	25.00	1.0	2.0
55	725	Résistance au cône C	-52.3-29.6	0.00	25.00	1.0	2.0
65	725	Résistance au cône C	-21.52.1	0.00	25.00	1.0	2.0

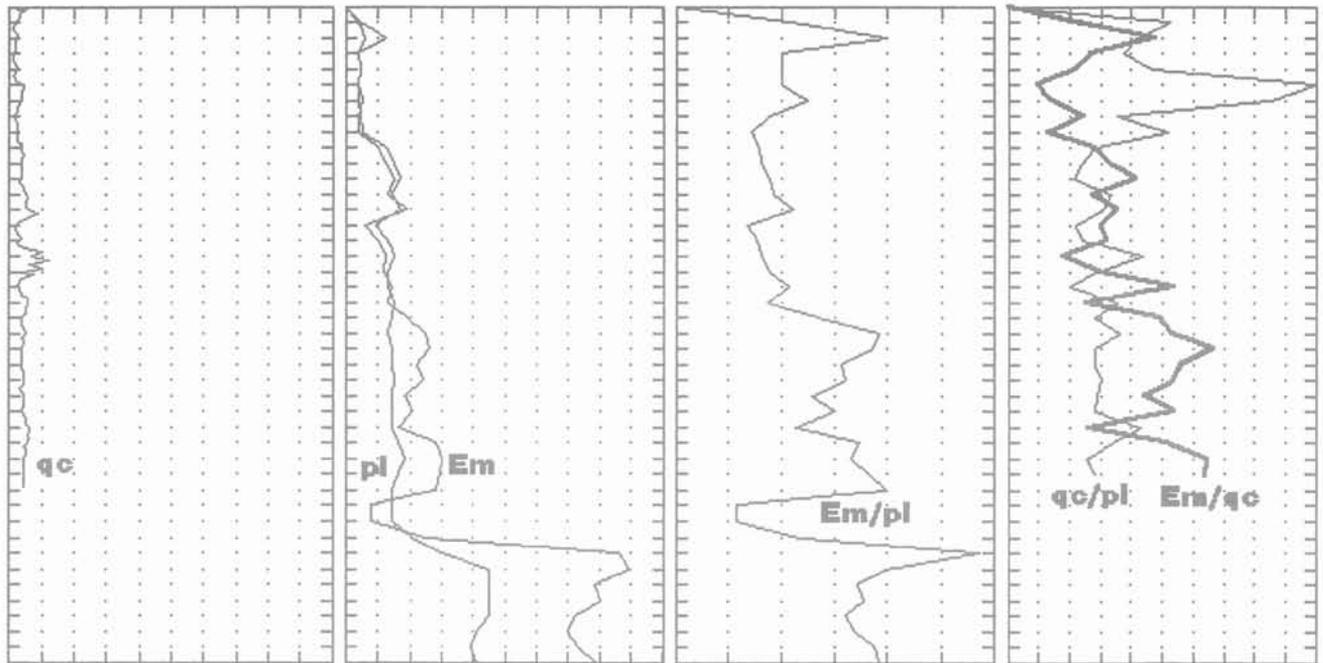
FIG. 11 Valeurs de  $q_c$  du tracé Ypres-Lys, 1<sup>re</sup> partie.  
Values of  $q_c$  along the Ieper-Leie project, 1<sup>st</sup> part.



Diag.	Code	Description	Niveaux	Valeurs min. & max.		Unit U & H	
58	725	Résistance au cône C	-54.3-33.2	0.00	20.48	1.0	2.0
59	725	Résistance au cône C	-48.1-27.0	0.00	20.48	1.0	2.0
60	725	Résistance au cône C	-39.5-18.4	0.00	20.48	1.0	2.0
61	725	Résistance au cône C	-31.6-10.5	0.00	20.48	1.0	2.0
63	725	Résistance au cône C	-24.2-3.1	0.00	20.48	1.0	2.0
64	725	Résistance au cône C	-24.6-2.5	0.00	20.48	1.0	2.0

FIG. 13 Valeurs de  $q_c$  du tracé Ypres-Lys, 3<sup>e</sup> partie.  
Values of  $q_c$  along the Ieper-Leie project, 3<sup>rd</sup> part.

FIG. 12 Valeurs de  $q_c$  du tracé Ypres-Lys, 2<sup>e</sup> partie.  
Values of  $q_c$  along the Ypres-Lys, project, 2<sup>nd</sup> part.



Diag.	Code	Description	Niveaux	Valeurs min. & max.	Unit U & H
73	725	Résistance au cône C	0.0 42.0	0.00 100.00	1.0 1.0
73	730	Press limite (pressi	0.0 42.0	0.00 10.00	1.0 1.0
73	802	Module Pressionétriq	0.0 42.0	0.00 100.00	1.0 1.0
73	1104	<b>Em/pl</b>	0.0 42.0	0.00 30.00	1.0 1.0
73	1105	<b>qc/pl</b>	0.0 42.0	0.00 10.00	1.0 1.0
73	1106	<b>Em/qc</b>	0.0 42.0	0.00 10.00	1.0 1.0

FIG. 14 Valeurs et corrélations relatives à Anderlecht.  
Values and correlations in Anderlecht.

Il est à noter que les règles et corrélations trouvées ne tiennent pas compte du niveau du début des essais, tous effectués sur un terrain de 200 x 150 m, vraisemblablement au cône M4.

La moyenne de  $q_c$  calculée sur 20 CPT, effectués au cône M4 sur un tracé allant du canal Ypres-Yser, jusqu'à la Lys à Comines est donnée par :

$$q_c(\text{MPa}) = 0,1152.z(\text{m}) + 0,948$$

et donne donc une surconsolidation plus élevée et un gradient plus faible avec la profondeur.

$$q_c(\text{MPa}) = 0,0558.z(\text{m}) + 3,038$$

$$p_l(\text{MPa}) = 0,0175.z(\text{m}) + 1,028$$

$$\frac{E_m}{p_l} = 12,4 \text{ à } 18$$

$$\frac{q_c}{p_l} = 2,8 \text{ à } 3,2$$

$$\frac{E_m}{p_c} = 4,6 \text{ à } 5,7$$

## 2.2

### Région de Bruxelles

Les essais pressiométriques à grande profondeur sont relativement rares dans la région bruxelloise. Ceux permettant l'établissement de corrélations avec le CPT le sont encore plus.

#### 2.2.1

### Anderlecht

Les mesures effectuées dans le site décrit en 1.1.3 et 1.2.2, permet de tirer les règles et corrélations suivantes (Fig. 14) calculées pour la couche située à une profondeur de 18 à 31 m.

## 2.3

### TGV-Aa

Les essais de la vallée de l'Aa permettent la comparaison des résultats d'essais CPT et MPM dont nous disposons grâce à l'obligeance de la SNCF. La sensibilité de la pointe électrique met en évidence certaines particularités des diagrammes de  $q_c$ .

La figure 15 montre la coupe géotechnique du site. Reçue par l'auteur après les données numériques, elle explique la perplexité de celui-ci devant les comparaisons entre diagrammes CPT ou MPM, ces derniers étant vraisemblablement interprétés selon la norme AFNOR.

La figure 16, par exemple, donne des diagrammes de  $q_c$  relatifs à l'Yprésien, pour les cinq emplacements qui ont été communiqués.

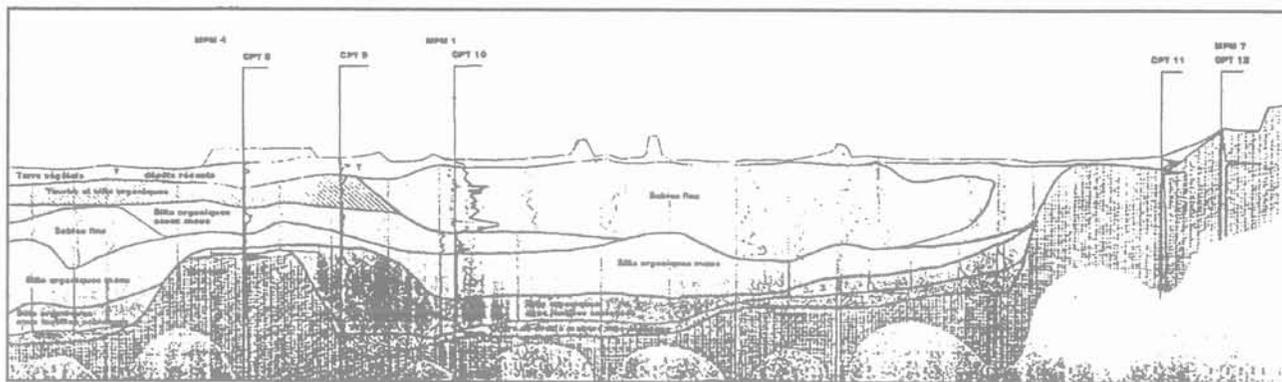


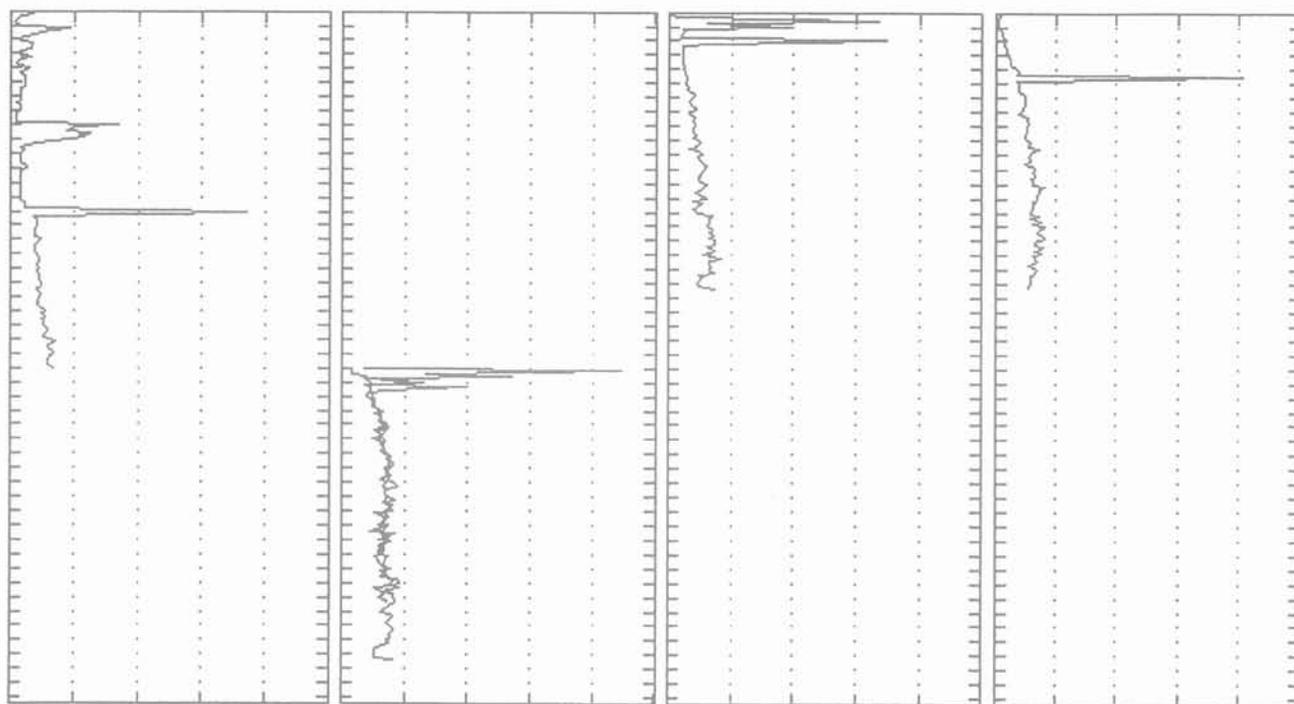
FIG. 15 Coupe géotechnique de la vallée de l'Aa.  
Geotechnical cross-section of the Aa valley.

La figure 17 donne les diagrammes de  $p_i$  pour les six emplacements qui ont été communiqués.

Ces deux figures posent le problème du degré de surconsolidation de l'argile dans ce site tourmenté. Elles semblent en effet indiquer que la surconsolidation des emplacements où l'argile remonte près de la surface, est plus élevée que celle des couches situées sous les alluvions. L'explication pourrait être semblable à celle relative à la vallée de la Senne, à savoir que, sous

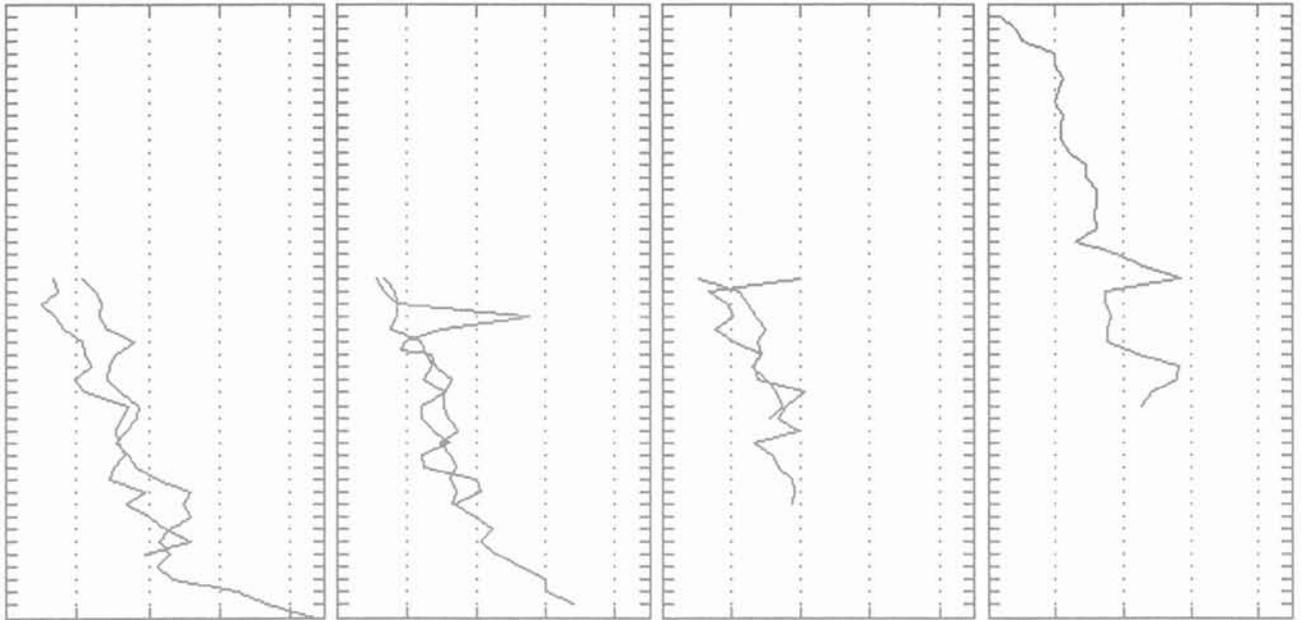
les alluvions, l'argile a été remaniée. Cela est particulièrement frappant pour les diagrammes  $q_c$ ,  $p_i$  et  $E_m$  des essais 7 et 12 (Fig. 20).

La figure 18 montre les essais numérotés 9 et 10 dans lesquels l'Yprésien a été rencontré depuis 26,6 m de profondeur jusqu'à 41 à 44 m. L'objectivité est difficile, mais on peut imaginer deux fractions donnant lieu chacune à une droite moyenne.



Diag.	Code	Description	Niveaux	Valeurs min. & max.	Unit U & H
8	725	Résistance au cône C	0.0 48.4	0.00 25.00	1.0 1.0
9	725	Résistance au cône C	0.0 48.4	0.00 25.00	1.0 1.0
10	725	Résistance au cône C	0.0 48.4	0.00 25.00	1.0 1.0
11	725	Résistance au cône C	0.0 48.4	0.00 25.00	1.0 1.0
12	725	Résistance au cône C	0.0 48.4	0.00 25.00	1.0 1.0

FIG. 16 Cinq diagrammes CPT de la vallée de l'Aa.  
CPT diagrams of the Aa valley.



Diag.	Code	Description	Niveaux	Valeurs min. & max.	Unit U & H
3	730	Press limite (pressi	0.0 49.0	0.00 4.50	1.0 1.0
4	730	Press limite (pressi	0.0 49.0	0.00 4.50	1.0 1.0
1	730	Press limite (pressi	0.0 49.0	0.00 4.50	1.0 1.0
2	730	Press limite (pressi	0.0 49.0	0.00 4.50	1.0 1.0
5	730	Press limite (pressi	0.0 49.0	0.00 4.50	1.0 1.0
6	730	Press limite (pressi	0.0 49.0	0.00 4.50	1.0 1.0
7	730	Press limite (pressi	0.0 49.0	0.00 4.50	1.0 1.0

FIG. 17 Six diagrammes MPM de la vallée de l'Aa.  
MPM diagrams of the Aa valley.

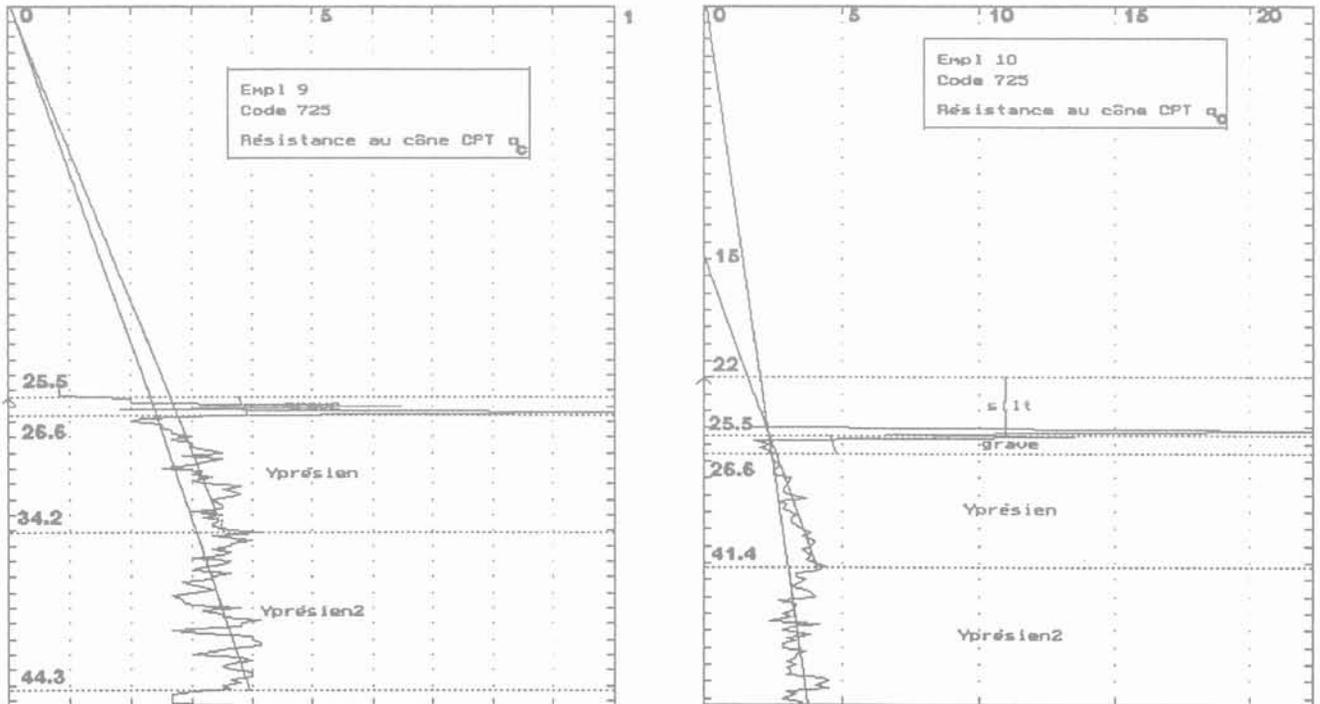


FIG. 18 Droites moyennes de  $q_c$  des emplacements 9 et 10.  
Regression lines of  $q_c$  of the 9 and 10 locations.

Les figures 19 et 20 donnent les comparaisons entre CPT et MPM de deux couples d'essais relativement proches.

A titre indicatif, on donne ci-dessous les paramètres  $m$  et  $b$  des équations des droites de la forme  $x = m.z(m) + b$ . On constate que les abscisses à l'origine des droites de régression sont proportionnellement plus élevées pour les essais 7 et 12 effectués là où l'argile

affleure sous les dépôts récents et n'a vraisemblablement pas été remaniée par l'érosion de la vallée.

Dans la comparaison finale des corrélations, il ne faudra pas oublier que les valeurs de  $p_i$  sont marquées par la limitation à  $1,7p_i$  et donnent vraisemblablement des rapports de corrélations plus faibles ou plus élevés que les anciennes valeurs, selon qu'elles interviennent en numérateur ou en dénominateur.

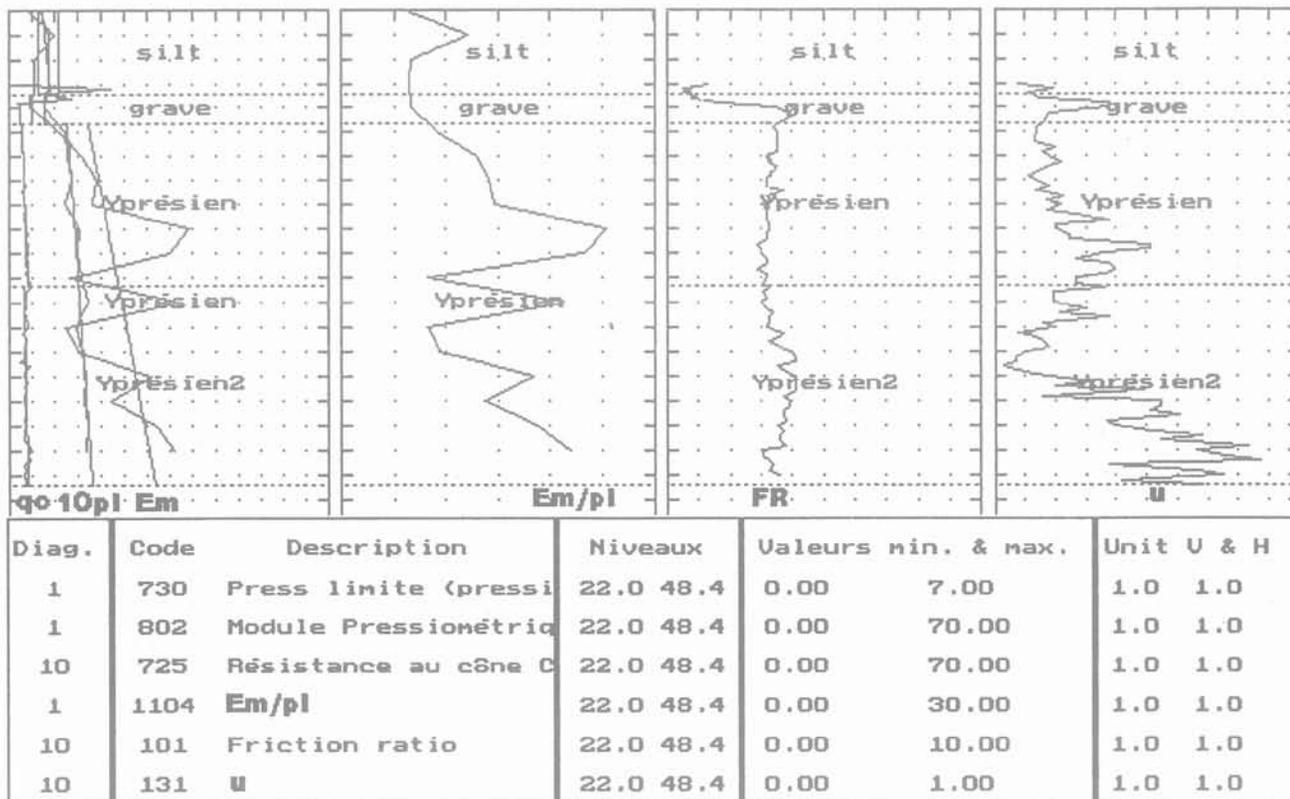
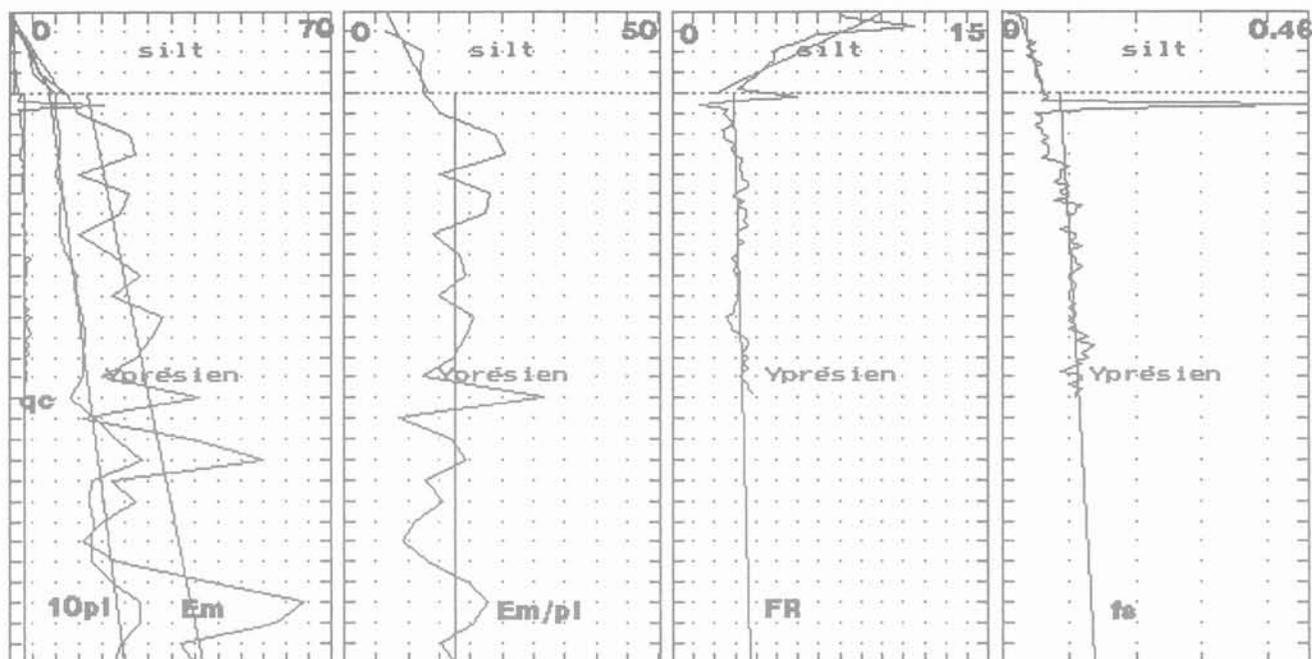


FIG. 19 Comparaison entre CPT (10) et MPM (1).  
Comparison between CPT (10) and MPM (1).

TABLEAU I Paramètres  $m$  et  $b$  des droites de régression des essais CPT et MPM de l'Aa.

Essai	Paramètre	Couche	$m$	$b$
1	730_pl	ypr	0,04	0,28
1	802_Em	ypr	1	-9,43
10	725_qc	ypr1	0,22	-3,14
10	725_qc	ypr2	0,09	0
9	725_qc	ypr1	0,1	0
9	725_qc	ypr2	0,09	0
7	730_pl	ypr	0,06	0,63
7	802_Em	ypr	0,9	12,9
12	725_qc	ypr	0,01	3,1
12	101_FR	ypr	0,03	2,79
12	727_fs	ypr	0	0,08



Diag.	Code	Description	Niveaux	Valeurs min. & max.	Unit U & H
7	730	Press limite (pressi	0.0 32.0	0.00 7.00	1.0 1.0
7	802	Module Pressiométric	0.0 32.0	0.00 70.00	1.0 1.0
12	725	Résistance au cône C	0.0 32.0	0.00 70.00	1.0 1.0
7	1104	Em/pl	0.0 32.0	0.00 50.00	1.0 1.0
12	101	Friction ratio	0.0 32.0	0.00 15.00	1.0 1.0
12	727	Frottement local	0.0 32.0	0.00 0.46	1.0 1.0

FIG. 20 Comparaison entre CPT (12) et MPM (7).  
Comparison between CPT (12) et MPM (7).

## 2.4

### Winnezele

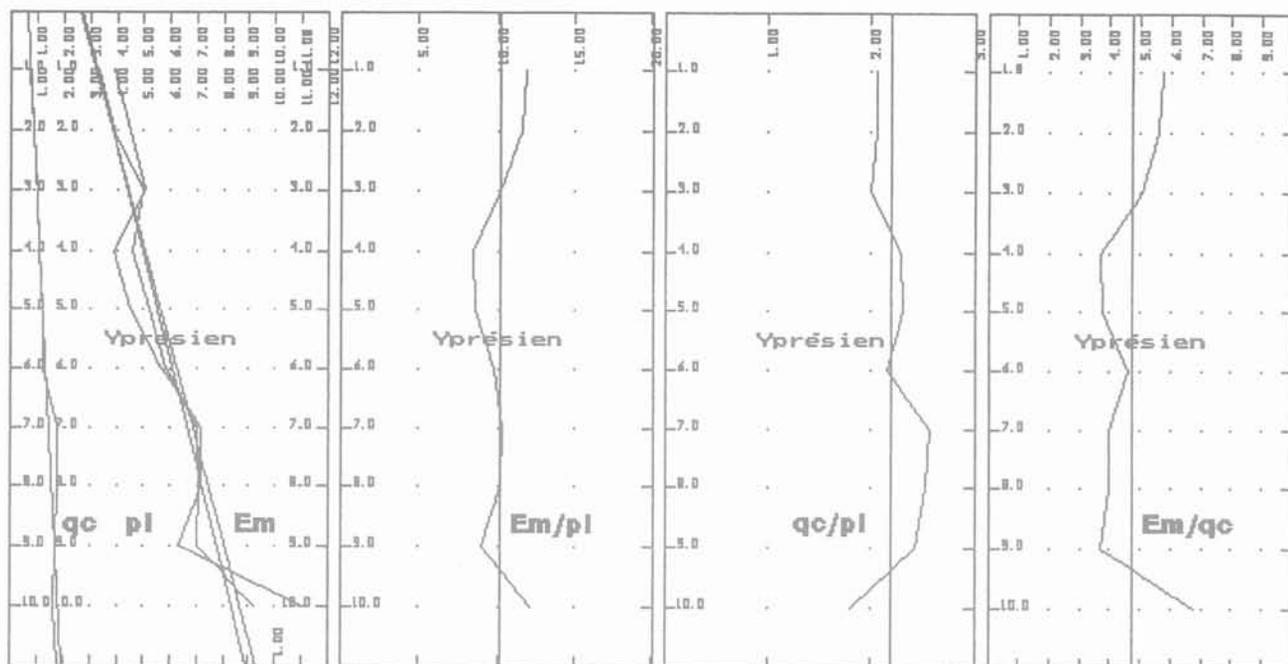
La figure 21 représente les résultats ainsi que les corrélations d'un CPT et d'un MPM.

Les paramètres des droites de corrélation sont données au tableau ci-après.

D'autres corrélations établies par le LCPC sont représentées dans les figures suivantes.

TABLEAU II Paramètres m et b des droites de régression des essais CPT et MPM de Winnezele.

Essai	Paramètre	Couche	m	b
34	725_qc	ypr	0,12	0,62
34	730_pl	ypr	0,06	0,27
34	802_Em	ypr	0,601	2,632
34	1104_Em/pl	ypr	0	10,2
34	1105_qc/pl	ypr	0	2,2
34	1106_Em/qc	ypr	0	4,7



Diag.	Code	Description	Niveaux	Valeurs min. & max.	Unit U & H
34	725	Résistance au cône C	0.0 11.0	0.00 12.00	1.0 1.0
34	730	Press limite (pressi	0.0 11.0	0.00 1.20	1.0 1.0
34	802	Module Pressiométric	0.0 11.0	0.00 12.00	1.0 1.0
34	1104	Em/pi	0.0 11.0	0.00 20.00	1.0 1.0
34	1105	qc/pi	0.0 11.0	0.00 3.00	1.0 1.0
34	1106	Em/qc	0.0 11.0	0.00 10.00	1.0 1.0

FIG. 21 CPT et MPM à Winnezele.  
CPT and MPM at Winnezele.

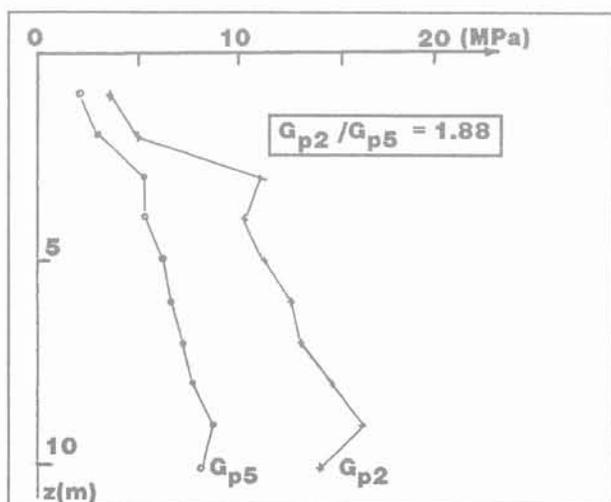


FIG. 22 Corrélation  $G_{p2}$ - $G_{p5}$ .  
 $G_{p2}$ - $G_{p5}$  correlation.

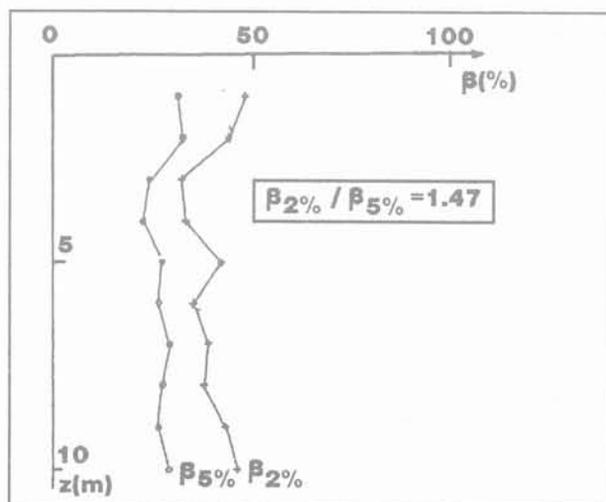


FIG. 23 Corrélation  $\beta_{2\%}$ - $\beta_{5\%}$ .  
 $\beta_{2\%}$ - $\beta_{5\%}$  correlation.

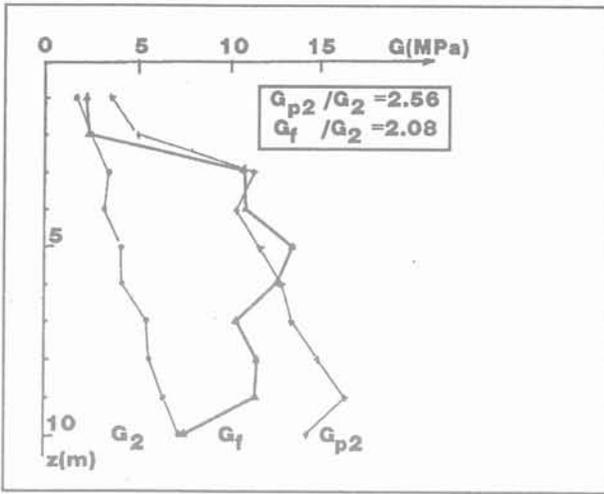


FIG. 24 Corrélation  $G_{p2}$ - $G_2$ - $G_1$ .  
 $G_{p2}$ - $G_2$ - $G_1$  correlation.

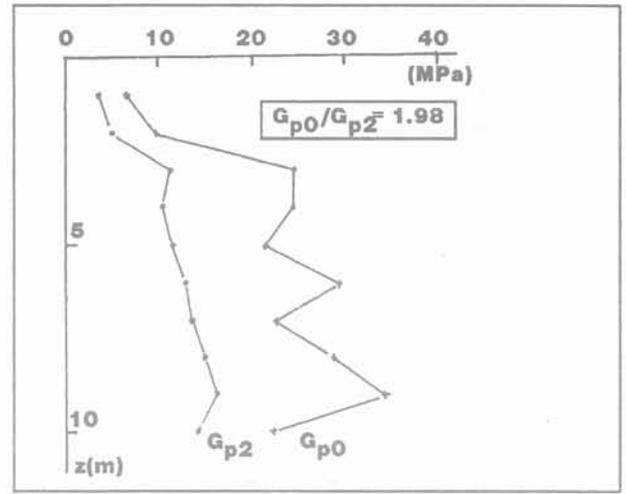


FIG. 25 Corrélation  $G_{p2}$ - $G_{p0}$ .  
 $G_{p2}$ - $G_{p0}$  correlation.

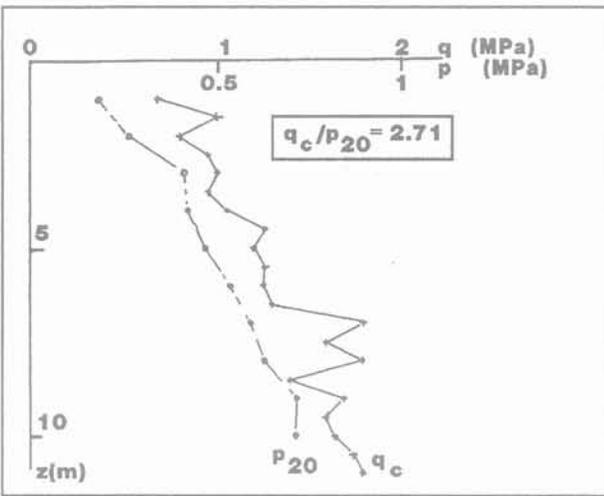


FIG. 26 Corrélation  $q_c$ - $p_{20}$ .  
 $q_c$ - $p_{20}$  correlation.

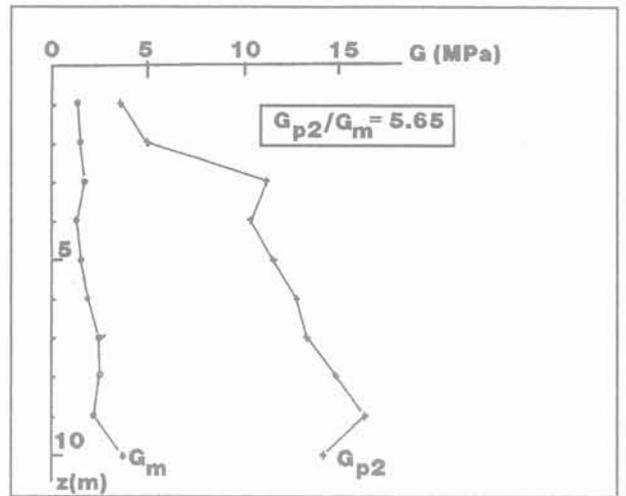


FIG. 27 Corrélation  $G_{p2}$ - $G_m$ .  
 $G_{p2}$ - $G_m$  correlation.

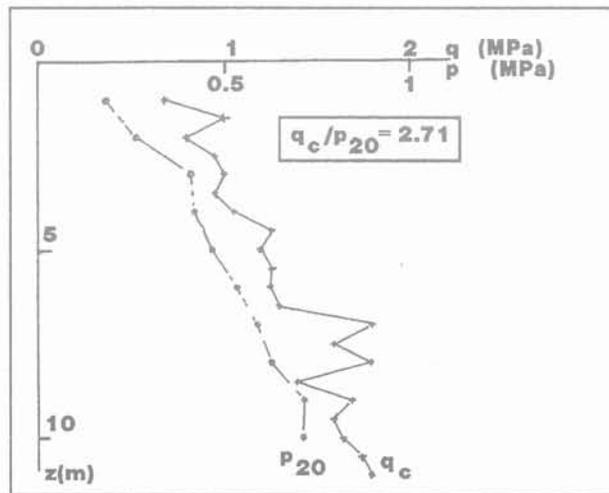


FIG. 28 Corrélation  $p_1$ - $p_{20}$ .  
 $p_1$ - $p_{20}$  correlation.

## Synthèse

Le tableau suivant rassemble les régressions présentées ci-dessus.

Essai	Site	Param	m	b
12	Aa	101_FR	0,0286	2,7857
34	Winnezele	1104_Em/pl	0	10,2
34	Winnezele	1105_qc/pl	0	2,201
34	Winnezele	1106_Em/qc	0	4,7
66	Ypres	612_pf	0,0486	0,05
9	Aa	725_qc	0,1034	-0,002
9	Aa	725_qc	0,0895	0,0009
10	Aa	725_qc	0,216	-3,1448
10	Aa	725_qc	0,0906	-0,0016
12	Aa	725_qc	0,0128	3,1019
34	Winnezele	725_qc	0,12	0,619
66	Ypres	725_qc	0,1475	0,578
73	Anderlecht	725_qc	0,0558	3,038
45_65	Ypres (20ess.)	725_qc	0,1152	0,948
12	Aa	727_fs	0,0018	0,0819
1	Aa	730_pl	0,0367	0,2781
7	Aa	730_pl	0,0583	0,626
34	Winnezele	730_pl	0,0564	0,271
66	Ypres	730_pl	0,0486	0,3
73	Anderlecht	730_pl	0,0175	1,028
1	Aa	802_Em	0,9978	-9,4275
7	Aa	802_Em	0,9	12,9
34	Winnezele	802_Em	0,6009	2,632

Si l'on regroupe les résultats d'essais respectivement sur couches superficielles et profondes, on obtient les moyennes pondérées suivantes, basées sur un nombre réduit de résultats, il ne faut pas l'oublier.

m_qc_prof	b_qc_prof
0,0786	1,0125
m_qc_sup	b_qc_sup
0,1124	1,0113

m_pl_prof	b_pl_prof
0,0271	0,653
m_pl_sup	b_pl_sup
0,0544	0,399

Avec les mêmes réserves, les corrélations entre paramètres peuvent donc être résumées comme suit :

- Ypres :

$$\frac{q_{c, moy} - 0,15}{p_{l, moy} - 0,15} = 3$$

$$\frac{q_{c, moy} - 0,225}{p_{f, moy} - 0,225} = 3$$

- Anderlecht :

$$\frac{Em}{p_l} = 12,4 \text{ à } 18$$

$$\frac{q_c}{p_l} = 2,8 \text{ à } 3,2$$

$$\frac{Em}{q_c} = 4,6 \text{ à } 5,7$$

- Winnezele :

$$\frac{Em}{p_l} = 10,2$$

$$\frac{q_c}{p_l} = 2,2$$

$$\frac{Em}{q_c} = 4,7$$

Les essais pressiométriques de l'Aa, très récents, donnent vraisemblablement des valeurs relativement plus faibles de  $p_l$  et on a donc pour l'Aa, en profondeur :

$$\frac{Em}{p_l} = 14 \text{ à } 25$$

$$\frac{q_c}{p_l} = 2,08$$

$$\frac{Em}{q_c} = 6,6 \text{ à } 8,5$$

et pour l'Aa, en surface :

$$\frac{Em}{p_l} = 17$$

$$\frac{q_c}{p_l} = 3,6$$

$$\frac{Em}{q_c} = 5,2$$

Il est difficile d'extraire des régressions qui précèdent, des lois suffisamment générales pour exprimer les paramètres en fonction de  $z$ , en particulier en ce qui concerne  $E_m$ . Par contre, les corrélations entre paramètres obtenus au CPT et /ou au MPM, aux mêmes emplacements, sont cohérentes.

La présente étude a été menée avec l'objectif de présenter rapidement des résultats à la journée franco-belge d'étude de l'argile des Flandres. Elle n'est donc qu'une ébauche qui pourrait être étendue ultérieurement à des centaines de résultats non encore exploités. Lors d'une telle étude, il conviendrait cependant, lors de chaque présentation de résultats, de préciser les instruments, les techniques d'exécution et les hypothèses de calcul adoptés.

## Bibliographie

---

- Bru J.-P., Espagnet J.-C. (1972) – Étude de la mise en œuvre du pressiomètre dans les argiles et marnes raides. Méthodes de forage, GEESEP Mécanique des sols, Fiche programme 05/11/1, Ministère de l'Équipement, CETE de Bordeaux.
- Cassan M. (1968-1969) – Les essais *in situ* en mécanique des sols, construction t. XXIII n° 10, oct. 1968, t. XXIV n° 5, mai 1969 et n° 7-8, juil.-août 1969.
- CTRE N° 4 (1989) – Utilisation des résultats des essais pressiométriques pour le dimensionnement des fondations en Europe, Balkema, Rotterdam.
- De Beer E. (1979) – Historiek van het kanaal Leie-Ieper. Eigenschappen en gedragingen van de Ieperiaanse klei, Tijdschrift der Openbare Werken van Belgie, n° 4, 5, 6, Brussel.
- De Beer E., Van Wambeke A., Vandepitte D. (1971) – Détermination des propriétés mécaniques des sols *in situ*, Rapport au FNRS, Bruxelles.
- Heijnen W.J. (1972) – De vorm van de elektrische sondeerconus, Verhandelingen Fugro, Sondeersymposium, Leidschendam, 17-27.
- Jezequel J., Lemasson H., Touze J. (1968) – Le pressiomètre Louis Ménard. Quelques problèmes de mise en œuvre et leur influence sur les valeurs pressiométriques, *Bull. Liais. Labor. P. et Ch.* n° 32, juin-juil. 1968, réf. 537.
- Kavvadas M., Anagnostopoulos A., Kalteziotis N. (1993) – A framework for the mechanical behaviour of the cemented Corinth Marl, *Geotechnical Engineering of Hard Soils, Soft Rocks*, Balkema, Rotterdam, pp. 577-583.
- Mitchell J.K. (1976) – *Fundamentals of Soil Behaviour*, J. Wiley, New York.

# Étude de l'effet d'échelle de pieux battus en cours de centrifugation

**J.-G. SIEFFERT**

École Centrale de Nantes  
1, rue de la Noë  
44072 Nantes Cedex 03

**D. LEVACHER**

Université du Havre  
Quai Frissard, BP 265  
76055 Le Havre

## Résumé

L'objectif de cette contribution est de faire le point sur la validité des lois de la similitude dans le cas du battage en cours de centrifugation. Deux séries d'essais ont été réalisées dans des conditions très particulières. Dans le premier cas, le même pieu-modèle a été soumis à trois niveaux d'accélération : les trois essais correspondent donc à trois pieux-prototypes différents. Dans le deuxième cas, on a utilisé quatre pieux-modèles de dimensions proportionnelles, et respectivement soumis à des niveaux d'accélération tels qu'ils représentent tous les quatre le même pieu-prototype. Dans les deux cas, on montre que les lois de similitude sont globalement vérifiées, ce qui justifie le développement des études en centrifugeuse sur le comportement des pieux battus.

## Scale effect analysis of piles driven in centrifuge

## Abstract

In order to achieve correct scaling of the pile driving in centrifuge, the inherent similitude laws must be properly checked. Two series of model tests were conducted with their specific conditions. In the first series, the same model pile has been impacted at three different acceleration levels. Thus, the resulting three tests are representative of three different prototype piles. The second series was undertaken to study the model of modelling. Four model piles – proportionally dimensioned – and tested at the respective acceleration level such as, together, they simulate the same prototype pile. In both cases, conclusions demonstrate that the similitude laws applied to the pile driving are globally checked, so this justifies the investigation in a wide variety of driven pile problems.

$\sigma$	: contrainte
$x$	: coordonnée
$u$	: déplacement
$\rho$	: masse volumique
$g$	: accélération de la pesanteur
$t$	: temps
$E$	: énergie
$H$	: hauteur de chute du marteau
$v$	: vitesse particulière
$F$	: force d'impact
$S$	: section
$M$	: masse
$z$	: impédance
$N^a$	: facteur d'échelle
$a$	: accélération
$\phi$	: diamètre
$c$	: vitesse de propagation des ondes
$n$	: nombre de coups
$f$	: cadence de battage
$\bar{E}$	: module d'élasticité
$\tau_m$	: durée d'un aller-retour dans le marteau
$\tau_p$	: durée d'un aller-retour dans le pieu
$\tau$	: durée du choc réel
$\tau_0$	: durée du choc théorique
$\theta$	: durée du palier de contrainte maximale
$L_e$	: longueur de l'ébranlement
$l_1, l_2$	: position des jauges
$\delta$	: enfoncement par coup
$f_0$	: fiche initiale
$f_f$	: fiche finale
$\Delta t$	: intervalle entre 2 coups
$Q$	: capacité portante
$k$	: nombre d'allers-retours de l'onde

Indices

$m$	: marteau
$p$	: pieu
$0$	: choc théorique
$max$	: valeur maximale mesurée

Exposant

*	: facteur d'échelle
---	---------------------

## Introduction

L'intérêt de l'utilisation de la centrifugation pour réaliser des essais dans les divers domaines de la géotechnique n'est plus à démontrer : coûts réduits par rapport à une expérimentation sur site, possibilité de maîtriser au mieux les caractéristiques du sol et d'effectuer des études paramétriques, résultats plus représentatifs que ceux obtenus sur des modèles réduits non centrifugés...

Parmi les domaines d'étude [1, 2] figurent les fondations profondes isolées ou en groupe, soumises à divers types de sollicitation : chargement axial, chargement latéral, chargement monotone ou cyclique, voire dynamique. Les pieux moulés ne représentent qu'un faible pourcentage des pieux installés sur site, tout au moins en France. Par ailleurs, le mode de mise en place par battage est quasiment la seule technique d'installation pour les travaux offshore. Or jusqu'ici, l'essentiel des essais centrifugés pour l'étude du comportement des pieux portent sur des pieux moulés ou sur des pieux préalablement battus à 1 g.

L'utilisation de pieux moulés centrifugés s'explique en grande partie par une mise en œuvre relativement aisée pour l'expérimentateur qui utilise la pluviation comme méthode de remplissage dans le cas de matériaux granulaires. Ces pieux-modèles ne sont pas représentatifs des pieux battus, ne serait-ce que par la densification du sol autour du pieu due au refoulement du sol par le pieu lors de sa pénétration.

Tester des pieux-modèles préalablement battus à 1 g n'est guère plus satisfaisant, car lors de leur installation, ces pieux-modèles sont soumis à un champ de contraintes très faibles, et donc très différent de celui appliqué aux pieux-prototypes.

Il est donc tout à fait évident que l'étude relative au comportement des pieux battus impose que les pieux-modèles le soient aussi en cours de centrifugation. Ce mode de mise en œuvre nécessite non seulement de disposer d'un batteur embarquable, mais aussi que l'on ait vérifié expérimentalement la validité des lois de similitude pour une exploitation fiable en vraie grandeur.

## Relations de base de la similitude

### Rappel des relations de base

Les relations de base de la similitude proviennent directement de l'équation générale de la mécanique :

$$\sum_i \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho (g_i + \frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2}) = 0 \quad (1)$$

avec :

- $\sigma$  : tenseur des contraintes,
- $x$  : coordonnée,
- $u$  : déplacement,
- $\rho$  : masse volumique,
- $g$  : accélération de la pesanteur,
- $t$  : temps.

Pour le prototype, les variables seront notées sans désignation particulière, par exemple  $\sigma$  pour les contraintes. Pour le modèle, les variables seront notées avec un " " , par exemple  $\sigma^*$ . Les facteurs d'échelle, c'est-à-dire le rapport de la valeur modèle à la valeur prototype, seront désignés par un astérisque, par exemple :

$$\sigma^* = \sigma' / \sigma \quad (2)$$

De l'équation (1) découle la double condition :

$$\begin{cases} \sigma^* = \rho^* g^* x^* \\ u^* = g^* t^{*2} \end{cases} \quad (3)$$

Dans les essais centrifugés, on utilise en général les mêmes matériaux pour le modèle et pour le prototype, et on s'efforce de conserver la masse volumique :

$$\rho^* = 1 \quad (4)$$

Par ailleurs, on se limitera à la similitude simple :

$$u^* = x^* \quad (5)$$

et on désignera par :

$$g^* = N \quad (6)$$

le facteur d'échelle de la gravité.

En ce qui nous concerne ici, le batteur est du type marteau à chute libre. Les caractéristiques du battage sont dans ce cas directement reliées à l'énergie  $E_0$  du marteau et à sa vitesse  $v_0$  de chute juste avant le contact avec le pieu.

$$E_0 = M_m g H = \frac{1}{2} M_m v_0^2 \quad (7)$$

$M_m$  désigne la masse du marteau et H sa hauteur de chute.

On sait par ailleurs que lors du passage d'une onde de contrainte dans un milieu monodimensionnel élastique linéaire, la contrainte  $\sigma$  est une fonction linéaire de la vitesse de déplacement particulière  $v$  :

$$\sigma = z v + b \quad (8)$$

où  $z$  désigne l'impédance du milieu monodimensionnel et où  $b$  est une constante dépendant de l'état de contrainte avant le passage de la perturbation. L'impédance du milieu et la vitesse de propagation des ondes sont données par :

$$\begin{cases} z = \sqrt{E\rho} \\ c = \sqrt{E/\rho} \end{cases} \quad (9)$$

$E$  désignant le module d'élasticité du milieu. On en déduit les facteurs d'échelle  $z^*$  et  $c^*$  lorsque le pieu-modèle et le pieu-prototype sont constitués du même matériau.

$$\begin{cases} z^* = 1 \\ c^* = 1 \end{cases} \quad (10)$$

## 2.2

### Exploitation des relations de base

Ces relations seront utilisées dans deux cas différents :

- Dans le premier cas, le pieu-modèle, le marteau-modèle et sa hauteur de chute sont identiques pour l'ensemble des essais ; seul change le facteur d'échelle de la gravité. La relation (7) permet de déduire que dans ces conditions, les facteurs d'échelle  $E^*$  des énergies et les facteurs d'échelle  $v^*$  des vitesses sont définies par :

$$\begin{cases} E^* = N \\ v^* = N^{1/2} \end{cases} \quad (11)$$

Les autres relations montrent que l'on ne peut pas respecter tous les facteurs d'échelle. Entre autres, on n'aura pas le même facteur d'échelle pour la vitesse de déplacement particulière ( $v^* = N^{1/2}$ ) et pour la vitesse de propagation des ondes dans le pieu ( $c^* = 1$ ). L'analyse ne pourra donc porter que sur certains éléments particuliers, dont la force et l'accélération en tête de pieu pendant l'impact.

On trouvera dans le tableau I les principaux facteurs d'échelle exploitables en tête de pieu.

**TABLEAU I Principaux facteurs d'échelle (cas 1).**  
Main scale factors (case 1).

Grandeur	Notation	Facteur
énergie	$E^*$	N
vitesse particulière	$v^*$	$N^{1/2}$
force en tête	$F^*$	$N^{1/2}$
gravité ou accélération	$g^*$ ou $a^*$	N

- Dans le deuxième cas, on s'impose d'avoir le même niveau de contrainte sur le modèle et sur le prototype :

$$\sigma^* = 1 \quad (12)$$

Les relations (3) à (10) permettent de définir les autres facteurs d'échelle sans rencontrer les difficultés du cas précédent.

On trouvera dans le tableau II les principaux facteurs d'échelle.

**TABLEAU II Principaux facteurs d'échelle (cas 2).**  
Main scale factors (case 2).

Grandeur	Notation	Facteur
contrainte	$\sigma^*$	1
masse volumique	$\rho^*$	1
gravité ou accélération	$g^*$ ou $a^*$	N
longueur ou déplacement	$x^* = u^*$	$N^{-1}$
temps	$t^*$	$N^{-1}$
énergie	$E^*$	$N^{-3}$
vitesse	$v^*$	1
force	$F^*$	$N^{-2}$
masse	$M^*$	$N^{-3}$

## 3

### Première vérification expérimentale

La première série d'essais a été réalisée à l'aide de la centrifugeuse de l'Université de Bochum, dans le cadre du programme de coopération franco-allemand PRO-

COPE associant cette Université à l'École Centrale de Nantes [3, 4]. On ne retiendra ici que les résultats nécessaires à la vérification des lois de similitude exposées plus haut.

### 3.1

## Dispositif expérimental

La figure 1 présente le schéma du dispositif expérimental. Le dispositif de battage est réduit à sa plus simple expression : il s'agit d'un système pendulaire n'autorisant qu'un seul choc en vol, la centrifugeuse devant être arrêtée après chaque choc pour réarmer le dispositif. Le pieu en duralumin est du type moulé. Il est presque entièrement fiché dans du sable fin sec. Un certain nombre de capteurs a été mis en place : nous ne nous intéresserons ici qu'à la station de jauges de déformation et à l'accéléromètre installés au sommet du pieu.

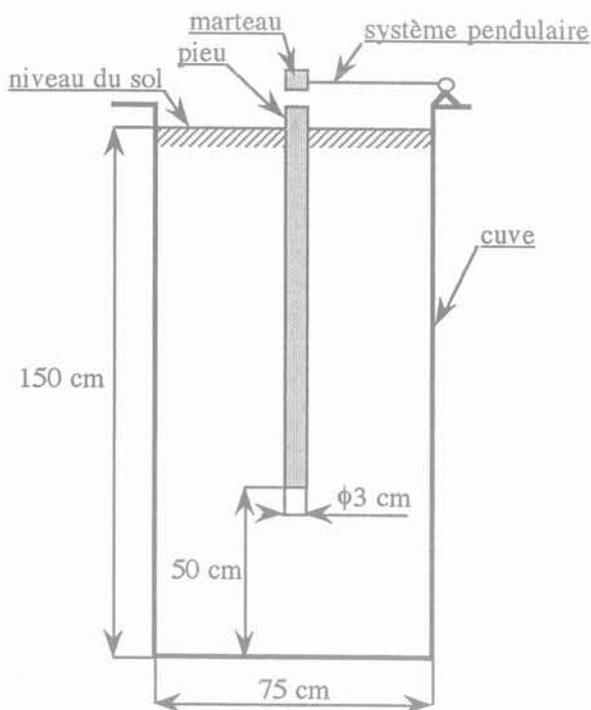


FIG. 1 Dispositif expérimental (Bochum).  
Experimental set-up (Bochum).

Le sable sec dont la taille des grains va de 0,06 à 1,2 mm, est mis en place par pluviation.

L'ensemble des valeurs caractéristiques sont rassemblées dans le tableau III.

Plusieurs impacts ont été réalisés à 1 g, 20 g et 30 g. Il leur correspond des vitesses respectives de chute du marteau juste avant contact de 0,63, 2,80 et 3,43 ms<sup>-1</sup>.

### 3.2

## Force en tête

On trouvera sur la figure 2 l'évolution de la force en tête pendant le choc en fonction du temps pour chacun des niveaux de gravité.

TABLEAU III Principales caractéristiques expérimentales.

Main experimental set-up characteristics.

diamètre interne de la cuve	75 cm
hauteur de remplissage	150 cm
pois volumique du sol	15,21 kN/m <sup>3</sup>
densité relative	65%
longueur du pieu	105 cm
diamètre du pieu	30 mm
fiche du pieu	100 cm
masse du marteau	1 300 g
hauteur de chute du marteau	20 mm

On observe :

– d'une part que la force d'impact augmente avec le niveau de gravité ;

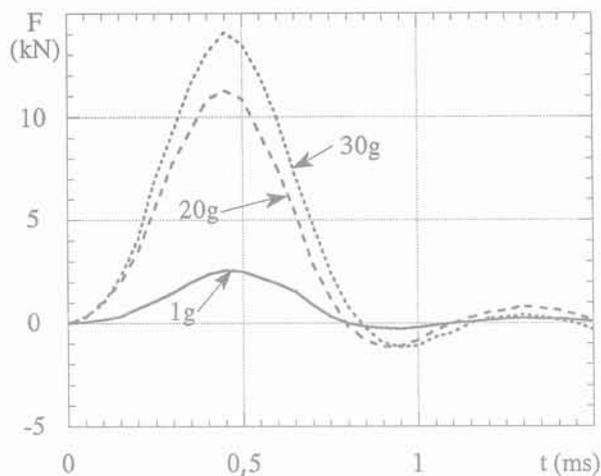


FIG. 2 Forces d'impact.  
Impact forces.

– d'autre part que la durée du contact entre le marteau et le pieu ainsi que l'instant où la force maximale est obtenue ne varient pas de façon significative avec le niveau de gravité. De façon plus précise, on peut calculer le facteur d'échelle  $F^*$  de la force d'impact suivant le tableau I pour la valeur maximale de la force d'impact. On trouvera les résultats dans le tableau IV.

Les valeurs  $F_{max}$  correspondent aux valeurs maximales lues sur la figure 2. Les facteurs d'échelle  $F^*_0$  ont été calculés par la relation du tableau I en prenant pour référence la valeur obtenue pour  $N = 1$ . Les facteurs d'échelle  $F^*_{exp}$  ont été calculés en faisant directement le rapport entre  $F_{max}$  à  $Ng$  et  $F_{max}$  à 1 g. On constate l'excellent accord entre les facteurs d'échelle théoriques et expérimentaux, l'écart étant inférieur à 1,6 %.

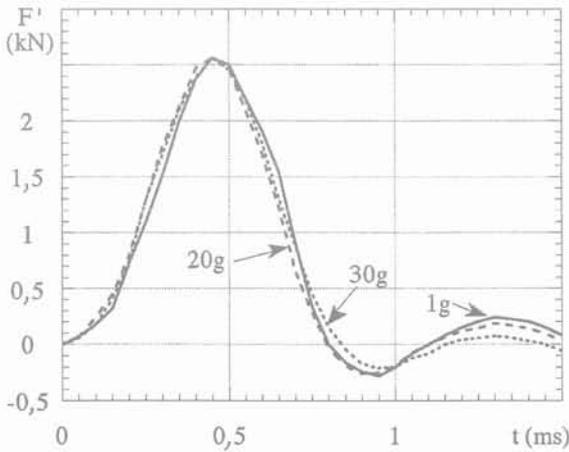
**TABEAU IV** Facteurs d'échelle de la force d'impact.  
Impact force scale factors.

N	$F_{max}$ (kN)	$F^*_0$	$F^*_{exp}$
1	2,56	1	1
20	11,26	4,47	4,40
30	14,08	5,48	5,50

A partir de ces résultats, on peut ramener les trois courbes  $F(t)$  au même niveau de référence à 1 g. Il suffit pour cela de calculer :

$$F'(t) = F(t)/F^* \quad (13)$$

On trouvera sur la figure 3 les résultats ainsi obtenus.



**FIG. 3** Forces d'impact réduites à 1 g.  
Impact forces scaled to 1 g.

Les trois courbes sont extrêmement voisines les unes des autres, ce qui confirme que le facteur d'échelle des efforts est bien vérifié.

### 3.3

## Accélération en tête

Les accélérations en tête ont été mesurées en même temps que les efforts d'impact. On observe très clairement sur les signaux obtenus lors des essais les divers allers-retours de l'onde. Pour les trois niveaux d'accélération, la durée séparant deux pics successifs est de 0,42 ms, ce qui donne une vitesse de propagation de  $5000 \text{ ms}^{-1}$  correspondant bien aux caractéristiques du duraluminium.

On observe de plus que la décroissance du signal est d'autant plus rapide que le niveau  $N_g$  est grand. Cette décroissance étant représentative de l'énergie dissipée par frottement le long du fût du pieu, on vérifie bien qualitativement que les contraintes appliquées par le sol sur le pieu augmentent avec le niveau de gravité.

On peut calculer le facteur d'échelle  $a^*$  suivant le tableau I pour la valeur maximale de l'accélération. On trouvera les résultats dans le tableau V.

Les valeurs  $a_{max}$  correspondent aux valeurs maximales des signaux d'accélération. Les facteurs d'échelle  $a^*_0$  ont été calculés par la relation du tableau I en prenant pour référence la valeur obtenue pour  $N = 1$ . Les

**TABEAU V** Facteurs d'échelle de l'accélération maximale en tête.  
Pile top maximum acceleration scale factors.

N	$a_{max}$ (g)	$a^*_0$	$a^*_{exp}$
1	107	1	1
20	2 143	20	20,0
30	3 214	30	30,0

facteurs d'échelle  $a^*_{exp}$  ont été calculés en faisant directement le rapport entre  $a_{max}$  à  $N_g$  et  $a_{max}$  à 1g. On constate l'excellent accord entre les facteurs d'échelle théoriques et expérimentaux, l'écart n'étant pas décelable.

En conclusion, bien que dans le cas présent toutes les lois de similitude ne soient pas respectées, on constate que les facteurs d'échelle de la force d'impact et ceux de l'accélération maximale en tête sont parfaitement vérifiés.

## 4

## Deuxième vérification expérimentale

La deuxième série d'essais a été réalisée à l'aide de la centrifugeuse du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées de Nantes dans le cadre du programme Macrogravité du ministère de la Recherche. L'étude a été menée en association entre l'École Centrale de Nantes et l'Université de Nantes, et avec le concours du LCPC [5, 6].

### 4.1

## Objectifs de l'étude

L'objectif de cette étude était précisément de vérifier expérimentalement la validité des lois de similitude. Pour cela, on a décidé de tester des pieux-modèles de dimensions différentes sous des niveaux de gravité tels qu'ils représentent tous le même prototype.

Le programme comprenait deux phases :

- le battage des pieux en cours de centrifugation, avec le relevé des courbes de battage et l'enregistrement des ondes induites dans le pieu par l'impact ;
- la mesure de la capacité portante des pieux après battage.

Des tests de capacité portante ont été également réalisés sur un pieu moulé et sur un pieu battu à 1g pour mettre en évidence la différence de comportement avec les pieux battus en cours de centrifugation.

### 4.2

## Facteurs d'échelle

On trouvera dans les tableaux VI et VII l'ensemble des facteurs d'échelle à respecter pour le marteau, le pieu et le choc, les indices m et p désignant respectivement le marteau et le pieu.

De façon à simplifier au maximum les caractéristiques du choc, on a choisi dans chaque cas d'utiliser un marteau et un pieu de même diamètre et constitués

**TABEAU VI** Facteurs d'échelle communs au marteau et au pieu.  
Pile and hammer scale factors.

Grandeur	Notation	Facteur
longeur	$L_m^* - L_p^*$	$N^{-1}$
diamètre	$\phi_m^* - \phi_p^*$	$N^{-1}$
masse	$M_m^* - M_p^*$	$N^{-3}$
vitesse de propagation des ondes	$c_m^* - c_p^*$	1
durée d'un aller-retour	$\tau_m^* - \tau_p^*$	$N^{-1}$
impédance	$z_m^* - z_p^*$	1

**TABEAU VII** Facteurs d'échelle du choc et du battage.  
Driving and impact scale factors.

Grandeur	Notation	Facteur
hauteur de chute du marteau	$H^*$	$N^{-1}$
vitesse de chute avant impact	$v_0^*$	1
durée du choc	$\tau^*$	$N^{-1}$
contrainte induite	$\sigma^*$	1
force induite	$F^*$	$N^{-2}$
vitesse particulière	$v^*$	1
énergie	$E^*$	$N^{-3}$
enfoncement par coup	$\delta^*$	$N^{-1}$
nombre de coups	$n^*$	1
cadence de battage	$f^*$	$N$

du même matériau de module d'élasticité  $\bar{E}$  et de masse volumique  $\rho$ . On a donc les relations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi_m = \phi_p = \phi \\ c_m = c_p = c = \sqrt{\bar{E} / \rho} \\ z_m = z_p = z = \sqrt{\bar{E} \rho} \end{array} \right. \quad (14)$$

On peut par ailleurs expliciter les durées des allers-retours des ondes dans le marteau et dans le pieu :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_m = 2L_m / c \\ \tau_p = 2L_p / c \end{array} \right. \quad (15)$$

### 4.3

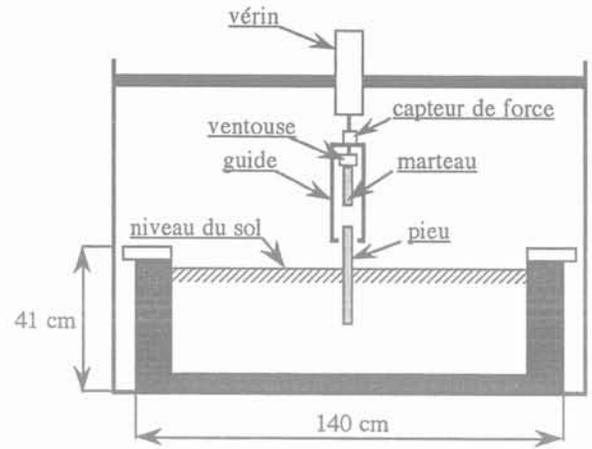
## Dispositif expérimental

La figure 4 présente le schéma du dispositif expérimental.

### 4.3.1

#### Principe de fonctionnement du batteur

Le dispositif comporte un servo-vérin dont le corps est fixe. Le corps du batteur (ou guide) est lié rigidement à la tige du vérin. Un capteur de force est installé entre ces deux éléments. A l'intérieur du corps du batteur – qui sert également de guide à la fois pour le marteau et pour le pieu – est fixée une ventouse électromagnétique.



**FIG. 4** Dispositif expérimental (Nantes).  
Experimental set-up (Nantes).

Lorsque le marteau est en contact avec le pieu, le vérin descend l'ensemble corps du batteur et ventouse. Un système de diodes opto-électroniques solidaires du corps du batteur, permet de détecter le contact de la ventouse avec le marteau. La ventouse est alors activée et la tige du vérin remonte, entraînant la ventouse et le marteau.

Un deuxième système de diodes opto-électroniques solidaires du corps du batteur, permet de détecter la position haute du marteau. La ventouse est alors désactivée, et le marteau tombe sous son propre poids. On entame alors le cycle suivant. Un capteur de déplacement solidaire de la tige du vérin permet d'enregistrer le déplacement du corps du batteur, et donc de connaître les positions basses et hautes du marteau. La fiche du pieu est déterminée à partir de la position basse du marteau par un changement d'origine approprié.

Pour mesurer la capacité portante du pieu en statique, il suffit de descendre la tige du vérin, qui dans son mouvement appliquera un effort statique sur le pieu par l'intermédiaire du marteau, de la ventouse et du capteur de force. Il est donc aisé de relever la courbe force-enfoncement.

La partie inférieure du corps du batteur est interchangeable, de façon à être adaptée au diamètre du pieu et du marteau.

### 4.3.2

#### Caractéristiques des pieux et des marteaux

Pour définir les caractéristiques des pieux-modèles et des marteaux-modèles, on a préalablement choisi des caractéristiques géométriques réalistes du pieu-prototype. Les caractéristiques du marteau-prototype ont été définies par des considérations énergétiques. Nous imposons que le pieu et le marteau aient même section et soient constitués du même matériau. On trouvera les valeurs de base dans le tableau VIII.

**TABEAU VIII** Caractéristiques de base du pieu et du marteau-prototype.  
Prototype pile and hammer characteristics.

longueur du pieu	12,50 m
diamètre du pieu	0,50 m
masse du marteau	5 000 kg
hauteur de chute	1,00 m
énergie théorique	49,1 kJ

Compte tenu des impératifs liés à l'encombrement du système, à la course du vérin et à la hauteur de sable dans la cuve, le plus grand pieu-modèle ne peut avoir une longueur supérieure à 400 mm. Les caractéristiques des pieux et des marteaux-modèles retenus sont données dans le tableau IX.

au voisinage immédiat de la tête. Aussi les stations de jauges ont elles dû être positionnées à une distance «  $I_1$  » relativement importante du sommet du pieu (voir Fig. 5). Cette implantation nécessite une analyse particulière indispensable pour interpréter correctement les signaux de contrainte enregistrés au cours des essais.

**TABLEAU IX** Caractéristiques des pieux et des marteaux-modèles.  
Model pile and hammer characteristics.

niveau de gravité	31,2	41,7	50,0	62,5
diamètre du pieu et du marteau (mm)	16	12	10	8
longueur du pieu (mm)	400	300	250	200
longueur du marteau (mm)	104,5	78,3	65,3	52,2
hauteur de chute du marteau (mm)	32	24	20	16
masse du marteau (g)	163,8	69,1	40,0	20,5
énergie théorique (J)	1,607	0,678	0,392	0,211

Les pieux et les marteaux sont en acier Stub de masse volumique  $7\,800\text{ kg/m}^3$ .

#### 4.3.3

### Caractéristiques du sol

Le sol est un sable blanc de Fontainebleau, de granulométrie serrée (0,08 à 0,8 mm). Il est mis en place par pluviation. Ses principales caractéristiques sont rassemblées dans le tableau X. Il s'agit en fait d'un sable propre mal gradué.

**TABLEAU X** Caractéristiques du sol.  
Soil characteristics.

coefficient de Hazen	1,54
coefficient de courbure	0,98
poids volumique	$14,75\text{ kN/m}^3$
densité relative	36 %

Le diamètre moyen des grains est de 0,19 mm. On respecte donc la condition généralement admise que le diamètre du pieu soit supérieur à 30 fois le diamètre moyen des grains pour ne pas avoir d'effet d'échelle entre la taille des grains et le diamètre du pieu-modèle.

## 4.4

### Analyse des ondes de contrainte

#### 4.4.1

### Calculs préliminaires

Tous les pieux testés étaient équipés d'une station de jauges de déformation. L'idéal eût été de placer ces stations de jauges le plus près possible de la tête du pieu. Le dispositif de battage servant également de guidage du pieu, il n'était pas possible de mettre les jauges

Dans toute la suite, on utilisera les notations suivantes :

- $I_1$  : distance de la station de mesure à la tête du pieu ;
- $I_2$  : distance de la station de mesure à la base du pieu ;
- $L_e$  : longueur de la perturbation induite par le choc ;
- $c$  : vitesse de propagation des ondes dans le pieu et dans le marteau.

Dans le cas du choc parfait entre un pieu et un marteau tombant en chute libre, de même matériau et de même section, l'ébranlement induit en tête de pieu est caractérisé par :

- une durée  $\tau_0$  égale à celle d'un aller-retour de l'onde dans le marteau (relation 15), ce qui se traduit par :

$$\begin{cases} \tau_0 = \tau_m \\ L_e = 2L_m \end{cases} \quad (16)$$

- une contrainte constante  $\sigma_0$  pendant toute la durée du choc directement proportionnelle à la vitesse de chute  $v_0$  du marteau avant l'impact et à l'impédance  $z$  du marteau et du pieu :

$$\sigma_0 = \frac{z v_0}{2} \quad (17)$$

Un choc réel n'est jamais parfait. Ceci se traduit à la fois par une durée de contact supérieure à  $\tau_0$  et une contrainte variable pendant le choc.

On pourra se reporter à la figure 5 pour une meilleure compréhension de l'analyse qui va suivre. L'origine du temps a été choisie comme l'instant d'arrivée du premier front de l'onde au niveau de la station de mesure. Pour simplifier la représentation graphique des différentes étapes, on a représenté une perturbation de contrainte constante, mais le raisonnement peut être extrapolé à une perturbation de forme quelconque. Pour cette analyse, on a également supposé que le pieu est parfaitement libre (absence de sol).

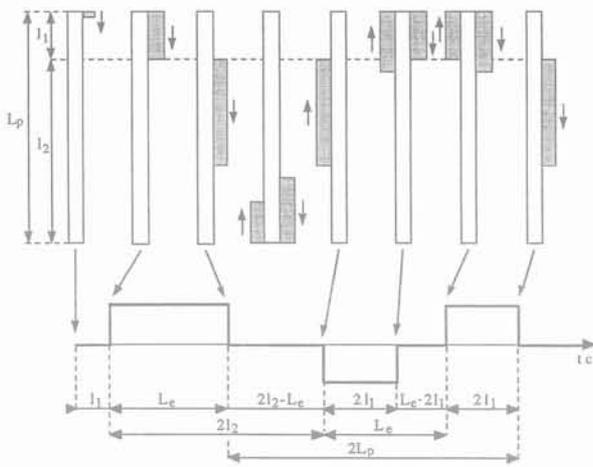


FIG. 5 Analyse de la propagation des ondes.  
Stress-wave propagation analysis.

- Entre les instants  $t = 0$  et  $t = L_p/c$ , les jauges mesurent l'ébranlement initial (onde de compression) induit par le choc du marteau sur le pieu.

- Entre les instants  $t = l_2/c$  et  $t = (l_2 + L_p)/c$ , l'onde descendante de compression se réfléchit à la base du pieu pour donner naissance à une onde montante de traction.

- Le front de cette onde montante apparaît au niveau de la station de mesure à l'instant  $t = 2l_2/c$ . Entre les instants  $t = 2l_2/c$  et  $t = 2l_1/c$ , les jauges mesurent uniquement cette onde montante.

- Entre les instants  $t = (L_p + l_2)/c$  et  $t = (L_p + l_2 + L_p)/c$ , l'onde montante de traction se réfléchit au sommet du pieu pour donner naissance à une nouvelle onde descendante de compression.

- A l'instant  $t = 2L_p/c$ , le front de cette nouvelle onde descendante apparaît au niveau de la station de mesure. Entre les temps  $t = 2L_p/c$  et  $t = (2l_2 + L_p)/c$ , on a donc dans cette section la superposition de l'onde montante et de l'onde descendante.

- L'instant  $t = (2l_2 + L_p)/c$  caractérise la fin du passage de l'onde montante au niveau de la station de mesure. Entre les instants  $t = (2l_2 + L_p)/c$  et  $t = (2L_p + L_p)/c$ , les jauges mesurent la seule onde descendante.

- A partir de  $t = (2L_p + L_p)/c$ , le phénomène observé à partir de l'instant  $t = L_p/c$  se reproduit identique à lui-même.

Ce raisonnement suppose à la fois que la longueur de l'ébranlement est supérieure à  $2l_1$  et inférieure à  $2l_2$ .

On constate donc que la durée séparant l'arrivée de la première et de la deuxième onde de compression ne correspond pas à la durée d'un aller-retour de l'onde dans le pieu. Par contre, cette durée de référence se retrouve entre la fin de la première et de la deuxième onde de compression comme entre l'arrivée de la première et de la deuxième onde de traction, et l'arrivée de la deuxième et de la troisième onde de compression. La mesure de la vitesse de propagation des ondes dans le pieu ne devra donc surtout pas être faite en utilisant les débuts (voire les maxima) des deux premières ondes de compression.

Les propos précédents illustrés sur la figure 5 peuvent être généralisés à une perturbation initiale de forme quelconque  $\sigma_1(t)$  par les relations suivantes :

$$\begin{aligned}
 t \in \left[ \frac{2l_2}{c}, \frac{2L_p}{c} \right] &\Rightarrow \sigma(t) = -\sigma_1\left(t - \frac{2l_2}{c}\right) \\
 t \in \left[ \frac{2L_p}{c}, \frac{2l_2 + L_p}{c} \right] &\Rightarrow \sigma(t) = -\sigma_1\left(t - \frac{2l_2}{c}\right) + \sigma_1\left(t - \frac{2L_p}{c}\right) \\
 t \in \left[ \frac{2l_2 + L_p}{c}, \frac{2L_p + L_p}{c} \right] &\Rightarrow \sigma(t) = \sigma_1\left(t - \frac{2L_p}{c}\right)
 \end{aligned} \quad (18)$$

La figure 6 présente un enregistrement-type. On retrouve très explicitement les résultats prévus. Il apparaît très clairement que la durée correspond au temps nécessaire à un aller-retour du pieu entre :

- la fin de la première et de la deuxième onde de compression ;
- la fin de la deuxième et de la troisième onde de compression ;
- le début de la première et de la deuxième onde de traction ;
- le début de la deuxième et de la troisième onde de compression.

On vérifie également que l'intervalle entre le début de la première et de la deuxième onde de compression est nettement supérieur à  $2L_p/c$ .

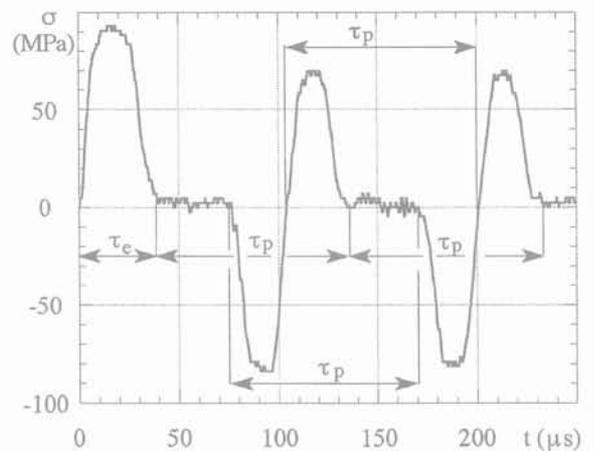


FIG. 6 Enregistrement-type.  
Typical signal record.

A partir de ce qui précède, en analysant l'ensemble des signaux enregistrés pour tous les pieux testés, on obtient une vitesse moyenne de propagation des ondes dans les pieux de 5170 m/s.

Connaissant la masse volumique de l'acier ainsi que les conditions de la chute du mouton, on peut alors calculer l'ensemble des grandeurs caractéristiques communes à tous les pieux par application des relations (14) et (17). Les valeurs correspondantes ont été regroupées dans le tableau XI ci-dessous.

## Analyse des signaux

Les jauges de déformation ont été placées sur l'ensemble des pieux de sorte que  $l_p/L_p$  ait toujours la même valeur de 0,2. On trouvera sur la figure 7 un exemple représentatif des mesures obtenues en fin d'essai pour chaque type de pieu. En cours de battage, ce sont en fait 5 à 6 mesures qui ont été réalisées pour chaque pieu. Il n'y a pas de différences significatives des signaux en fonction de la fiche. De façon à rendre la comparaison en fonction du temps plus aisée, les échelles des temps ont été choisies proportionnelles à la dimension des pieux.

L'oscilloscope à mémoire, dont nous nous sommes servis, a une résolution de 32 mV, ce qui correspond à environ 2,3 MPa en unités physiques. Les irrégularités que l'on note sur l'ensemble des courbes correspondent à cette résolution.

Compte tenu de ce qui a été dit au § 4.4.1, on peut définir la valeur maximale mesurée  $\sigma_{\text{max}}$  de la contrainte pendant le choc, et la comparer avec la contrainte  $\sigma_0$  du choc parfait. Les résultats pour les quatre pieux sont rassemblés dans le tableau XII ci-dessous. Les essais

sont repérés par le diamètre du pieu (16, 12, 10 et 8 mm) et par « a » pour le premier essai et « b » pour le second essai pour un diamètre donné.

Compte tenu de la précision des mesures, les contraintes maxima sont tout à fait comparables à la contrainte du choc parfait.

Dans ce même tableau, on a reporté des durées  $\tau_0$  du choc parfait ainsi que les durées  $\theta$  des paliers pendant lesquels la contrainte maximale  $\sigma_{\text{max}}$  reste constante. Si l'on note bien que ces durées diminuent avec la dimension des pieux, elles ne sont pas proportionnelles à  $\tau_0$ . Ce fait est à rapprocher d'un temps de montée qui est du même ordre de grandeur pour tous les pieux, ce qui réduit d'autant la longueur du palier.

On trouvera également dans le tableau XII la durée  $\tau$  du choc réel. On notera une durée du choc anormalement longue pour le pieu de 8 mm de diamètre. Un autre essai réalisé également sur un pieu de diamètre 8 mm a donné une durée de 41,0  $\mu\text{s}$ , mais un niveau de contrainte nettement supérieur à la contrainte théorique (117 %). Il apparaît clairement que le pieu de 8 mm de diamètre se distingue des trois autres pieux, à la fois par la durée relative du palier et par la durée relative du choc proprement dit.

TABLEAU XI Valeurs caractéristiques.  
Specific values.

c (ms <sup>-1</sup> )	$\rho$ (kg.m <sup>-3</sup> )	$\bar{E}$ (MPa)	z (Pa m <sup>-1</sup> s)	$V_0$ (ms <sup>-1</sup> )	$\sigma_0$ (MPa)
5170	7 800	2,085.10 <sup>5</sup>	40,33.10 <sup>6</sup>	4,43	89,3

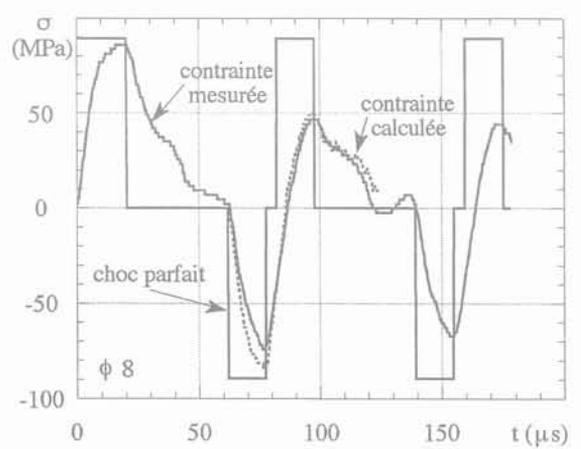
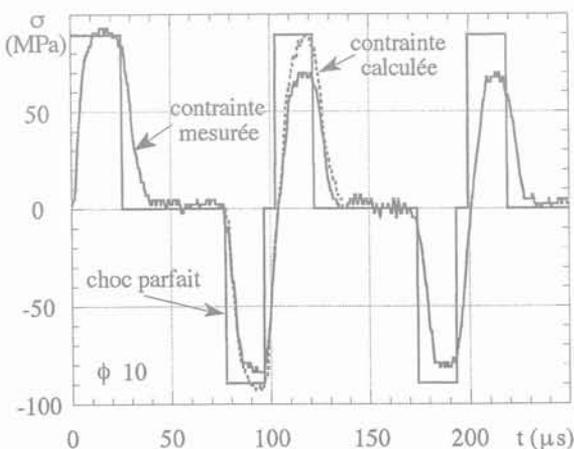
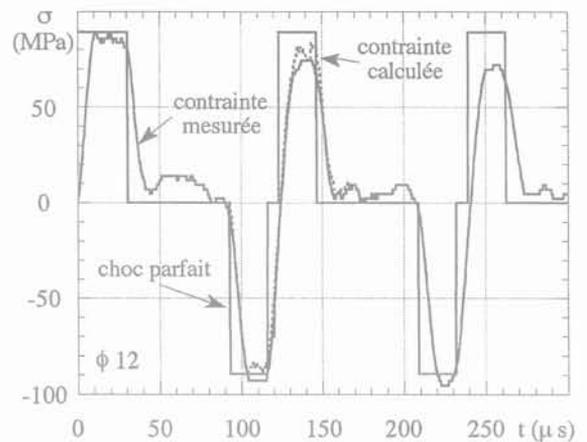
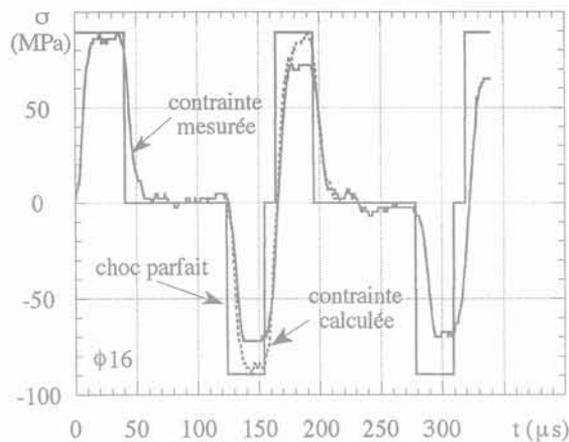


FIG. 7 Ondes de contrainte.  
Stress-waves.

**TABEAU XII** Caractérisations des chocs.  
Impact characteristics.

pieu	$\sigma_0$ (MPa)	$\sigma_{max}$ (MPa)	$\tau_0$ ( $\mu$ s)	$\theta$ ( $\mu$ s)	$\tau$ ( $\mu$ s)	$\theta/\tau_0$	$\tau/\tau_0$
16a	89,3	86,0 $\pm$ 2,3	40,4	22,4	56,4	0,554	1,40
12a	89,3	86,0 $\pm$ 2,3	30,3	17,7	44,1	0,584	1,46
10a	89,3	90,6 $\pm$ 2,3	25,3	12,3	39,6	0,486	1,57
8b	89,3	86,0 $\pm$ 2,3	20,2	4,6	60,6	0,228	3,00

On a également reporté sur ces mêmes figures 7 l'onde de contrainte théorique dans le cas du choc parfait. Dans tous les cas, il y a très bonne concordance entre les instants de début des ondes de traction. Cette concordance est également très bonne pour les pieux de diamètre 16, 12 et 10 mm en ce qui concerne le début des ondes de compression.

On trouvera sur ces mêmes figures 7 la représentation de la première onde de traction et de la deuxième onde de compression calculées par les relations (18) à partir de la première onde de compression mesurée. On constate là encore une excellente concordance sur la forme, et ceci pour les quatre pieux testés, y compris le pieu de diamètre 8 mm. Les perturbations que l'on relève essentiellement au niveau des pics proviennent des perturbations de l'onde initiale que l'on n'a volontairement pas lissée.

Ces ondes ayant été calculées sans tenir compte de la présence du sol, la différence d'amplitude entre les ondes calculées et les ondes mesurées représente l'influence du frottement latéral et de l'effort de pointe. La présence du sol a pour effet de diminuer les amplitudes des ondes de contrainte. On vérifie bien dans le cas des pieux de diamètre 16, 10 et 8 mm que les amplitudes des ondes calculées sont supérieures aux amplitudes des ondes mesurées. C'est aussi le cas globalement pour la deuxième onde de compression pour le pieu de diamètre 12 mm. Seule la première onde de traction pour ce même pieu ne vérifie pas cette propriété sans que nous ayons trouvé d'explication.

On notera aussi que les amplitudes maxima de l'onde calculée ne sont égales au maximum de l'onde initiale que si la durée du choc est suffisamment courte. C'est le cas pour les pieux de diamètre 16, 12 et 10 mm, contrairement au pieu de diamètre 8 mm pour lequel la durée du choc est longue. Cela signifie qu'il ne suffit pas d'attribuer au sol seul la diminution des amplitudes de l'onde de contrainte, mais qu'il faut faire une analyse fine portant sur l'ensemble de l'onde initiale.

On trouvera dans le tableau XIII les diverses longueurs  $2l_1$ ,  $2l_2$  et  $L_e$  qui permettent de vérifier la condition :

$$2l_1 \leq L_e \leq 2l_2 \quad (19)$$

est bien vérifiée dans tous les cas, ce qui justifie l'utilisation des équations (18).

Il est intéressant de compléter la comparaison de la caractérisation des chocs par une analyse énergétique. L'énergie transmise peut être calculée à partir des ondes de contraintes :

$$E = \int_0^{\tau} F v \, dt = \frac{S}{z} \int_0^{\tau} \sigma^2 \, dt \quad (20)$$

En l'absence d'onde montante pendant l'impact, la force en tête  $F$  et la vitesse particulière en tête  $v$  sont

directement proportionnelles.  $S$  désigne la section commune au pieu et au marteau.

On trouvera dans le tableau XIV ci-dessous :

- l'énergie transmise  $E$  calculée par la relation (20) pour chacun des pieux-modèles ;
- l'énergie transmise  $E_p$  calculée pour chacun des pieux-modèles mais ramenée au prototype ;
- le rapport entre l'énergie transmise  $E_p$  et l'énergie théorique  $E_0$  du prototype dont la valeur a été donnée dans le tableau VIII.

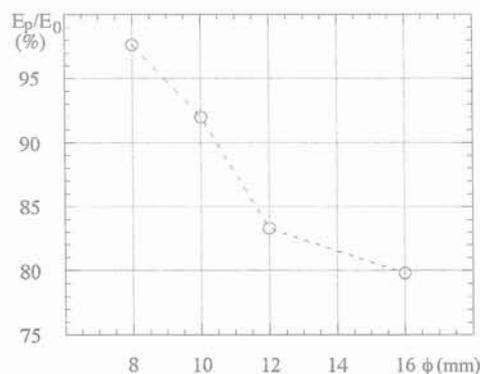
L'énergie transmise ramenée au prototype augmente lorsque le diamètre du pieu-modèle diminue comme le visualise la figure 8. Cette évolution ne peut pas s'expliquer uniquement par une éventuelle imprécision sur la hauteur de chute réelle du marteau.

**TABEAU XIII** Longueurs des chocs.  
Impact lengths.

pieu	$2l_1$ (mm)	$2l_2$ (mm)	$L_e$ (mm)
16	160	640	292
12	120	480	228
10	100	400	205
8	80	320	313

**TABEAU XIV** Énergies.  
Energies.

pieu	$E$ (J)	$E_p$ (kJ)	$E_p/E_0$ (%)
16a	1,283	39,2	79,8
12a	0,565	40,9	83,3
10a	0,361	45,1	92,0
8b	0,196	47,8	97,6



**FIG. 8** Énergies transmises.  
Transmitted energies.

Des enregistrements sur une durée relativement longue (30 allers-retours ou plus) ont été effectués pour les pieux de diamètre 16, 12 et 10 mm. Dans les trois cas, les courbes sont très semblables. On trouvera à titre d'exemple sur la figure 9 l'enregistrement correspondant au pieu de diamètre 16 mm.

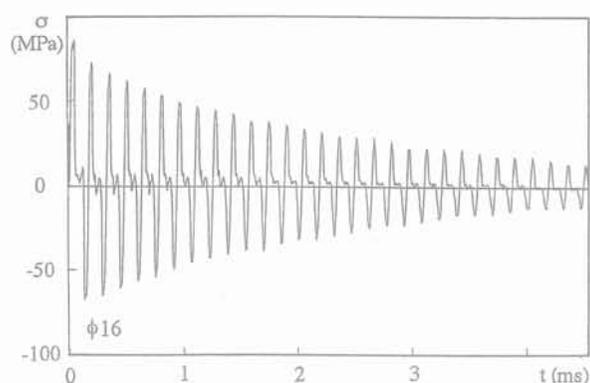


FIG. 9 Exemple d'amortissement.  
Typical damping signal record.

Rappelons que le premier pic positif se distingue de tous les autres extréma puisqu'il est le seul à ne pas être modifié par une éventuelle onde montante de traction (voir § 4.4.1). Nous avons donc pris comme valeurs de référence l'amplitude du 2<sup>e</sup> pic positif et du 1<sup>er</sup> pic négatif qui prendront toutes deux le numéro 0. Pour les trois enregistrements, on a calculé les valeurs relatives des amplitudes des pics successifs en fonction du nombre d'allers-retours de l'onde. On a ensuite fait la moyenne pour chaque pieu de la i<sup>ème</sup> valeur positive et de la i<sup>ème</sup> valeur négative. Cette moyenne est justifiée par le fait que ces deux valeurs devraient être identiques dans la mesure où, entre ces deux pics, l'onde de contrainte ne se propage que dans la partie non fichée du pieu.

La figure 10 montre les résultats ainsi obtenus. Il apparaît clairement que les résultats pour les trois pieux sont très voisins, ce qui indique que les comportements de ces trois pieux sont tout à fait comparables.

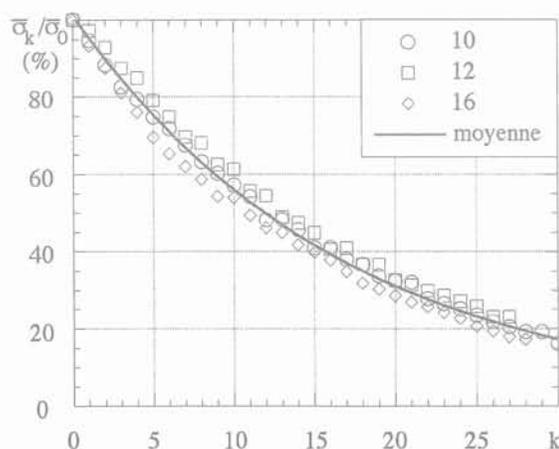


FIG. 10 Caractérisation de l'amortissement.  
Characteristics of the damping.

Pour chacun des pieux, on a calculé la fonction exponentielle passant au mieux par l'ensemble des points sous la forme :

$$\frac{\bar{\sigma}_k}{\bar{\sigma}_0} = \alpha \exp(-\beta k) \quad (21)$$

où  $k$  désigne le nombre des allers-retours dans le pieu. Pour une meilleure lisibilité, on s'est limité à représenter sur la figure 10 la seule fonction exponentielle (désignée par « moyenne » sur cette figure) correspondant à l'ensemble des trois pieux.

On trouvera dans le tableau XV ci-dessous les valeurs de  $\alpha$  et de  $\beta$  calculées par régression exponentielle, ainsi que la valeur du coefficient de corrélation  $r$ .

On constate que la corrélation pour chacun des pieux pris indépendamment est excellente. Elle est encore très bonne pour l'ensemble des trois pieux, ce qui confirme que les trois pieux ont un comportement très voisin.

On peut déduire un facteur d'amortissement  $\xi$  à partir de la valeur de  $\beta$  par :

$$\xi = \frac{\beta}{2\pi} \quad (22)$$

On obtient alors une valeur moyenne du facteur d'amortissement inférieure à 1 %. Cette valeur très petite est sans doute à relier à la faible compacité du sable.

De ce qui précède, c'est-à-dire aussi bien au niveau de l'onde de choc que du phénomène d'amortissement, il apparaît très clairement que les pieux de diamètre 16, 12 et 10 mm présentent un comportement similaire, et qu'ils peuvent donc tous les trois simuler le même pieu-prototype. La conclusion est un peu plus nuancée pour le pieu de diamètre 8.

TABLEAU XV Décroissance exponentielle.  
Exponential decreasing.

pieu	$\alpha$	$\beta$	$r$
$\phi 16$	0,977	$6,16 \cdot 10^{-2}$	0,999
$\phi 12$	1,041	$5,64 \cdot 10^{-2}$	0,999
$\phi 10$	1,009	$5,80 \cdot 10^{-2}$	0,999
ensemble des 3 pieux	1,011	$5,89 \cdot 10^{-2}$	0,994

#### 4.5

### Courbes de battage

Comme il a été indiqué dans la description du dispositif expérimental, un capteur de déplacement permet de mesurer le mouvement de la tige du vérin, elle-même solidaire de la ventouse par l'intermédiaire du corps du batteur. Les courbes qui ont été enregistrées ne représentent donc pas directement ni le mouvement du marteau, ni le mouvement du pieu. Elles n'en constituent pas moins une « signature » du battage, et à ce titre peuvent être considérées comme de courbes de battage brutes.

On trouvera sur la figure 11 la courbe obtenue pour l'essai 12a représentative de l'ensemble des courbes obtenues.

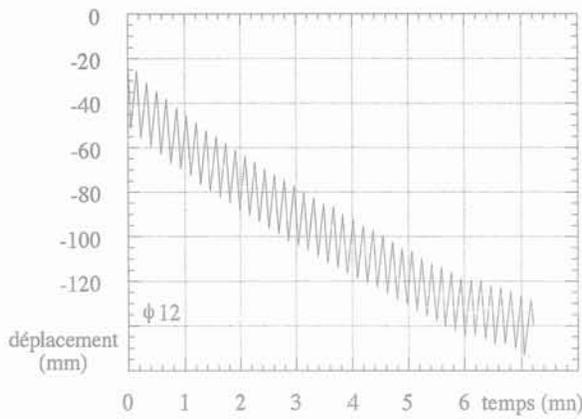


FIG. 11 Exemple de courbe de battage brute.  
Typical recorded driving curve.

Les courbes de battage réelles peuvent être déduites de ces courbes brutes suivant le principe visualisé sur la figure 12.

Au départ, le marteau repose sur le pieu, et le batteur est dans une position quelconque. On commence une phase descendante (1) jusqu'à ce que la ventouse soit en contact avec le marteau. Ce point de contact correspond à la fiche initiale du pieu. Après activation de la ventouse, l'ensemble batteur – ventouse – mar-

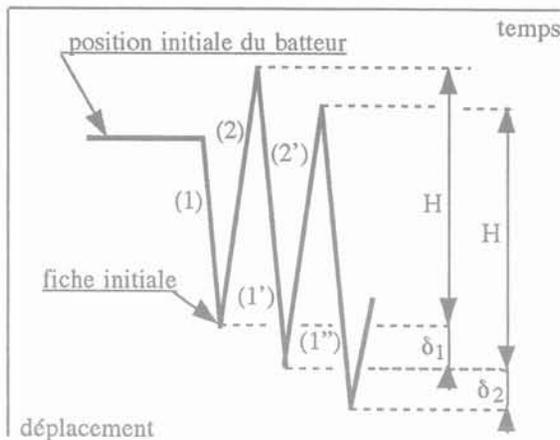


FIG. 12 Principe d'exploitation des courbes brutes.  
Driving curves interpretation.

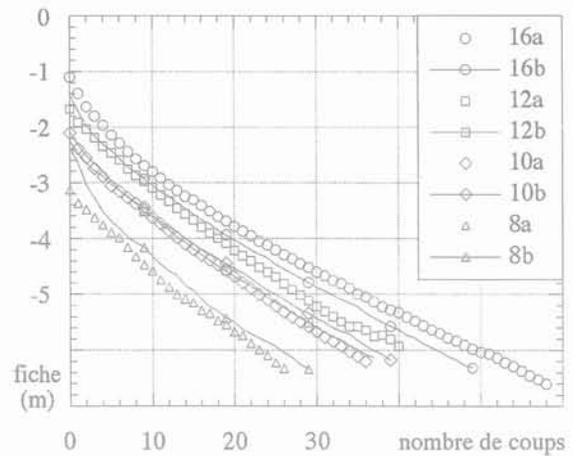


FIG. 13 Courbes de battage en données prototypes.  
Prototype data driving curves.

teau est remonté (2) de la hauteur H. La ventouse est désactivée, ce qui entraîne la chute du marteau. Une nouvelle phase descendante (1) commence alors jusqu'à ce que la ventouse soit à nouveau en contact avec le marteau, et ainsi de suite.

L'enfoncement  $\delta_i$  du pieu sous chacun des impacts est caractérisé par la différence de niveau de deux positions basses successives. Connaissant la fiche initiale, on peut donc tracer la courbe de battage réelle liant la fiche du pieu au nombre n de coups cumulés. On obtient alors les courbes de la figure 13.

Sur cette figure, les fiches ont été ramenées au pieu-prototype de façon à faciliter la comparaison entre les divers pieux-modèles.

On trouvera dans le tableau XVI les diverses valeurs nécessaires à l'exploitation des courbes brutes.

Dans ce tableau,  $f_0$  et  $f_f$  désignent respectivement la fiche initiale et la fiche finale.  $\Delta t$  est l'intervalle de temps moyen entre deux chocs successifs : il est fonction essentiellement des vitesses de montée et de descente du vérin qui sont réglées manuellement. On remarquera que l'on a utilisé une cadence de battage du même ordre de grandeur pour l'ensemble des pieux : on ne satisfait donc pas à la condition de similitude du tableau VII. En fait, l'intervalle de temps entre deux chocs successifs est suffisamment grand pour qu'il ne

TABLEAU XVI Caractéristiques du battage.  
Driving characteristics.

pieu modèle	$f_0$ (mm) modèle	$f_f$ (mm) modèle	$f_0$ (m) prototype	$f_f$ (m) modèle	n	$\Delta t$ (s)
16a	34	204	1,10	6,58	58	11,7
16b	44	195	1,42	6,29	49	12,6
12a	40	142	1,67	5,92	40	10,7
12b	50	147	2,08	6,13	37	9,6
10a	42	126	2,10	6,20	36	8,9
10b	45	126	2,25	6,20	39	9,2
8a	50	101	3,12	6,31	27	10,9
8b	38	101	2,37	6,31	29	11,4

subsiste plus d'onde de contrainte dans les pieux au moment de l'impact. De ce fait, chaque choc peut être considéré comme isolé, et le non-respect de la condition de similitude doit être sans influence sur les courbes de battage.

On remarquera que les fiches initiales en valeurs prototypes sont très différentes d'un essai à l'autre : en conséquence, il faut éviter de comparer directement les nombres de coups cumulés figurant dans le tableau, mais comparer les nombres de coups cumulés entre deux fiches identiques pour l'ensemble des pieux. C'est ce qui est présenté sur la figure 14 où on a considéré la partie commune aux huit essais, c'est-à-dire entre les fiches 3,1 et 5,9 m.

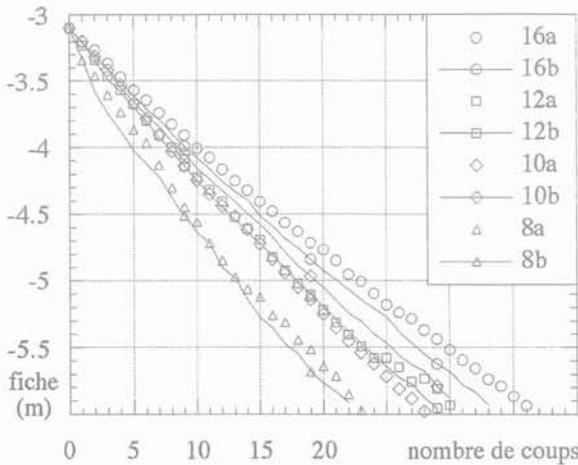


FIG. 14 Courbes de battage entre 3,1 et 5,9 m.  
Plotted driving curves for an embedded depth from 3.1 to 5.9 m.

On constate que globalement, le nombre de coups augmente lorsque le diamètre du pieu-modèle augmente. Or on avait vu précédemment (Tableau XIV) que l'énergie transmise par coup en valeur prototype augmente quand le diamètre du pieu-modèle diminue. On a donc calculé l'énergie transmise  $E_p$  en valeur prototype entre les fiches 3,1 et 5,9 m. Pour cela, on a admis que pour chaque pieu l'énergie transmise par coup (valeurs du tableau XIV) reste constante pendant le battage. Le nombre  $n$  de coups nécessaire pour aller de la fiche 3,1 à la fiche 5,9 a été obtenu par interpolation car aucune de ces fiches ne correspond exactement à un impact. Les résultats sont rassemblés dans le tableau XVII.

Ces mêmes résultats sont visualisés sur la figure 15. Il apparaît clairement que l'énergie nécessaire au fonçage croît lorsque le diamètre du pieu-modèle augmente, et que par conséquent, le facteur d'échelle qui devrait être de  $N^{-3}$  n'est pas respecté.

TABLEAU XVII Énergies transmises entre 3,1 et 5,9 m.  
Transmitted energies for an embedded depth from 3.1 to 5.9 m.

pieu	n	$E_p$ (MJ)
16a	35,5	1,39
12a	29,8	1,22
10a	27,2	1,22
8b	21,9	1,05

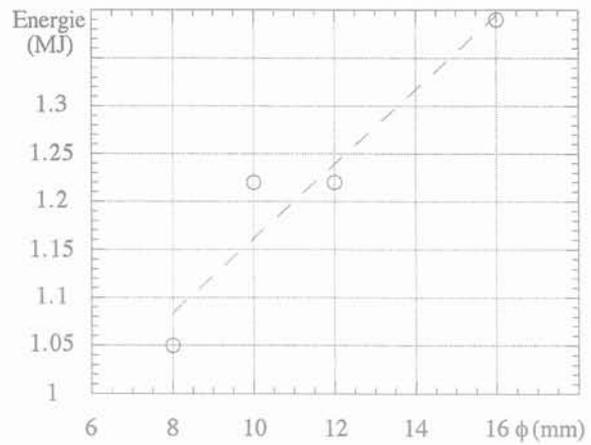


FIG. 15 Énergies transmises entre 3,1 et 5,9 mètres.  
Transmitted energies for an embedded depth from 3.1 to 5.9 m.

#### 4.6

### Capacité portante

A l'issue de chaque mise en fiche par battage, il a été procédé à un essai de capacité portante. Il est absolument indispensable de comparer le comportement des pieux-modèles en fonction du facteur d'échelle utilisé. L'une des comparaisons possibles porte sur la capacité portante statique en données prototypes. De façon à respecter le facteur d'échelle des vitesses, la même vitesse d'application du chargement a été utilisée pour l'ensemble des pieux. On a par ailleurs réalisé un essai de capacité portante (à 50 g) sur un pieu-modèle (M10) moulé (à 1g) de 10 mm de diamètre.

On trouvera sur la figure 16 en données prototypes les résultats obtenus pour les huit pieux battus en cours de centrifugation, ainsi que pour le pieu moulé.

Les courbes effort – déplacement sont contenues dans un faisceau suffisamment serré et sans ordonnancement relatif pour que l'on puisse affirmer qu'elles ne dépendent pas du facteur d'échelle.

La détermination de la capacité portante  $Q$  peut se faire à partir de l'intersection des deux droites du tracé « asymptote-pente à l'origine ». On a reporté dans le

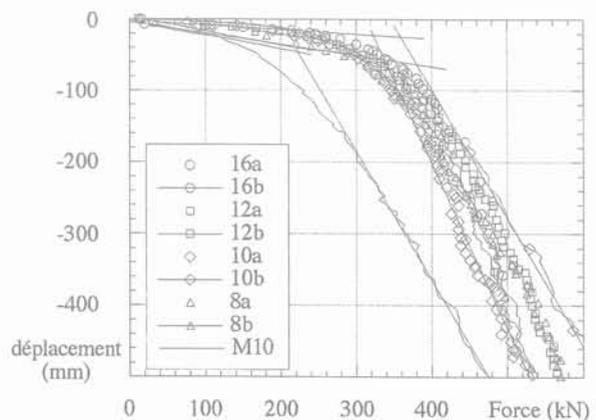


FIG. 16 Essais de chargement en données prototypes.  
Prototype data bearing capacity tests.

**TABEAU XVIII Capacités portantes en données prototypes.**  
Prototype data bearing capacities.

Pieu	16a	16b	12a	12b	10a	10b	8a	8b	M10
Q (kN)	345	353	383	346	325	365	337	379	224

tableau XVIII les valeurs obtenues pour les huit pieux testés traités indépendamment, ainsi que pour le pieu moulé.

On voit clairement qu'il n'y a pas de relation directe entre la valeur de la capacité portante et le diamètre des pieux-modèles battus en cours de centrifugation. Les fiches finales (Tableau XVI) ne semblent pas non plus influencer directement les valeurs de Q. Les écarts (environ 12 %) entre deux essais semblables se situent dans le domaine habituel de ce type de mesure.

On comparera avec intérêt la valeur de la capacité portante pour les pieux battus :

$$Q_b = (354 \pm 29) \text{ kN} \quad (23)$$

avec celle obtenue pour le pieu foré :

$$Q_f = 224 \text{ kN} \quad (24)$$

L'ensemble de ces résultats est montré sur la figure 17.

On vérifie donc bien ainsi la différence de comportement du pieu en fonction de son mode de mise en œuvre, l'écart sur la capacité portante entre les pieux battus et le pieu moulé étant de plus de 35 %.

On aurait pu procéder à une autre forme de dépouillement des essais de capacité portante en

exploitant globalement l'ensemble des essais (voir Fig. 16) en traçant les deux asymptotes et les deux pentes à l'origine extrêmes. Avec ce type d'interprétation on obtient :

$$Q_b = (352 \pm 28) \text{ kN} \quad (25)$$

ce qui correspond à un résultat quasiment identique à l'interprétation essai par essai, et confirme la cohérence des mesures.

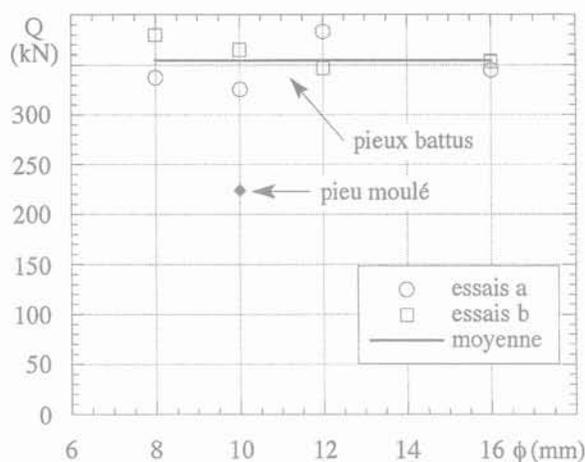
## 5

### Conclusion

Les deux séries d'essais qui ont été réalisées à Bochum et à Nantes dans des conditions très différentes ont permis de justifier pour l'essentiel la validité des lois de similitude dans le cas du battage en cours de centrifugation. On a en particulier vérifié que la capacité portante en données prototypes est indépendante du diamètre du pieu, ce qui était en fait l'objectif principal de la deuxième vérification expérimentale. En revanche, l'énergie transmise est sensible au facteur d'échelle : nous ne saurions pas recommander dans l'état actuel de déduire l'énergie nécessaire pour fonder un pieu-prototype à partir de l'énergie mesurée sur un pieu-modèle. Il est certain que l'énergie n'est pas un paramètre suffisant en lui-même, et que la forme de l'onde de contrainte – qui dépend directement de la qualité du contact entre le marteau et le pieu – intervient dans la loi de l'interaction entre le sol et le pieu. Par ailleurs, la manipulation de pieux de petits diamètres s'avère délicate et nécessite une très grande précision pour tous les paramètres. Il semble qu'avec le pieu de diamètre 8 mm la limite était pratiquement atteinte compte tenu du matériel utilisé. Enfin, il a été vérifié de façon tout à fait incontestable que le mode de mise en place du pieu-modèle doit être identique à celui du pieu-prototype simulé.

### Remerciements

Les auteurs remercient pour leur soutien financier :  
– les autorités franco-allemandes responsables du programme PROCOPE « Dynamique appliquée au Génie Civil » ;  
– le MESR et le METT responsables du programme « Macrogravité 92/93 ».



**FIG. 17 Capacités portantes en données prototypes.**  
Prototype data bearing capacities.

### Bibliographie

- [1] Levacher D. – Modélisation numérique et physique des pieux et simulation en centrifugeuse du comportement des pieux. Thèse de Doctorat d'État, École Centrale de Nantes – Université de Nantes, janvier 1992, 189 p.
- [2] Bouafia A., Garnier J., Levacher D. – Comportement d'un pieu isolé chargé latéralement dans le sable. Colloque Fondations Profondes, mars 1991, Paris, Presses de l'ENPC, pp. 129-137.
- [3] Thiel G., Sieffert J.-G. – Primär-Ergebnisse der Modellversuche zur dynamischen Pfahlbelastung an der geotechnischen Großzentrifuge. Programme PROCOPE. ENSM Nantes – RU Bochum, Rapport d'essais, nov. 1988, 166 p.
- [4] Thiel G., Sieffert J.-G. – Essais de battage en cours de centrifugation. Application à la capacité portante des pieux. Programme PROCOPE. ENSM Nantes – RU Bochum, Rapport final 1987-1989, pp. 27-35.
- [5] Levacher D., Sieffert J.-G., Cottineau L.-M. – Le battage des pieux sur modèles centrifugés. Séminaire de bilan, Programme Macrogravité 92/93, Nantes, mars 1994, pp. 24-32.
- [6] Sieffert J.-G., Levacher D. – Étude des conditions de similitude dans le cas du battage des pieux. Rapport final du Programme Macrogravité 92/93, juillet 1994, 45 p.