

CP 726

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

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

N° 30

110 F

1^{er} TRIMESTRE 1985

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Directeur de la Publication : P. Habib

Président du Comité de Direction : B. Hirsch

Comité de Direction : L. Parez - M. Panet - M. Rat - B. Mandagaran

Directeur du Comité de Rédaction : P. Londe

Comité de Rédaction :

E. Absi - F. Bonnechère - C. Bordet - P. Duffaut - J. Goguel - J. Kérisel -

P. La Rochelle - G. L'Héritau - J. Salençon - F. Schlosser

Secrétaire : B. Mandagaran

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 - 0529

Revue trimestrielle

Abonnement 1984 (numéros 26 à 29) franco : 350 F

Prix au numéro franco : 110 F
(valable également pour les numéros anciens)

Sommaires des numéros anciens sur demande.

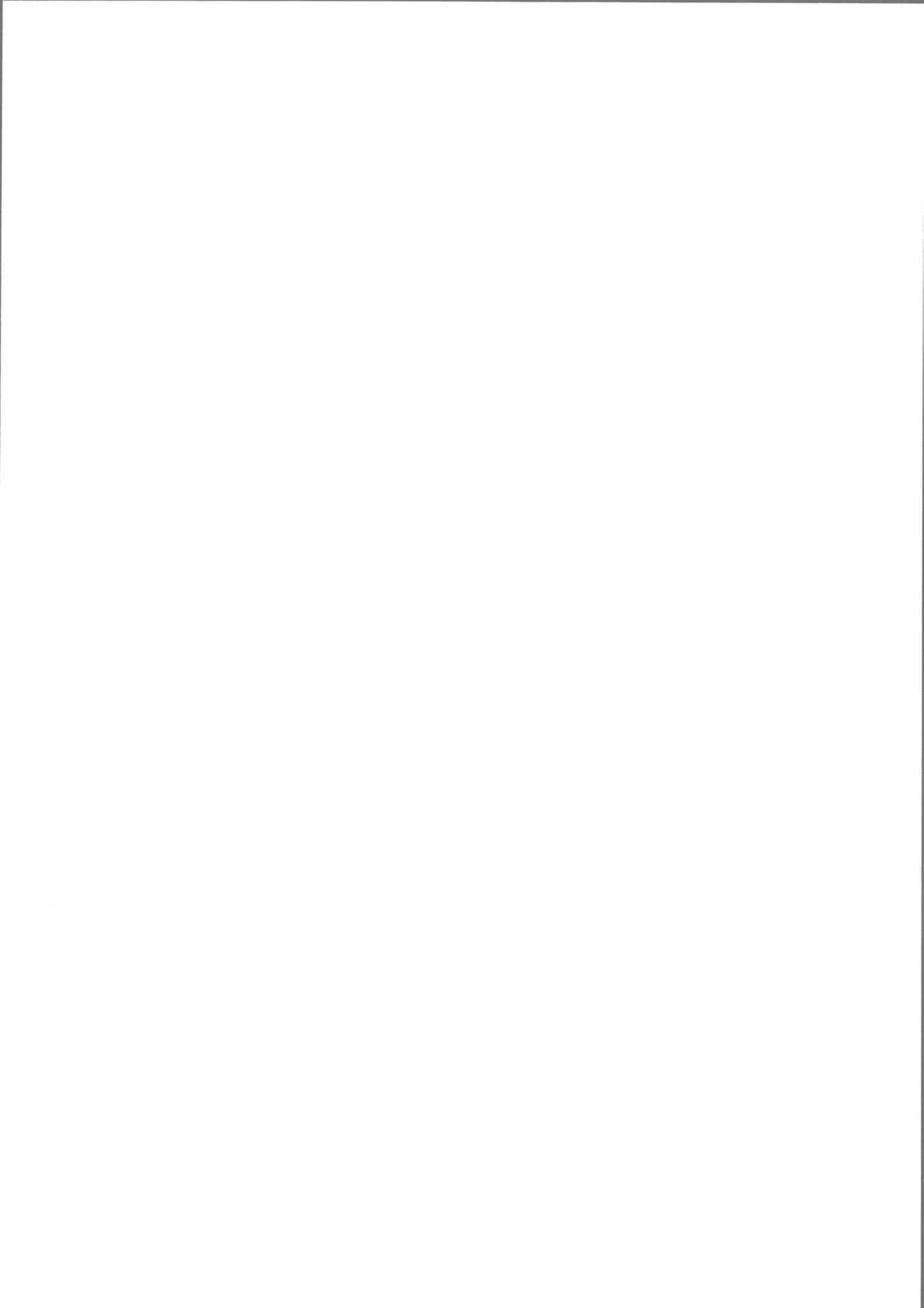
La revue est expédiée par avion dans les D.O.M.-T.O.M. et à l'étranger.

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

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

© 1985

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées



REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

N° 30
1^{er} TRIMESTRE 1985

sommaire

tectonique des plaques et mécanique des roches J. Goguel	5
un nouveau modèle de calcul de trajectoires de blocs rocheux J.L. Falcetta	11
expérimentation en vraie grandeur de buses métalliques sous haut remblai L. Baude - P. Habib - B. Legeay - N.T. Long - M.P. Luong - A. Millan	19
le soutènement liquide: une recherche appliquée pour le bouclier à pression de boue du métro de Lyon C. Bouyat - M. Mohkam - J.P. Morcrette	31
renforcement d'un sol lâche par inclusion de micro-pieux C. Plumelle	47
consolidation dynamique des fondations du barrage de Pénitas, au Mexique M. Gambin	59
informations	68

tectonique des plaques et mécanique des roches

plate tectonics and rock mechanics

(conférence au C.F.M.R. le 22 janvier 1983)

Jean GOGUEL

Ingénieur Général des Mines
Conseiller scientifique au BRGM*

Résumé

La démonstration de la cohérence de la théorie des plaques a été donnée en cinématique pure, c'est-à-dire en les traitant comme des solides euclidiens.

Si on prend en compte les propriétés réelles des roches, on se rend compte que l'expression des vitesses en cm/an n'a aucun sens. Ce n'est que moyennées sur un millénaire au moins que la cohérence cinématique des mouvements est assurée. Chaque déplacement relatif se fait pas saccades, qu'il s'agisse de séismes ou d'ouverture de dykes, d'amplitudes métriques, ou plurimétriques, à une fréquence séculaire.

Même en moyenne, les plaques ne se comportent pas comme rigides. La subsidence de bassins où s'accumulent les sédiments, implique la dissipation d'énergie mécanique, par un effort d'extension, évident dans les grabens (ex. : fossé rhénan), vraisemblable dans un bassin comme celui de Paris. A partir de quelle profondeur une telle extension peut-elle se faire, non par le jeu de failles, comme dans les terrains rigides, froids, superficiels, mais par fluage? N'est-ce pas comme trace de ces très faibles déformations qu'il faut interpréter les diaclases, élément essentiel de la Mécanique des Roches, si banal qu'on oublie de s'interroger à leur sujet et qui nous informent peut-être sur le jeu de la tectonique globale?

Abstract

The consistency of the plate theory has been demonstrated by pure kinematics, that is taking plates as euclidian solids.

Taking account in the actual properties of rocks, it is clear that velocities expressed in cm/year are nonsense. Only average values on at least one millenium can insure the kinematic consistency of plate movements. Every relative displacement, whichever seism or dyke opening is made of successive jerks ranging about one or a few meters, at a hundred years frequency.

Even on average, plates do not behave as rigid bodies. The subsidence of the basins where sediments accumulate implies dissipation of mechanical energy through a tensile strain, obvious in grabens (as the Rhine graben) and not unlikely in basins such as the Paris one. Over which depth can such an extension occur through creep, instead of through fault action, as in rigid, cold, shallow rocks? Rock joints (diaclasses) could be taken as markers of such very weak deformations. They are a major feature in rock mechanics but so trivial that few questions are raised about them. They could bring valuable informations on global tectonics.

* Bureau de Recherches Géologiques et Minières, 191, rue de Vaugirard, 75737 Paris - Cedex 15.

Nous avons l'habitude, dans cette enceinte, d'entendre des exposés portant sur les problèmes qui se posent à l'ingénieur, solidement appuyés sur l'expérience, ou des expériences, auxquelles l'interprétation théorique reste subordonnée.

Le sujet qu'on m'a demandé de traiter tranche avec cette habitude de solidité, et va m'entraîner dans un vaste survol forcément rapide.

1. ORIGINE DE LA THÉORIE DES PLAQUES

Et d'abord, qu'est-ce que la théorie des plaques? Elle n'a pas jailli, toute armée comme Minerve de la cuisse de Jupiter, dans les années 60, mais c'est la synthèse de deux mouvements d'idées.

D'une part, les géologues alpins, depuis le début du siècle (précédés en fait par les Scandinaves pour la chaîne Calédonienne), avaient constaté des chevauchements de très grande ampleur, impliquant des déplacements notables des régions situées de part et d'autre de la chaîne, et on admettait que ces déplacements n'affectaient qu'une croûte superficielle, jouissant donc d'une certaine mobilité par rapport à son substratum.

D'autre part, WEGENER, en 1915 (et il a été au centre de nombreuses discussions jusqu'à sa mort, en 1930) démontrait le déplacement relatif des continents, sans préciser le rôle mécanique des océans qui les séparent.

La guerre dans le Pacifique a entraîné le développement de techniques diverses, reconverties ensuite dans l'Océanographie, et le vide que représentait pour Wegener les Océans s'est rempli. D'où l'idée de base que la mobilité admise par Wegener ne concernait pas toute la surface des océans, mais une *ligne médiane*, jalonnée par des séismes, avec parfois une morphologie particulière, et des anomalies magnétiques parallèles de part et d'autre. Le long de cette ligne médiane se crée constamment, par injection de roches volcaniques, un fond océanique nouveau.

La contre-partie — si on ne voulait pas envisager une terre se gonflant constamment — allait être trouvée dans les *guirlandes d'îles* océaniques, sous lesquelles s'enfoncent une surface, dite de Benioff, jalonnée de séismes jusqu'à une profondeur de 700 km. Il était clair — mais les géophysiciens ne s'en étaient pas avisés tout de suite — que les orogènes, résultant d'une contraction latérale notable, jouaient également un rôle dans cette contre-partie.

La connaissance des structures océaniques permettait ainsi une *vue globale de la Tectonique*, alors qu'elle était restée jusque là confinée dans des blocs continentiels séparés.

Mais les éléments ainsi identifiés — ou, pour nombre de rifts océaniques, extrapolés sur des indices assez ténus — étaient-ils compatibles?

Cette démonstration de compatibilité a été fournie par Xavier LE PICHON, dans un papier de 1968. Cette démonstration est analogue à celle des théorèmes d'existence en Analyse où l'on montre — d'une manière mal commode en pratique — qu'il existe une solution, ce qui permet de la trouver commodément par une autre voie, sachant qu'elle existe. Ici, Le Pichon définit un ensemble de plaques (six, car il démontre que c'est leur nombre minimum), définit leurs mouvements relatifs (qui se réduisent à des rotations instantanées) dont les rapports se trouvent fixés, il montre que l'ensemble est cinématiquement cohérent, et rend compte des observations dont on dispose (alors, sur une partie seulement des limites entre plaques) sur le sens et la nature des mouvements relatifs. Il y a donc une solution cohérente possible. Mais cela ne veut nullement dire que ce soit la seule. Il peut y avoir (et il y a vraisemblablement) davantage de plaques indépendantes, et leurs jeux relatifs sont alors moins étroitement corrélés. Des études régionales — par exemple en Méditerranée et dans les Alpes — font pressentir une multitude de petites plaques indépendantes, ne serait-ce que parce que les différences dans la chronologie des déformations, d'une région à l'autre, exigent un assez grand nombre de degrés de liberté.

2. LA VITESSE DE DÉPLACEMENT DES PLAQUES

Cette démonstration de cohérence, liée à la construction d'un modèle idéal, se plaçait dans un cadre cinématique, c'est-à-dire que les plaques qu'elle distinguait, avaient l'indéformabilité géométrique, caractéristique du solide euclidien.

Et tout mon propos va être de regarder ce qu'apporte la substitution à ce solide euclidien, indéformable, des roches telles que nous les connaissons, avec leur élasticité, leur fluage, leurs discontinuités.

Mais il me faut auparavant préciser un peu la signification des vitesses relatives, dont les rapports sont définis par le modèle cinématique, pour le nombre minimal de six plaques. Ces vitesses sont évaluées en divisant les distances entre anomalies magnétiques — quelques dizaines de kilomètres — par le temps qui sépare les renversements du champ magnétique terrestre, qui résulte de la datation par la radioactivité de roches volcaniques à aimantations directes ou inverses. On a pris l'habitude d'exprimer ce quotient en cm/an, ce qui donne un nombre maniable (entre 0 et 10, ce qui correspond à une précision qui ne justifierait pas de décimale). Mais serait également maniable une vitesse exprimée en microns par heure, ou en Angströms par seconde. Est-ce que ces différentes formulations ont le même sens? Si vous êtes surpris sur une route par un contrôle de gendarmerie, vous ne contesterez pas que la vitesse mesurée par le radar sur quelques cm, ou par un chronométrage sur 100 m, a la même signification; si elle est exprimée en km par heure, vous savez très bien que ce n'est pas la distance que vous parcourez en une heure.

Si votre vitesse instantanée se trouve ainsi parfaitement définie, sur tout intervalle de temps inférieur à quelques dizaines de secondes, c'est que vous sentez que l'énergie cinétique de votre voiture ne peut varier que par injections d'énergie par le moteur, ou dissipation par les résistances passives. Si vous levez le pied, la vitesse ne diminuera qu'à un taux que vous connaissez bien.

Qu'en est-il pour une plaque? Si elle se déplace, c'est qu'une résistance équilibre une force active. Il serait trop long de vous indiquer comment on peut estimer la puissance impliquée dans le déplacement des plaques — de l'ordre de 10^8 kW — mais cela nous suffit pour calculer que si la moyenne quadratique des vitesses était de 2 cm/an, la suppression de la force motrice entraînerait l'arrêt, par dissipation de l'énergie cinétique par les résistances passives, en moins de 1 microseconde.

Autant dire qu'à ces vitesses, l'inertie, c'est-à-dire la tendance à persister dans un état de mouvement, ne joue plus aucun rôle. C'est-à-dire que la notion même de vitesse perd toute signification — aussi bien exprimée en cm/an qu'en micron/heure.

Il y a quelques endroits privilégiés où le rift médio-océanique, lieu d'ouverture et de création d'une croûte nouvelle, passe à terre, où on peut l'observer plus commodément.

L'un de ces lieux est le rift du Lac Assal, dans la République de Djibouti. Pour mettre en évidence l'ouverture prévue, qui devrait être de quelques cm/an, on a, il y a quelques années, implanté de part et d'autre une triangulation mesurée avec la plus haute précision, dans l'intention de refaire les mesures 5 ans plus tard. Mais la 4^e année, est survenu un petit incident. Une fissure s'est ouverte, large de 1,75 m, par laquelle se sont échappés des laves, qui ont formé un petit volcan.

Bien entendu, on s'est précipité pour remesurer le réseau, et on a trouvé une ouverture de 3,50 m, le double de ce que donne la mesure directe de la fissure, sans doute parce que les lèvres de celle-ci se sont détendues élastiquement au moment de l'ouverture.

En rendant compte de ces mesures, les géodésiens ont exprimé le regret que ce fâcheux incident les ait empêché de mettre en évidence l'ouverture progressive qu'ils attendaient. Moi, je trouve qu'il ont eu de la chance de n'attendre que quatre ans, un événement dont le taux de répétition doit être à peu près séculaire.

En Islande aussi, le rift médio-atlantique passe à terre. Il y a quatre ou cinq ans, à Krafla, dans le nord de l'île, quelques séismes ont provoqué une légère inquiétude (il en faut plus pour paniquer des Islandais), et on a vu avec surprise le fond d'une caldera (où l'on avait construit la première centrale géothermique d'Islande) se soulever progressivement. On a suivi le phénomène par des nivellements répétés. Puis brusquement, tout s'est dégonflé, il s'est ouvert une fissure de quelques km de long, de largeur métrique, remplie de laves en

fusion, qui ont un peu débordé par places. Et, depuis cinq ans, cela se poursuit à un rythme irrégulier — gonflement lent, descente brusque, et ouverture instantanée se répétant plusieurs fois par an.

En fouillant dans les chroniques — que chaque famille tient avec le plus grand soin — on retrouve la trace d'événements analogues il y a deux ou trois siècles.

En fait, l'Islande ne comporte pas de « rift » individualisé, comme celui du lac Assal, mais sur de grandes distances, une multitude de dykes NS, d'épaisseurs décimétriques, qui doivent être la trace de phénomènes analogues — ouverture rapide accompagnée d'injection de lave.

Ces deux exemples (et il n'y a pratiquement pas d'autres régions où l'on puisse faire de telles observations), nous montrent qu'il ne faut pas parler en cm/an, ni même en m/siècle, mais que les vitesses ne commencent à prendre un sens qu'en dam/millénaire.

D'autres frontières de plaques sont jalonnées par des séismes, qui permettent de les identifier (ce que les journalistes expriment en disant que la théorie des plaques prévoit leur localisation). Lorsque nous observons le jeu des failles qui les provoquent, nous constatons que le rejet est pluri-métrique (le record est de 40 pieds). Et nous savons que le taux de répétition est, en gros, d'ordre séculaire dans les régions très sismiques.

Faut-il donc conclure que tous les mouvements de plaques se font en réalité par des saccades discontinues? Avant de revoir la signification cinématique de cette constatation, il faut mentionner les observations faites en Californie.

C'est la région sismique où le jeu des failles se manifeste le plus clairement à la surface, comme on l'a vu dès 1906 à San Francisco, souvent par décrochement horizontal.

Mais on s'est rendu compte plus récemment qu'elles pouvaient jouer aussi sans aucun séisme. Je crois qu'on l'a observé d'abord, fortuitement, pour une bande de signalisation peinte sur une route. Les mesures de toutes sortes se sont alors déchainées, et on a constaté des dégradations de maisons, de bordures de trottoirs, etc., sur le tracé de failles, en l'absence de tout séisme; la galerie qui passe sous le stade de l'Université de Berkeley montre ainsi un décrochement de plusieurs dm, ce qui risque de rendre non réglementaire le tracé des terrains de jeu.

On a alors entrepris des mesures plus fines — pour lesquelles le micron prend un sens — pour constater que ces mouvements lents sont, à l'échelle du mois, très irréguliers et discontinus. Mais, lorsqu'ils jouent, ce sera pendant quelques jours ou quelques semaines.

Inutile de dire que cela rassure les voisins, qui espèrent éviter ainsi le jeu métrique en une fraction de seconde que représente un séisme. Et l'on est inquiet, à San Francisco, de ce que la faille de San Andreas, qui jouxte la ville, reste désespérément immobile.

3. DÉFORMATIONS ET CONTRAINTES A L'INTÉRIEUR DES PLAQUES

Que signifie, du point de vue de la cohérence cinématique, l'indépendance de ces saccades, se substituant à des vitesses dans des rapports connus?

Les bords d'une plaque, large de quelques milliers de km — voire 10 000 km, subissent donc des déplacements indépendants d'ordre métrique. Cela implique des déformations d'une fraction de 10^{-6} . L'élasticité des roches profondes est celle de leurs propriétés que nous connaissons le mieux, grâce aux vitesses sismiques; et nous savons que leur module ne dépasse guère 50 GPa. Ces déformations n'impliquent donc que des variations de contraintes d'une fraction de bar, ce qui, comparé aux pressions dues au relief, est insignifiant. Ce n'est que là où la déformation est beaucoup plus concentrée, aux bordures de plaques, que les fluctuations de contraintes atteignent quelques bars, qui se libèrent lors des séismes.

Est-ce à dire que ces discontinuités locales et temporelles ne représentent que des fluctuations très mineures, aléatoires, se superposant au jeu cinématique de plaques qui conserveraient, à la précision du millionième près, un comportement euclidien?

Il est important de le savoir, puisque c'est de ce comportement euclidien que résultent les relations cinématiques entre les vitesses relatives — fussent-elles des vitesses moyennes sur mille ou dix mille ans — des différentes plaques.

En fait, l'intérieur des plaques, loin de leurs limites, n'est pas géologiquement inerte. On y observe quelques séismes, rares, mais d'intensité non négligeable, des failles majeures, des bassins sédimentaires, parfois des volcans, comme ceux de Hawaï, ou du Hoggar.

Lorsque la sédimentation s'accumule — en fait sur une grande épaisseur — dans un bassin comme le « graben » du Rhin, l'interprétation paraît claire. Il est limité par des failles normales, dont le rejet, de l'ordre de 4 000 m, correspond à une extension d'ordre analogue. L'extension totale, de 5 à 8 km, n'est nullement comparable à l'ouverture de l'Atlantique, sur 4 ou 5 000 km, mais c'est un phénomène du même ordre. Il y a bien eu une ouverture, mais elle s'est simplement traduite par un amincissement de la croûte, une striction, comme on dirait pour un essai de traction; le glissement relatif des différents blocs de la croûte a suffi pour maintenir une continuité, sans qu'il y ait place pour une injection magmatique de volume appréciable, comme lorsque cela donne lieu à création de fond océanique. Mais le fossé Rhénan est de longueur limitée (300 km), il est bien évident qu'il faut en tenir compte dans toute tentative d'analyse cinématique. A plus forte raison, pour les « rifts » des Grands Lacs Africains, dont nous pouvons considérer qu'ils constituent des limites de plaques en devenir.

La Mer Rouge offre un cas intermédiaire, où la phase initiale d'ouverture, au stade rift intra-continental, a donné lieu à d'épaisses formations de sel; on peut interpréter comme datant d'un stade analogue les

formations salifères littorales africaines; mais cela ne nous autorise pas à affirmer que la Mer Rouge, ou les rifts africains, seront transformés dans cent millions d'années, en un large océan. Le rift du Rhin s'est amorcé dès l'Eocène, et ne paraît pas se transformer en océan.

D'autres bassins sédimentaires, comme celui de Paris, montrent comme le bassin rhénan une accumulation subsidente de sédiments, sans être limités par des failles. Subsidence veut dire qu'ils se sont affaissés au fur et à mesure du dépôt des sédiments qui se sont toujours formés sous une profondeur d'eau modérée, très inférieure à l'épaisseur des dépôts. Comme l'avait souligné P. PRUVOST, cette subsidence est plus frappante encore dans le cas des bassins houillers — où la profondeur d'eau est faible, et la sédimentation plus rapide.

On peut montrer, dans le cadre de l'isostasie, c'est-à-dire le mode d'équilibrage des différents compartiments de la croûte avec la pesanteur, par rapport à une partie profonde du Globe que le poids des sédiments ne suffit pas pour expliquer cet approfondissement du bassin. Celui-ci exige un processus actif, qui absorbe de l'énergie. Sous quelle forme? Comme dans le cas du fossé rhénan, où ce sont les forces de traction produisant l'extension latérale qui fournissent ce travail, il est indispensable que la subsidence du bassin, où l'accumulation des sédiments est, en quelque sorte, appelée par l'existence d'une dépression, résulte d'une extension, produisant un amincissement de la croûte, cette extension pouvant d'ailleurs n'être que très minime, et distribuée d'une manière continue. Cela suffit pour que nous n'ayons nullement le droit de nous contenter, dans l'analyse cinématique, d'un modèle euclidien. On commence à soupçonner le rôle, dans les plates-formes continentales, de failles majeures de décrochement, avec des déplacements relatifs qui peuvent se mesurer en dizaines ou centaines de kilomètres.

4. L'IMPORTANCE DU FLUAGE

Mais que peut en penser le Mécanicien des roches? Il ne s'agit plus de l'élasticité, sur laquelle nous sommes facilement informés, mais d'une déformation très lente et de faible amplitude, que l'on rapproche immédiatement du fluage. Celui-ci a été étudié, sur échantillons, à froid, et pour beaucoup de roches dures, nos expériences ne nous autorisent pas à lui attribuer une ampleur appréciable, même si le fluage joue un rôle dans la distribution des contraintes.

Une particularité des roches dures, essentielles pour le Mécanicien des roches, est l'existence, même dans des bassins sédimentaires qui n'ont subi aucune phase de déformation tectonique appréciable, de *diaclasses*, qui sont des plans de discontinuité d'orientations bien déterminées. Le seul élément de l'environnement présentant l'anisotropie susceptible d'expliquer ces orientations très particulières, et continues sur de grandes distances, est la contrainte.

On peut souvent douter que les diaclases résultent de rupture par cisaillement suivant des directions que le cercle de Mohr ferait prévoir à partir des directions principales de la contrainte, ne serait-ce que parce que ces diaclases ne comportent aucun coulissement. Il est souvent vraisemblable qu'elles sont parallèles aux directions principales. Et comme il y a des cas où des bancs alternants présentent des systèmes de diaclases à 45° l'un de l'autre, nous sommes forcés d'accepter que les diaclases puissent avoir l'une ou l'autre de ces relations avec les contraintes subies.

Mais de toutes façons, la généralité de la présence de diaclases, témoigne en faveur de l'existence d'un champ de contraintes horizontales, même dans un bassin sédimentaire non déformé; on peut y voir la manifestation de ce faible étirement responsable de la subsidence.

L'essentiel de l'effort d'étirement doit s'exercer au niveau du socle ancien, induré, qui constitue le substratum du bassin, mais les sédiments déjà déposés doivent également en subir l'effet.

Est-ce à dire que cet effort s'exerce sur toute l'épaisseur de la lithosphère? On sait que la température s'élève en profondeur, et il paraît vraisemblable qu'elle rend le fluage beaucoup plus facile. Nous savons qu'à température très inférieure à celle de fusion, des ré-aménagements minéralogiques dans le solide, avec recristallisation de grains, sont possibles. La chose est évidente, lorsque les grains nouveaux sont d'une nature minéralogique différente des anciens (ce qui caractérise le métamorphisme), mais cette recristallisation se produit aussi sans changement de nature des minéraux: elle apparaîtra simplement par un grossissement du grain. Or, dès qu'il y a recristallisation, en présence d'un champ de contrainte, il peut y avoir changement de forme, et de dimensions, très lent, mais qui permet le fluage.

Celui-ci doit donc sans doute être considéré comme un phénomène normal dans la croûte, sauf à la partie superficielle froide de celle-ci qui constitue alors le seul niveau de la croûte où la très lente extension corrélative de l'affaissement d'un bassin subsident correspond à l'existence de contraintes appréciables en traction (au moins pour le déviateur).

S'en tenir au modèle euclidien, serait renoncer à toute analyse de ces processus, encore très mal connus, mais qui sont essentiels, et pour la détermination des contraintes dans la croûte — d'où résultent les séismes — et peut-être pour comprendre l'origine — et par là la distribution — des diaclases. Le Mécanicien des roches doit certainement faire entrer dans son cadre les propriétés élastiques et les limites de rupture, mais également le fluage des roches, même si celui-ci paraît négligeable, à froid, pour certaines roches. Il rejoindra, par là, ce qui doit constituer la deuxième approximation de la Tectonique des plaques, qui est la prise en considération, dans toute leur étendue, d'une déformabilité des plaques, certes moindre que les diverses formes de ruptures qui marquent leurs limites, mais qui n'en grève pas moins tout raisonnement fondé sur une analyse cinématique euclidienne.

5. APPLICATION AUX OROGÈNES

Au moins la chaîne alpine, *sensu lato*, a été prise en compte, en tant que limite de plaques, par la théorie de la tectonique globale, qui emploie à son sujet l'expression de « collision », qui me paraît assez impropre.

Si je fais, une fois encore, appel à votre expérience d'automobiliste, je dirais qu'une collision est un phénomène dans lequel l'énergie cinétique se transforme en énergie de déformation de la matière.

Or, nous avons déjà vu que, aux vitesses relatives moyennes des plaques, il n'y a pas d'énergie cinétique appréciable. Il faut donc trouver une autre explication au fait que, le long de telle de ses bordures, une plaque subit des déformations extrêmement intenses, alors que plus en arrière, elle reste à peu près inaltérée.

On a longtemps supposé que la mystérieuse force agissante, qu'il faut supposer d'origine profonde, était plus intense qu'ailleurs au niveau de l'orogène. Est-ce vraiment bien dans l'esprit de la théorie des plaques? Analyser une cinématique à l'échelle du globe, n'est-ce pas supposer en même temps une distribution des contraintes, c'est-à-dire une *statique*, à cette même échelle, avec des transmissions de contraintes sur toute l'étendue des plaques — même s'il faut bien imaginer quelque part l'action d'un moteur profond.

J'en viens à me demander si ce qui distingue l'orogène en cours d'évolution, des plates-formes qui le bordent, n'est pas, plutôt qu'une augmentation de contraintes, une *chute de résistance*. Ce qu'il faut prendre en considération n'est pas la résistance instantanée — la résistance à la rupture, pour des contraintes distribuées par élasticité, avec laquelle les ingénieurs sont concernés — mais le fluage; celui-ci est très sensible à la température, même bien en-dessous de la température de fusion. Un relèvement, même modéré, du profil thermique, peut rendre possible un fluage sur la plus grande partie de la croûte; au cours d'une telle déformation, globalement très lente, les contraintes se concentrent dans la partie supérieure de la croûte, restée froide, et en particulier dans la couverture sédimentaire, à laquelle son anisotropie de stratification confère un comportement mécanique particulier. Mais la grande masse de l'orogène est constituée par des terrains métamorphiques qui, en même temps qu'ils ont été déformés, ont recristallisé, ou plutôt, parce qu'ils recristallisaient, pouvaient en même temps subir une déformation lente, sous l'action d'une contrainte à déviateur relativement faible, déformation lente qui, à la longue, a pu atteindre une amplitude considérable, la recristallisation faisant disparaître tout écrouissage éventuel.

L'hypothèse d'une chute de résistance au fluage dans les orogènes, est d'autant plus nécessaire que l'épaisseur de la croûte s'y trouve, à la suite de la déformation, fortement accrue par rapport aux plates-formes environnantes. Un des aspects de la déforma-

tion orogénique, est l'apparition de fosses géosynclinales, où la subsidence permet l'accumulation rapide de sédiments épais. Il ne faudrait nullement leur transposer ce que nous avons dit des bassins subsidés intra-plaques. Si leur approfondissement implique toujours une dépense d'énergie, ce n'est pas nécessairement par le mécanisme d'étirement envisagé plus haut, et on peut imaginer qu'il résulte d'un autre mécanisme de déformation globale, dans un cadre de compression prédominante.

En tant qu'ingénieurs, nous travaillons sur des projets dont la conception première est d'ordre géométrique. Notre rôle de Mécanicien des Roches est d'y introduire la prise en compte des propriétés réelles des roches — élasticité, limites de ruptures, fluage, diaclases, etc.

A la suite d'une phase initiale — d'ailleurs brillante et féconde — d'ordre essentiellement géométrique et cinématique, la tectonique globale, ou théorie des plaques, doit connaître une évolution parallèle.

un nouveau modèle de calcul de trajectoires de blocs rocheux

a new model of calculation for the trajectories of rocky blocks

J.L. FALCETTA

B.R.G.M. Ateliers risques naturels et aménagement en montagne.

(Service géologique régional Rhône-Alpes)*

E.C.L. Laboratoire de Mécanique des Sols**

Résumé

Dans la prévention des risques de chutes de masses rocheuses instables, il y a essentiellement quatre niveaux d'intervention: le dépistage, le diagnostic, l'évaluation du risque et les travaux de protection. Le présent article traite particulièrement de l'évaluation du risque. On propose un modèle original de prévision des trajectoires prenant en compte la forme du bloc, ses dimensions et ses vitesses initiales de translation et de rotation. Le cas de la falaise de Montagny, en Savoie, et celui de la falaise du «Grand Château» au Nord de Bonneville, en Haute-Savoie, montrent l'intérêt d'un tel modèle.

Abstract

To prevent risks of rockfalls, there are essentially four steps of intervention: the localization, the diagnosis, the estimate of risks and the protection works. The paper only deals with the estimate of risks. We propose an original model to forecast trajectories using the form of the block, its dimensions and its initial translation and rotation velocities. The examples of the cliffs of Montagny (Savoie) and «Grand Château» (North of Bonneville, Haute-Savoie), show the interest of the model.

1. INTRODUCTION

Des écroulements de blocs ou de pans de falaise se produisent souvent en zone montagneuse.

Dans les rares cas où les masses de terrain concernées sont très grandes, au-delà de quelques milliers de tonnes, les mécanismes qui régissent leurs déplacements après rupture sont très complexes. En dehors de bilans énergétiques globaux, aucune formulation satisfaisante n'a encore été dégagée et, faute d'être en mesure de prévoir, l'homme reste sans défense.

Dans les cas, plus fréquents, où les masses susceptibles de se rompre reviennent à l'échelle humaine, de quelques tonnes à quelques milliers de tonnes, la

situation est heureusement différente: la compréhension des mécanismes est plus facile, les diagnostics plus sûrs, la prévision et l'intervention possibles.

Mandaté par des collectivités locales, la Direction de la Protection Civile ou, plus récemment, le Haut Commissariat aux Risques Naturels Majeurs, le Bureau de Recherches Géologiques et Minières a eu, depuis une quinzaine d'années, de nombreuses occasions d'intervenir, face à ce type de problèmes, dans les régions montagneuses de France. L'expérience ainsi accumulée permet de discerner quatre principaux niveaux d'intervention:

* 29, boulevard du 11 novembre 1918, 69604 Villeurbanne Cedex.

** 36, avenue Guy-de-Collongue, 69130 Ecully.

— *Le dépistage systématique*, qui relève de l'analyse de cas vécus, du recueil de données, de la mise en évidence de facteurs régionaux ou locaux d'instabilité, et de la synthèse cartographique des résultats.

— *Le diagnostic d'instabilité*, qui doit permettre d'identifier géométriquement, structurellement et mécaniquement une masse instable et de caractériser le mode de rupture possible, ainsi que les principaux paramètres susceptibles d'agir sur l'équilibre.

— *L'évaluation du risque encouru*, qui consiste en :

- une appréciation et une surveillance de l'évolution possible des facteurs d'équilibre;
- une détermination de l'extension des zones exposées;
- une détermination de la valeur des zones exposées.

— *L'inventaire des actions envisageables* :

- techniquement: amélioration de l'équilibre par confortement, ou limitation du risque par édification d'un ouvrage de protection ou évacuation des zones exposées;
- juridiquement ou économiquement.

Des progrès notables ont été faits ces dernières années à chacun des niveaux d'intervention distingués ci-dessus. Ces projets consistent, en particulier en ce qui concerne le troisième d'entre eux, en la mise au point de modèles permettant de prévoir la trajectoire des blocs rocheux. C'est l'un de ces modèles qui est présenté dans cet article.

2. PRÉVISION DE L'EXTENSION DES ZONES EXPOSÉES

2.1. Les modèles de trajectoires existants

En ce qui concerne l'extension des zones exposées, diverses méthodes de prévision, basées sur le calcul des trajectoires de blocs, ont déjà été proposées.

Ces calculs sont faits à deux dimensions, mais leur extension à trois dimensions ne semble pas poser un problème insurmontable. Les véritables difficultés résident particulièrement dans l'appréciation de la vitesse initiale des blocs et dans la modélisation des problèmes de chocs, de rebondissement et de fracturation.

AZIMI et al. (1982) caractérisent le rebondissement sur le versant par deux facteurs aléatoires de réduction d'énergie, en insistant sur le fait que cette réduction est liée à trois phénomènes: la déformation plastique du bloc et du sol, l'émission d'énergie dans le sol sous forme d'ondes élastiques, et la transformation en énergie de rotation d'une partie de l'énergie de translation.

Etant donné leur caractère aléatoire, les coefficients en question sont déterminés à partir de la rétro-analyse d'événements vécus. Pour tenir compte de ce caractère aléatoire, les auteurs sont amenés à définir des plages

de variations des paramètres utilisés et à en faire une exploitation statistique.

Comme les auteurs précédents, C. LOPEZ-CARRERAS (1981) décrit un modèle qui prend en compte le mouvement du centre de gravité du bloc, supposé sphérique, mais qui distingue les phases de roulement, de glissement et de rebondissement, et les mécanismes correspondants.

MELY et PALETTE (1982) proposent un modèle simplifié mais où le bloc a un volume assimilé, à deux dimensions, à un cercle, ce qui permet une première prise en compte de l'énergie de rotation par l'utilisation d'une théorie du choc.

PITEAU et CLAYTON (1978) proposent un modèle assez semblable à celui d'AZIMI.

HACAR, BOLLO et HACAR (1977) étudient l'influence de la force centrifuge agissant sur le bloc lorsque celui-ci roule ou glisse le long d'un versant représenté par une suite de segments de droite ou d'arcs de cercle.

Toutes ces méthodes se heurtent à la même difficulté: si la trajectoire aérienne des blocs est relativement facile à calculer, les phénomènes de contact restent décrits d'une façon purement empirique.

2.2. Le nouveau modèle

Le modèle proposé ici s'affranchit de la plupart des hypothèses simplificatrices retenues jusqu'alors.

Il s'inspire des travaux de CUNDALL (1971) qui a mis au point, pour apprécier le comportement d'un empilement de blocs rocheux soumis à un système de forces quelconques, un algorithme liant de façon incrémentale le déplacement des blocs aux forces agissantes (fig. 1). Le mouvement du bloc est régi par les équations générales de la dynamique:

$$\Sigma F_x = m \cdot \ddot{x}_G, \quad \Sigma F_y = m \cdot \ddot{y}_G \quad \text{et} \quad \Sigma M = I \ddot{\theta}$$

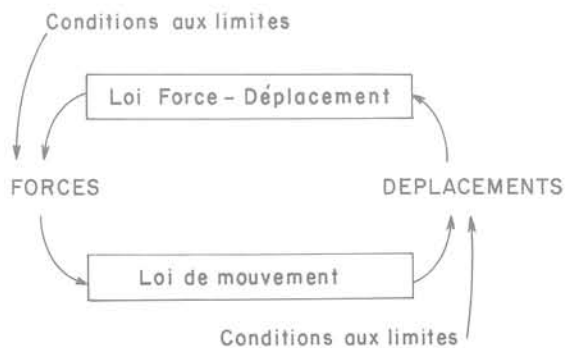


Fig. 1. — Représentation schématique de l'algorithme de Cundall.

L'intégration de ces trois opérations, sur des incréments de temps choisis suffisamment petits, permet de définir le mouvement du bloc, supposé indéformable et rigide, si l'on connaît les valeurs de ΣF_x , ΣF_y et ΣM appliquées.

Une telle approche présente quelques avantages essentiels :

— Le bloc est considéré sous sa forme réelle, avec son inertie et pas seulement à travers le mouvement de son centre de gravité. On verra notamment, plus loin, que cela permet de vérifier une observation fréquente: la forme du bloc influence beaucoup sa cinématique, et en particulier la longueur de sa trajectoire.

— Les lois force-déplacement, notamment au moment du contact, ne sont pas figées, ce qui permet de les affiner progressivement pour mieux rendre compte du phénomène réel.

— Le schéma de calcul est unique, quel que soit le type de mouvement du bloc (glissement, roulement ou rebondissement), et la position de celui-ci est calculée pas à pas.

Les hypothèses actuellement prises en compte sont les suivantes :

— Le bloc est représenté par un polygone défini par les coordonnées de ses sommets.

— Le profil du versant est représenté par une succession de segments de droite définis par les coordonnées de leurs points d'intersection. Ce profil peut être plan ou gauche, pour rendre compte des directions des trajectoires les plus probables en fonction de la morphologie du versant.

— Le bloc est supposé homogène, rigide, indéformable. Dans sa version actuelle, la fracturation n'est pas prise en compte. Toutefois, une recherche (WAN SAI CHEONG - 1983) a été menée sur la propagation des ondes de fracturation au moment du choc, due aux efforts engendrés par celui-ci et que le modèle permet de calculer, moyennant certaines hypothèses sur le comportement du sol support.

— Lorsqu'il n'y a pas de contact, le bloc évolue en chute libre et la résistance de l'air est négligée.

Au moment du contact, les lois force-déplacement sont introduites de la façon suivante : le programme détermine pour chaque incrément de temps les points de contact bloc-profil. Deux cas peuvent se produire :

- le bloc glisse sans rouler sur le versant
- Le contact bloc-versant est un contact plan-plan.
- Le vecteur vitesse présente une direction située hors du cône de frottement.
- La rotation du bloc est nulle (fig. 2).

Dans ce cas, le bloc subit une accélération due à la pesanteur, fonction de l'inclinaison de la pente et du coefficient de frottement attribué au segment du profil sur lequel il évolue. Ce coefficient tient compte de la nature du terrain, de la rugosité des surfaces en contact et de la densité de la végétation.

- le bloc s'enfonce dans le versant
- Le contact bloc-versant est quelconque (plan-plan ou plan-sommet).
- la vitesse est située dans le cône de frottement.

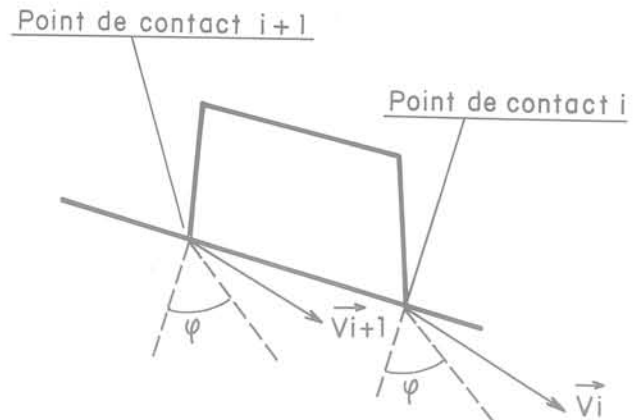


Fig. 2. — Le bloc glisse parfaitement.

Le bloc avance sur le versant suivant une incidence qui se traduira par un enfoncement d'une de ses facettes ou d'une de ses arêtes (fig. 3).

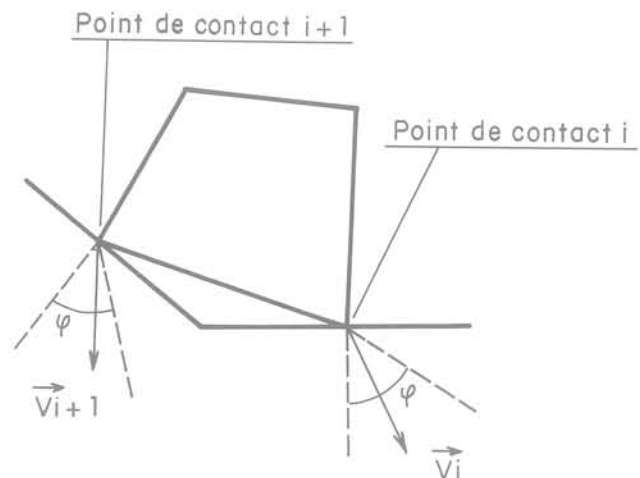


Fig. 3. — Le bloc s'enfonce dans le versant.

Dans cette première approche, la fonction de contact est décomposée en deux : une fonction F_N traduisant le comportement du contact dans un mouvement normal à la pente, une fonction F_T traduisant le contact dans un mouvement tangentiel à la pente.

Fonction de contact normale F_N : on peut se référer à un certain nombre de travaux concernant l'indentation des métaux.

— Comportement élastique (partie réversible du comportement, énergie non dissipée) : contact face du bloc-versant (fig. 4) :

$$F_N = K_1 ah \quad (a: \text{demi-largeur du bloc})$$

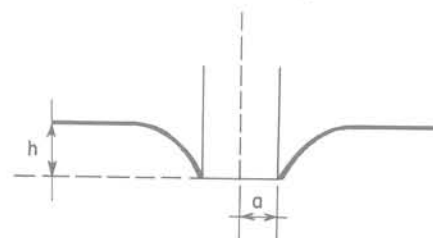


Fig. 4. — Contact plan-plan.

Contact point anguleux-versant (SNEDDON-1965):

$$F_N = K_1 \operatorname{tg} \theta h^2 \text{ (fig. 5)}$$

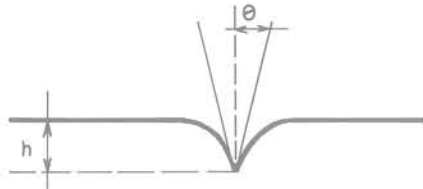


Fig. 5. — Contact point anguleux-versant.

— Comportement plastique (partie irréversible du comportement, énergie dissipée): contact face du bloc-versant:

$$F_N = K_2 \text{ quel que soit } h$$

Contact point anguleux-versant (JOHNSON-1970):

$$F_N = K_3 \operatorname{tg}^2 \theta h^2$$

— Comportement élasto-plastique: indentation d'une sphère dans un sol (SAMAMA-1982):

$$F_N = K_4 h^{3/2}$$

— Comportement plastique: indentation d'un coin «long» dans un sol (SAMAMA-1982):

$$F_N = K_5 h$$

Pour simplifier notre analyse, ces diverses fonctions de contact ont été schématisées de la manière suivante (fig. 6):

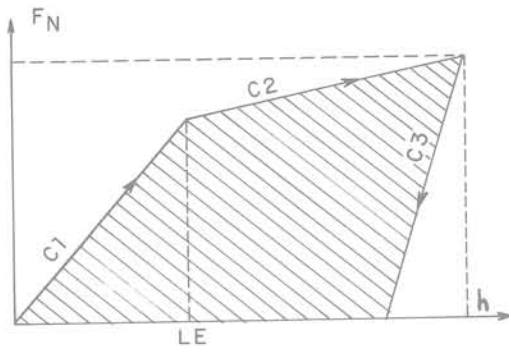


Fig. 6. — Diagramme force normale-enfoncement normal.

F_N = force normale de réaction du sol.

h = enfoncement normal du point de contact.

C_1 = 1^{er} paramètre caractéristique du contact à l'enfoncement.

C_2 = 2^e paramètre caractéristique du contact à l'enfoncement.

C_3 = 3^e paramètre caractéristique du contact à la restitution.

LE = limite des domaines C_1 et C_2 .

C_1 , C_2 , C_3 et LE sont quatre des cinq paramètres qui caractérisent le contact (le cinquième étant le coefficient de frottement MU).

On a $C_1 < C_3$ et $C_2 < C_3$. C_3 traduit un comportement essentiellement élastique, alors que C_1 et C_2 traduisent un comportement élastoplastique.

L'aire hachurée représente l'énergie perdue au cours du contact.

Les coefficients C_1 , C_2 , C_3 , LE et MU dépendent de la géométrie du contact et du comportement du matériau.

Si $C_1 > C_2$, cela correspond à un contact point anguleux-versant. Si $C_2 > C_1$, cela correspond à un contact face du bloc-versant.

Fonction de contact tangentielle F_T : le bloc ayant pénétré d'une profondeur h dans le versant, tout déplacement parallèle au versant va se traduire par la génération d'une force F_T liée à la mobilisation d'une force de butée à l'avant du bloc. Dans la version du programme, cette force a été supposée proportionnelle à h :

$$F_T = C_4 \cdot h$$

Le coefficient C_4 étant fonction de C_1 , C_2 et MU .

Ces forces sont calculées à chaque pas de temps (tant que le contact subsiste) et pour chaque point de contact. Pour un contact point anguleux-versant, on aura un point de contact, alors que pour un contact plan-plan, le programme détermine deux points de contact. L'équilibre des forces et des moments, ou centre de gravité du bloc, donne les vitesses pour l'incrément de temps suivant, et le cycle recommence. Le contact bloc-profil est rompu lorsqu'en tous les points de contact la force s'annule.

Influence de la forme du bloc sur sa trajectoire

La figure 7 ci-dessous représente les trajectoires a, b et c, calculées avec le modèle, pour deux blocs de formes différentes (un polygone régulier, un carré), de masse identique (6 560 kg), d'inertie égale (3 565 kg/m²) et d'encombrement comparable (pour chaque bloc, le diamètre du cercle circonscrit est d'environ 1 mètre).

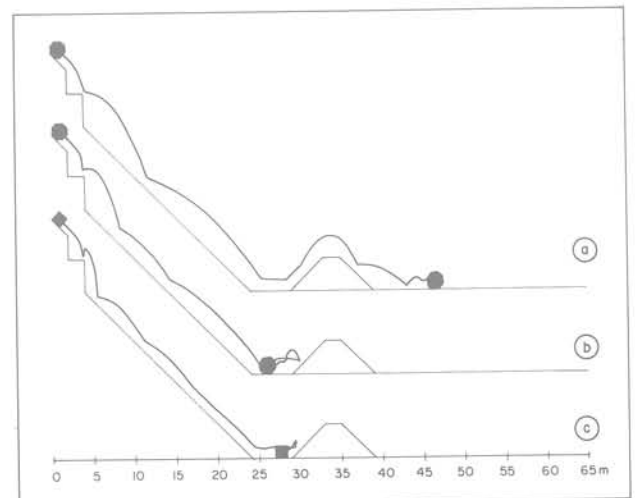


Fig. 7. — Influence de la forme et de la vitesse du bloc sur sa trajectoire. Cas a et c: $V_i = 2,8 \text{ m/s}$; cas b: $V_i = 1,4 \text{ m/s}$.

Dans les trois cas, la vitesse initiale V_i du bloc a été définie parallèle au premier segment du versant.

Le bloc polygonal, plus « rond », roule sur ses facettes et va plus loin que le bloc carré qui s'arrête bien à plat sur l'une de ces faces (a et c).

Si sa vitesse de départ est suffisante (a), le bloc polygonal franchira le merlon de protection. Si cette vitesse est faible (b), ce merlon sera de taille suffisante pour stopper le bloc.

Ces trois exemples montrent, d'une part, que la forme du bloc joue un rôle non négligeable sur sa trajectoire et qu'il est difficile de ne pas tenir compte de ce paramètre; et, d'autre part, qu'à partir d'un tel modèle, il est possible de dimensionner les ouvrages de protection.

2.3. La falaise de Montagny, en Savoie

La falaise surplombant le village de Montagny, en Savoie, a connu en janvier 1982 un écoulement dont s'est en particulier détaché un bloc de 25 m^3 qui, après avoir décrit une trajectoire de 350 mètres de dénivelé, traversant bois, éboulis et prés, s'est arrêté quelques mètres derrière la mairie.

Une étude approfondie du site et des traces laissées par le bloc sur le versant a permis de reconstituer la trajectoire exacte de celui-ci (MEMIER-1983).

Il s'agit d'un bloc de grès et conglomérat massif, en forme de parallélépipède régulier de 4 mètres de côté et d'épaisseur moyenne 1,40 mètre, d'un volume proche de 25 mètres cubes et dont la masse est de l'ordre de 65 tonnes. Ce bloc faisait partie d'une masse rocheuse de 200 mètres cubes environ, qui s'est également détachée de la falaise et dont la majeure partie s'est arrêtée au pied de celle-ci.

Le profil en travers de la trajectoire du bloc est représenté par la figure n° 8. Le modèle décrit ci-avant a été utilisé pour tenter de reconstituer cette trajectoire.

Reconstitution de la trajectoire par le modèle

— Représentation du bloc: en deux dimensions; celui-ci est représenté par un polygone à quatre côtés, de masse $64\,500 \text{ kg}$ et d'inertie $162\,000 \text{ kg/m}^2$ par rapport à son centre de gravité.

— Reconstitution du profil: le profil de la figure n° 8 est représenté par 13 segments. Le programme ne pouvant pas calculer l'écroulement même de la falaise, le profil choisi pour le calcul ne commencera qu'en pied de celle-ci, là où le bloc concerné se désolidarise de la masse et commence à glisser.

— Conditions initiales sur les vitesses: les vitesses « initiales » du bloc commençant à glisser ne sont pas connues exactement. Après une chute de trente mètres de haut (hauteur de la falaise), il est difficile de les calculer, étant donné qu'il y a eu de multiples fracturations. Ces vitesses ont été estimées à 15-20 m/s parallèlement au premier segment représenté. Le bloc glisse sur le segment jusqu'à la première rupture de profil.

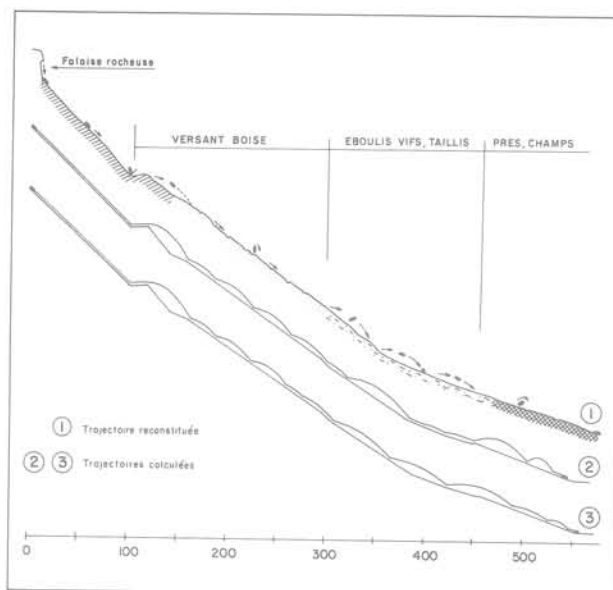


Fig. 8. — Trajectoires reconstituées et calculées du bloc.

— Trajectoires calculées: la figure n° 8 montre deux trajectoires calculées avec le modèle (2 et 3), pour le même profil et le même bloc au départ, seules les vitesses initiales ayant varié. La comparaison avec la trajectoire reconstituée (1) souligne la qualité de la modélisation.

2.4. La falaise du Grand Château (Bonneville, Haute-Savoie)

Un autre cas de chute de bloc a pu être étudié avec le même modèle. Il s'agit de la trajectoire d'un bloc de 4 m^3 issu de l'écroulement de la falaise de « Grand Château » dominant Bonneville (Haute-Savoie).

Cet écoulement, survenu en janvier 1984, concerne au départ un volume total mobilisé de 150 à 200 m^3 . Les blocs les plus gros, dont la masse n'excède pas 10 tonnes, se sont tous arrêtés dans la forêt, peu après le pied du cône d'éboulis, sauf un qui est descendu beaucoup plus bas en roulant et rebondissant, ne s'arrêtant qu'après une trajectoire de 400 mètres de dénivelé environ, soit à peu près 200 mètres de plus que le reste de la masse écroulée. Un relevé précis du versant où ce bloc a évolué, a permis de reconstituer sa trajectoire (MALATRAIT-1984).

Le profil est représenté sur la figure n° 9. Le bloc de calcaire, en forme de parallélépipède régulier de 2 mètres de côté, d'épaisseur 1 mètre, a une masse d'environ 10 tonnes.

Evaluation des risques

L'étude de la falaise montre que celle-ci présente d'autres masses décollées en cours de dislocation, et de volume peut-être plus important que celle écroulée en janvier 84. La structure très stratifiée de cette falaise met en évidence des bancs de calcaire alternés avec des lits marneux. L'épaisseur des plus gros bancs ne dépassant pas un mètre, il est légitime d'estimer que les blocs issus d'un autre écoulement seront très

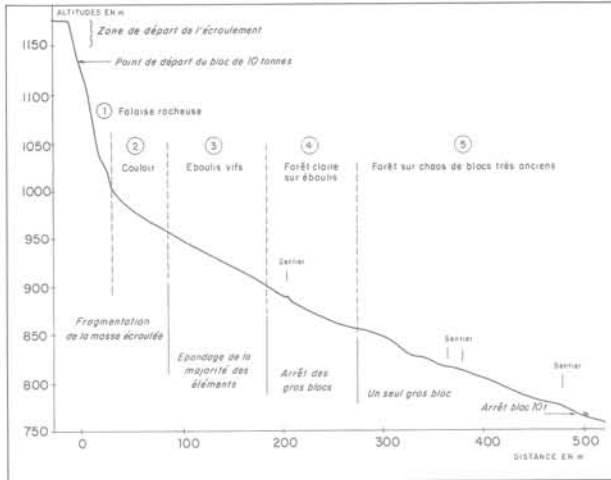


Fig. 9. — Tracé du profil relevé à Bonneville.

comparables à ceux observés en contrebas de la falaise. Il est donc apparu intéressant de tenter d'évaluer plus précisément les risques que représente la réapparition d'un tel phénomène.

Une série de trajectoires a donc été simulée à partir du modèle présenté. Le profil étudié (fig. 9) est découpé en cinq zones :

- Zone 1: la falaise où aucun bloc ne peut s'arrêter.
- Zone 2: le couloir où la masse éroulée vient se disloquer et où l'on peut compter quelques gros blocs (plusieurs m³) posés sur une matelas de fragments beaucoup plus fins (terre, petits cailloux).
- Zone 3: le cône d'éboulis vif où la majorité de l'éroulement est stoppé, quelle que soit la taille des blocs.
- Zone 4: cette zone correspond au pied du cône d'éboulis et au début de la forêt, avec un replat formé de très gros blocs anciens et qui constitue une zone privilégiée d'arrêt pour les blocs encore en mouvement.
- Zone 5: la forêt, où l'on trouve des blocs épars de taille respectable (entre quelques dizaines de dm³ et quelques m³), mais de moins en moins nombreux vers l'aval.

Pour des raisons déjà exprimées, le calcul des trajectoires ne commence qu'à la cote 1020 (fig. 9). Les vitesses ne pouvant être estimées à cet endroit (zone de fragmentation), les calculs ont été menés pour quatre hypothèses de vitesses initiales rapportées ci-dessous.

	Vitesse horizontale (m/s)	Vitesse verticale (m/s)	Vitesse de rotation (m/s)
Cas n° 1	1	0	0
Cas n° 2	2	0	0
Cas n° 3	1	1 (vers le bas)	3
Cas n° 4	0,8	3,2 (vers le bas)	0

Des trajectoires ont été calculées pour des blocs de 8 et 10 tonnes, de géométrie semblable à celle du bloc éroulé en janvier 84 (parallélépipède à base carrée) d'épaisseur 1 mètre. On a en outre fait varier les coefficients caractéristiques de chaque segment du profil pour marquer leur caractère aléatoire. Ainsi, 71 trajectoires ont été calculées. Quatre d'entre elles sont représentées figure 10, le cas n° 3 correspond à celui étudié sur le terrain.

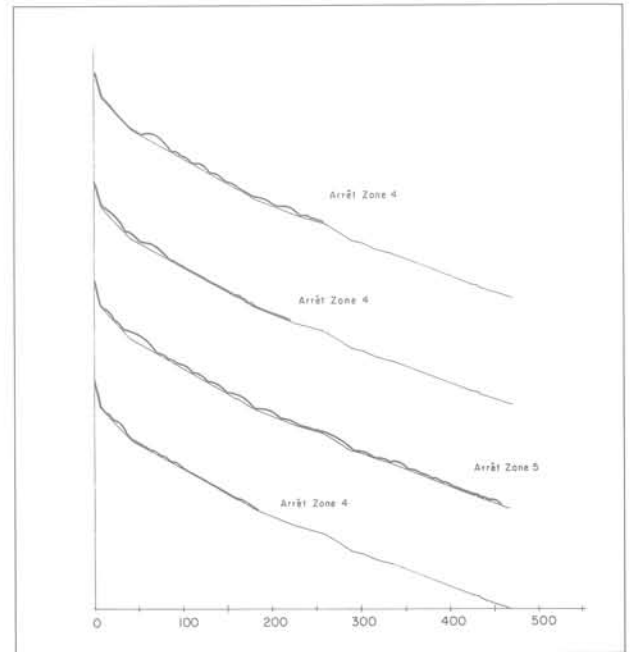


Fig. 10. — Quatre trajectoires calculées sur le profil de Bonneville.

Le tableau ci-dessous exprime, pour la totalité des trajectoires calculées, le nombre d'arrêts par zone décrite à la figure 9.

	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Zone 5
Nd d'arrêts (total : 71)	0	5	39	16	11 (dont 2 > 450 m)
Exprimé en %.....	0	7	55	22	16

Il faut remarquer que la répartition obtenue est très semblable à celle relevée sur le terrain pour des blocs de 8 et 10 tonnes, ce qui confirme que le risque de voir des trajectoires de blocs de cette taille dépasser un dénivelé de 450 mètres, s'il n'est pas nul, est faible, et que le cas observé est exceptionnel.

3. CONCLUSION

La prise en compte de la géométrie exacte des blocs rocheux, que permet le modèle présenté dans cet article, est un élément nouveau dans le calcul des

trajectoires. Elle constitue une amélioration par rapport aux modèles existants puisque, comme on peut l'observer sur le terrain et comme ce nouveau modèle l'a exprimé, la forme des blocs a une influence sensible sur leurs mouvements.

Le calage de ce modèle sur des écroulements réels dont on a pu reconstituer les trajectoires, comme ceux de Montagny ou Bonneville, permettra d'établir une base de données concernant les paramètres intervenant dans les fonctions de contact. Cette base de données rendra possible l'utilisation du modèle à des fins de prévision et de prévention, et non plus seulement à des fins d'analyse d'événements passés.

BIBLIOGRAPHIE

- ASTÉ, J.P.; CAMBOU, B.; FALCETTA, J.L. (1984). — *Comportement des masses rocheuses instables. De la prévision à la prévention*. IV symposium on Landslides, Toronto, vol. 1, II, 441-446.
- AZIMI, C.; DESVARREUX, P.; GIRAUD, A.; MARTIN-COCHER, J. (1982). — *Méthodes de calcul de la dynamique des chutes de blocs. Application à l'étude du versant de la montagne de la Pale (Vercors)*. Bulletin de liaison des L.P.C., 122, nov.-déc., 93-102.
- CUNDALL, P.A. (1971). — *The measurements and analysis of accelerations in rock slopes*. Thesis of Doctor of Sciences and Technology, London.
- HACAR, B.; BOLLO, F.; HACAR, R. (1977). — *Bodies falling down on different slopes. Dynamic study*. Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., (2), 91-95, Tokyo.
- JOHNSON, K.L. (1970). — *The correlation of indentation experiments*. J. Mech. Phy. Solids, vol. 18, 115-126.
- LOPEZ-CARRERAS, C. (1981). — *Dynamique des déplacements de matériaux sur les pentes naturelles*. Thèse de Docteur-Ingénieur, Institut Polytechnique de Lorraine, Nancy.
- MALATRAIT, A. (1984). — *Ecroulement de la falaise du Grand Château, dominant Bonneville (74). Evaluation des risques subsistants et définition des moyens de protection*. Rapport B.R.G.M. n° 84, A.G.I., 185, R.H.A.
- MÉLY-PALETTE (1982). — *Dynamique des sols. Simulation d'un éboulement*. Rapport de travail de fin d'études, B.R.G.M., Lyon.
- MÉMIER, B. — *Chutes de masses rocheuses à Montagny (73)*. Analyse des risques et définition des moyens à mettre en œuvre. Rapport B.R.G.M. n° 83, S.G.N., 135, R.H.A.
- PITEAU, D.R.; CLAYTON, R. (1978). — *Methods of protection. Rock-fall characteristics effecting the design of protection measures*. Landslides Analysis and Control, 176, Washington.
- SAMAMA, L. (1982). — *Analyse de la cinématique des masses rocheuses instables. Impact d'un bloc rocheux*. Rapport de travail de fin d'études, B.R.G.M., Lyon.
- SNEDDON, I.N. (1965). — *The relation between load and penetration with axisymmetric Boussinesq problem for a punch of arbitrary profile*. Int. J. of Eng. Science, vol. 3, 47-57.
- WAN SAI CHEONG, R. (1982). — *Etude théorique des phénomènes dynamiques lors d'une chute de pierres sur une pente*. Rapport de travail de fin d'études, B.R.G.M., Lyon.

ENTREPRISE BOTTE

Département Géotechnique

Une équipe spécialisée d'ingénieurs et de techniciens met son expérience à votre service pour résoudre vos problèmes de reconnaissances de sols et d'études de fondations.

Nos moyens d'intervention et nos activités principales :

- Sondages carottés
- Forages destructifs, diagraphies
- Pénétrromètres statiques
- Pénétrromètres dynamiques Sermès
- Pressiomètres
- Forages et essais d'eau
- Etudes hydrogéologiques
- Laboratoire de Mécanique des Sols
- Rapports géotechniques
- Missions d'ingénieurs - Conseils

Des prestations de qualité, le souci de l'efficacité. Consultez l'Entreprise BOTTE.

Siège social : 3, rue Thibaud, 75014 PARIS

Bureaux et Ateliers : 62, rue des Meuniers, 92220 BAGNEUX. Tél. : (1) 664-31-50

Agence Nord : 96 bis, rue de Paris, 59200 TOURCOING. Tél. : (20) 24-77-12



Compagnie générale de travaux d'hydraulique

**4, rue Gambetta - 59350 SAINT-ANDRÉ
Tél. (20) 51.51.50**

Forages d'eau, captages
Sondages hydrogéologiques
Rabattements de nappes par forages
et par well-points
Sondages géotechniques
Essais pénétrométriques
Essais pressiométriques
Traitement des sols
Remplissage de carrières
Fondations spéciales :

*Pieux battus moulés - Pieux forés tubés - Pieux
vibrofoncés - Pieux forés de grand diamètre jus-
qu'à 40 m de profondeur - Pieux tarière creuse -
Pieux vissés moulés - Parois berlinoises - Injection
- Parois moulées dans le sol - Tirants d'ancrage -
Micro-pieux Type I et Type II*

**expérimentation en vraie grandeur
de buses métalliques sous haut remblai**

full scale experimentation of metal culverts under high embankment

L. BAUDE

Davum, T.P.*

P. HABIB

Laboratoire de Mécanique des Solides, Ecole Polytechnique**

B. LEGEAY

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées***

N.T. LONG

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées***

M.P. LUONG

Laboratoire de Mécanique des Solides, Ecole Polytechnique**

A. MILLAN

Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes****

Résumé

Le comportement des buses métalliques enterrées sous recouvrement important dépend de l'interaction mécanique entre la structure flexible et le sol environnant sous les conditions de charge subies au cours de leur construction et aussi lorsqu'elles sont en service.

Une expérimentation en vraie grandeur a été effectuée sur trois buses circulaires de 2,50 m de diamètre; l'une est de conception classique, les deux autres comportent soit un, soit deux dispositifs contractables devant permettre de reporter dans le sol environnant une partie des contraintes normalement supportées par l'ouvrage.

Abstract

The behaviour of buried structures in earth embankments is related to the stiffness properties of the composite system comprising both the buried structure and the surrounding soil taken as a basic structural unit responding to loading imposed on the system.

A field experience on corrugated metal culverts equipped with contractable seams has been carried out in order to verify the transfer of load to or away from the buried structure as a result of the difference in stiffness properties of the structure, with its adjacent uncompassing material and the surrounding expanse of soil.

* 28, bd Galliéni, 92390 Villeneuve-la-Garenne.

** 91128 Palaiseau.

*** 58, bd Lefebvre, 75015 Paris.

**** 46, av. Aristide-Briand, 92220 Bagneux.

1. INTRODUCTION

L'étude expérimentale de buses métalliques souples enterrées sur le site de Dourdan, a été entreprise dans le cadre d'une Action Concertée de la Délégation Générale à la Recherche Scientifique et Technique. Le programme portait sur trois cellules d'essai cylindriques qui n'étaient différentes que par la présence ou non, de joints contractables.

L'ouvrage n'a subi que les efforts de poussée des remblais latéraux et le poids du remblai de couverture et n'a été soumis à aucune charge extérieure de service (charge dynamique ou roulante).

Lors de la mise en place des remblais latéraux et du remblai de couverture nous avons mesuré :

- les déplacements verticaux au niveau du terrain naturel et du plan critique, à l'aide de tassomètres L.P.C. ;
- les déplacements horizontaux des buses et remblais latéraux,
- la déformation des joints contractables,
- la déformation des buses en mesurant, par rapport à un repère indépendant de celles-ci, la distance de points appartenant à une même section transversale,
- les contraintes dans le remblai au voisinage des buses à l'aide de capteurs Gloetzl,
- les contraintes dans l'acier par jauges de déformation.

Des essais annexes, tels qu'essais pressiométriques, essais triaxiaux, mesures de poids volumique, ont été effectués pour déterminer les caractéristiques géotechniques ou mécaniques des matériaux de fondation et de remblayage; les caractéristiques mécaniques des tôles ont été déterminées par des essais de traction-compression simple.

Seuls ont été retenus, pour en tirer des conclusions, les résultats des mesures qui ne peuvent faire l'objet d'aucun doute, ni en raison du fonctionnement général de l'appareillage, ni quant à leur niveau par comparaison avec des mesures suivantes ou précédentes ou faites par des appareils de même nature situés au voisinage immédiat.

2. DESCRIPTION DU SITE ET DE L'OUVRAGE

2.1. Sol de fondation

Les sondages ont donné les résultats suivants :

Entre 0 m et - 1,5 m: Sable grisâtre caractérisé par sa pression-limite indiquée par un pressiomètre de Ménard

$$(0,85 \text{ MPa} < p_{\ell} < 0,95 \text{ MPa})$$

et par son module pressiométrique

$$(7,2 \text{ MPa} < E_p < 11 \text{ MPa})$$

De - 1,5 m à - 7 m et plus: Sable fin orangé
($p_{\ell} > 2 \text{ MPa}$ et $E_p > 30 \text{ MPa}$)

2.2. Matériau de remblai

Il s'agit d'un sable fin siliceux, jaunâtre à la teneur en eau naturelle de 5 % environ, et blanchâtre à l'état sec. La granulométrie est uniforme; le diamètre moyen des grains D_{50} est de 0,25 mm. Il y a moins de 2 % de grains inférieurs à 2μ (fig. 1).

SABLE DE DOURDAN

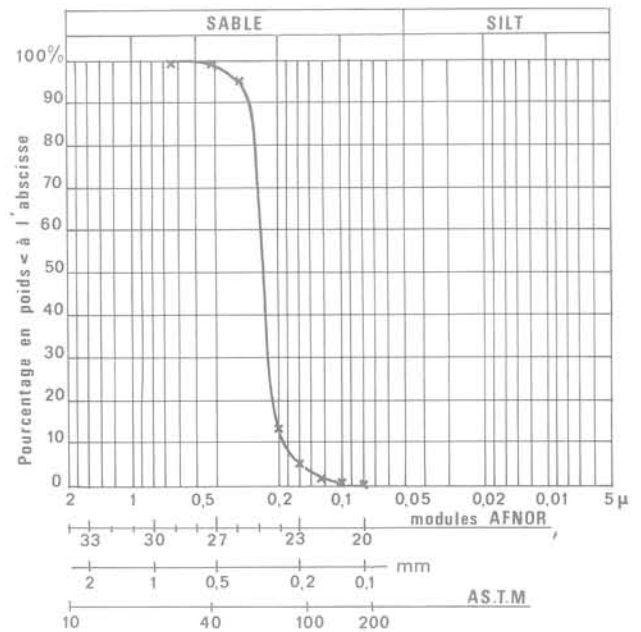


Fig. 1. — Granulométrie du sable de Dourdan.

Un essai de compressibilité effectué sous une contrainte isotrope de 0,3 MPa sur un échantillon de densité sèche 1,42 a donné les valeurs suivantes de la compressibilité volumique :

$$\text{Tangente } K_t = 79,4 \text{ MPa}$$

$$\text{Sécante } K_s = 30,6 \text{ MPa}$$

Avec une valeur $\nu = 0,3$ pour le coefficient de Poisson, on obtient pour le module d'Young, les valeurs :

$$E_t = 166,6 \text{ MPa}$$

$$E_s = 64,3 \text{ MPa}$$

2.3. Buses métalliques

Les essais furent effectués sur trois tronçons courts de buses ARVAL Multijoint de section circulaire, de diamètre 2,5 m et de longueur 7,5 m. L'accès était assuré par un tunnel de service, en l'occurrence une buse ARVAL minijoint de $\varnothing 2 \text{ m}$.

Le tableau I ci-dessous donne la compressibilité du remblai sous charge œdométrique, à différentes densités sèches :

Épaisseur nominale: $e = 2,5$ mm
 Longueur d'onde: $\lambda = 1/6$ m = 166,67 mm
 Profondeur nominale: $2v = 60$ mm

Tableau I

γ_d kN.m ⁻³ Poids volumique à sec	$E_s^{œd}$ MPa Module œdométrique sécant	K_o Coefficient de poussée au repos	ν Coefficient de Poisson	E_s MPa Module d'Young sécant
15,8 (1)	93,8	0,27	0,21	83,30
15,0 (2)	41,9	0,19	0,16	39,35
13,9 (3)	8,0	0,16	0,14	7,64
13,7 (3')	8,8	0,11	0,10	8,60
12,8 (4)	3,75	0,10	0,05	3,68
10,3 (5)	2,83	0,05	0,05	2,82

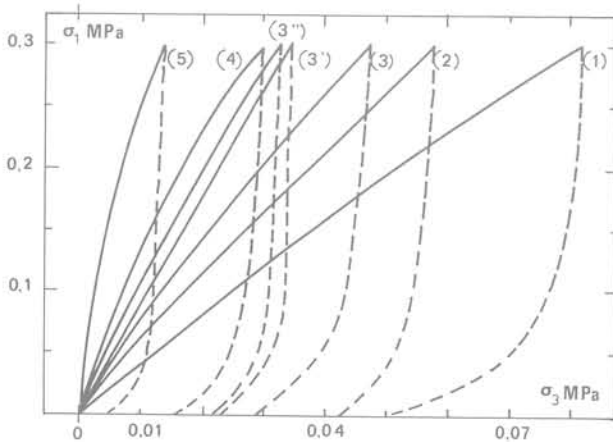


Fig. 2. — Contraintes œdométriques à différentes densités initiales.

— **La cellule courte n°0.** Elle comportait trois anneaux strictement normaux composés de cinq plaques standard Multijoint à huit intervalles (longueur d'arc 1,6) dont chaque ondulation (longueur d'onde 1/6 m ou 166,67 mm et profondeur 60 mm) porte au voisinage de chaque rive ondulée quatre trous pour boulons d'assemblage, positionnés sur l'axe neutre.

— **La cellule courte n°1.** Chacun de ses trois anneaux comportait quatre plaques Multijoint standard correspondant à la description ci-dessus et un dispositif contractable ayant le même encombrement et la même ondulation qu'une plaque standard; ce dispositif était disposé dans l'axe du radier.

— **La cellule courte n°2.** Chacun de ses trois anneaux se composait d'une plaque standard dans l'axe du radier, de deux dispositifs contractables assemblés de part et d'autre de cette plaque et d'un sommet composé de deux plaques standard Multijoint. De cette manière, les dispositifs étaient situés aux extrémités du diamètre horizontal de la cellule, mais de façon dissymétrique par rapport à ce diamètre.

Les caractéristiques principales des ondulations Multijoint sont :

Moment d'inertie: $I = 1,22 \cdot 10^{-6}$ m⁴/m

Module d'inertie: $I/\nu = 4,1 \cdot 10^{-5}$ m³/m

La disposition des cellules d'essai est montrée par la photographie de la figure 3 et précisée sur le plan de la figure 4. La figure 5(a) montre le chantier expérimental une fois les buses remblayées, la figure 5(b) le dispositif de mesure des déplacements horizontaux.



Fig. 3. — Montage des buses avant remblaiement.

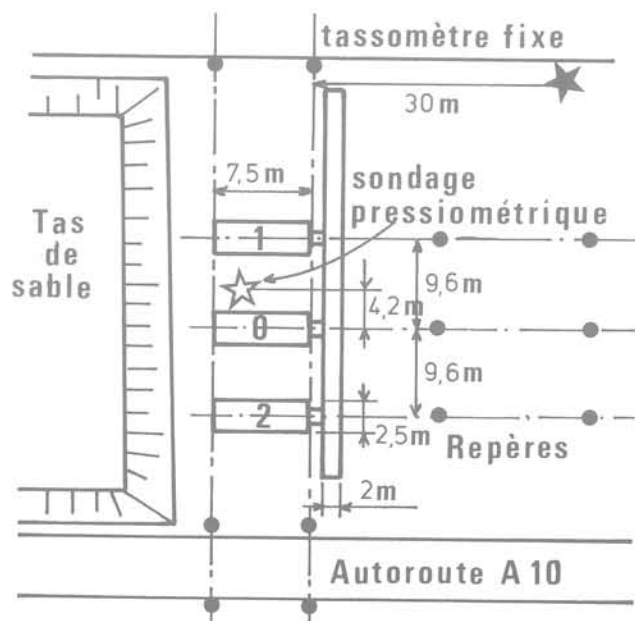


Fig. 4. — Disposition des buses d'essais.



Fig. 5(a). — Remblaiement des buses terminé.

La partie « buse métallique » de la cellule courte d'essai évolue librement sous les charges entre deux voiles métalliques minces, installés verticalement à proximité immédiate de ses deux extrémités (50 mm). Ces voiles sont reliées entre eux et contrebutés par des tubes passant au milieu de la partie « buse », parallèlement à son axe, mais sans aucun contact avec celle-ci, même après déformation transversale.

L'intervalle de 50 mm existant entre les deux voiles et les deux extrémités de la « buse » est muni d'un bourrage destiné à éviter toute introduction de matériau de remblai (tube de néoprène rempli de sable). On pouvait s'attendre à certaines différences de comportement de la partie « buse », par rapport à un ouvrage de section et de composition identiques mais de longueur normale (50 m ou plus) du fait des facteurs suivants :

- Apparition de contraintes tangentielles (sensiblement verticales) dans les régions qui séparent la « tranche verticale de remblai » reposant directement sur les 7,5 m de buse et le reste du remblai qui repose sur le sol de fondation. Ces cisaillements seraient causés par la différence de raideur entre la buse métallique et le remblai avoisinant.
- Apparition dans le remblai de contraintes de frottement et de cisaillement dues à la présence des deux voiles métalliques verticaux (section horizontale d'acier de 300 cm² environ).
- Frottements entre bourrages de néoprène et voiles métalliques de soutènement, dus aux déformations transversales de la buse.

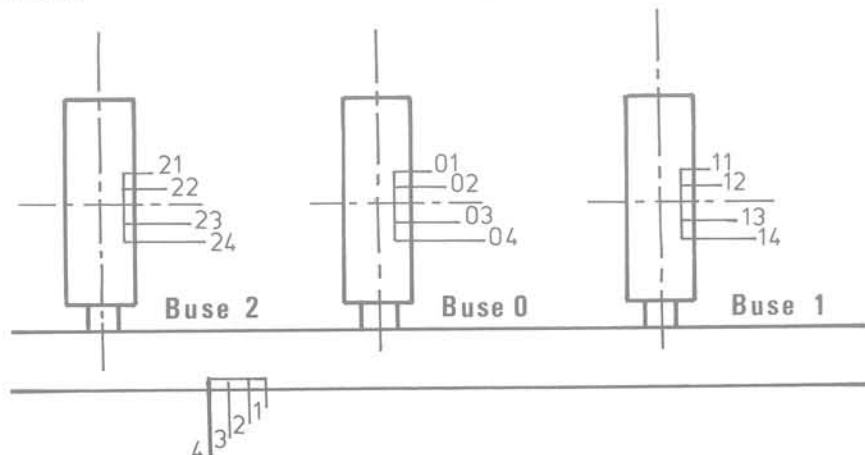


Fig. 6. — Implantation des mesures de déplacements du remblai.



Fig. 5(b). — Mesures de déplacements horizontaux: plot de béton et tube de P.V.C

Remarquons que l'effet du facteur a. ne peut être sensible que s'il existe une forte différence de compressibilité entre la buse et le remblai avoisinant, ce qui serait contraire à l'hypothèse de calcul du fabricant ARVAL et à l'expérience actuellement acquise. Les facteurs b et c peuvent être considérés comme négligeables.

3. PROGRAMME DE MESURE, APPAREILLAGE ET DISPOSITIFS

3.1. Les mouvements verticaux ont été mesurés par des tassomètres du type L.P.C. raccordés à un tableau central situé au dehors, près de l'entrée du tunnel de service.

Le principe en est très simple: les déplacements verticaux du tassomètre engendrent une variation correspondante du niveau de l'eau dans un tube gradué fixé au tableau.

3.2. Les mouvements horizontaux ont été mesurés par des tiges d'acier horizontales coulissant dans une gaine de protection et dont un bout dépasse dans la buse à travers une perforation, tandis que l'autre extrémité est rigidement reliée à un corps mort noyé dans le remblai à une certaine distance de la buse (dalles de béton de 400 × 400 × 50 mm) (fig. 6).

3.3. Les dispositifs contractables sont composés de plaques ondulées analogues aux plaques standard Multijoint (mêmes ondulations et même moyen de cintrage); l'ensemble du dispositif occupe la place d'une plaque standard avant qu'aucune pression ne s'exerce sur la buse; on peut donc incorporer un ou plusieurs de ces dispositifs dans la composition des anneaux d'une buse ARVAL.

Au-delà d'un certain seuil de compression périphérique dans l'anneau, ces dispositifs commencent à glisser et à se raccourcir; ils peuvent ainsi perdre progressivement jusqu'à 24 cm de longueur d'arc. Ce raccourcissement peut être mesuré à lecture directe entre deux repères.

Du fait de ces dispositifs, le périmètre de la cellule n° 1 pouvait se raccourcir de 3% environ, et celui de la cellule n° 2 de 6%.

Le but de ces dispositifs est de rendre la buse plus déformable que le remblai avoisinant et de transférer ainsi une part de ses charges sur le remblai avoisinant (effet de voûte).

Le graphique de la figure 7 donne le déplacement de coulissement en fonction de la force.

3.4. Les déformations transversales se déduisent, par calcul, de trois mesures de distance entre trois points de référence rigidement fixés sur un triangle métallique et vingt cibles rigidement fixées sur l'ondulation centrale de chaque cellule courte; chacune de ces cibles matérialise une position angulaire déterminée, par rapport à l'axe vertical de la buse, comme le montre la figure 8.

3.5. Les contraintes dans le remblai ont été mesurées par des cellules Gloetzl placées aux endroits du remblai illustrés par la figure 9.

3.6. Les contraintes dans le métal ont été mesurées par des jauges de contrainte classiques collées aux ondulations dans trois positions pour chaque section choisie:

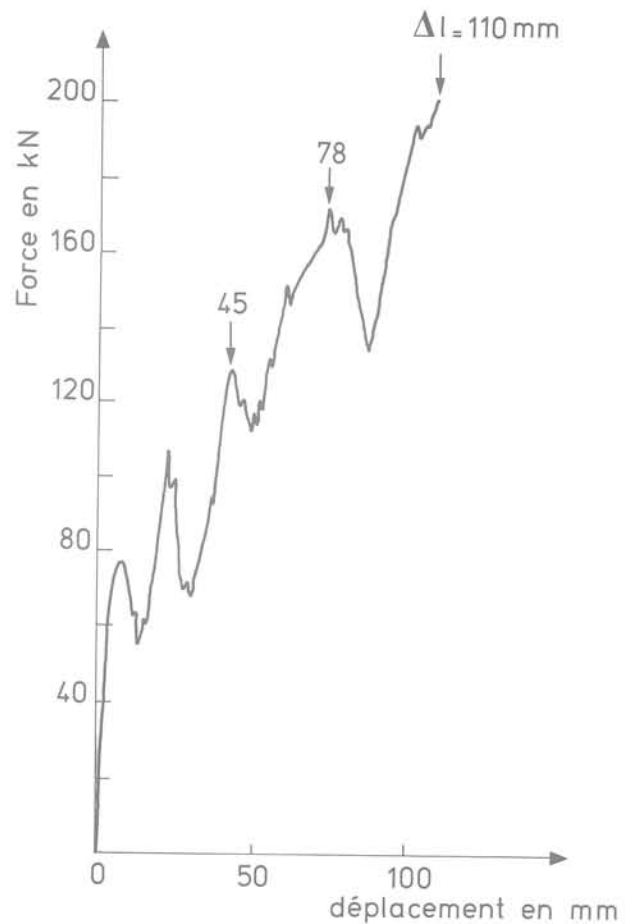


Fig. 7. — Coulissement du joint contractable.

Jauge 1 sur la fibre externe (un creux d'onde vu de l'intérieur).

Jauge 2 sur l'axe neutre de l'ondulation.

Jauge 3 sur la fibre interne (sommets d'onde vu de l'intérieur).

Ce système permet une double mesure de la contrainte normale à la section droite (lecture sur 2 et moyenne des lectures 1 et 3) ainsi qu'un calcul des contraintes de flexion et des moments.

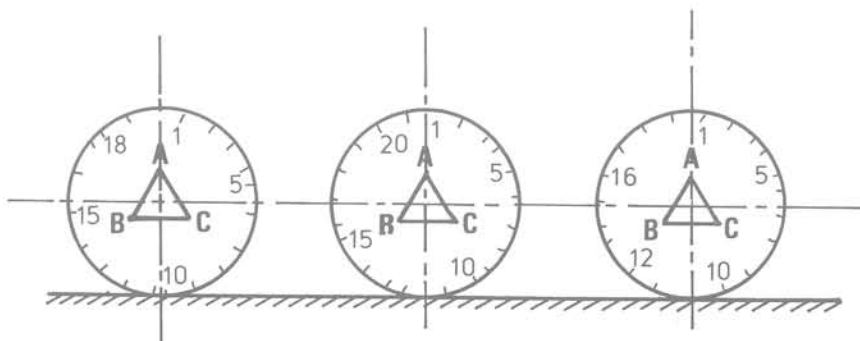


Fig. 8. — Mesures de convergence des buses.

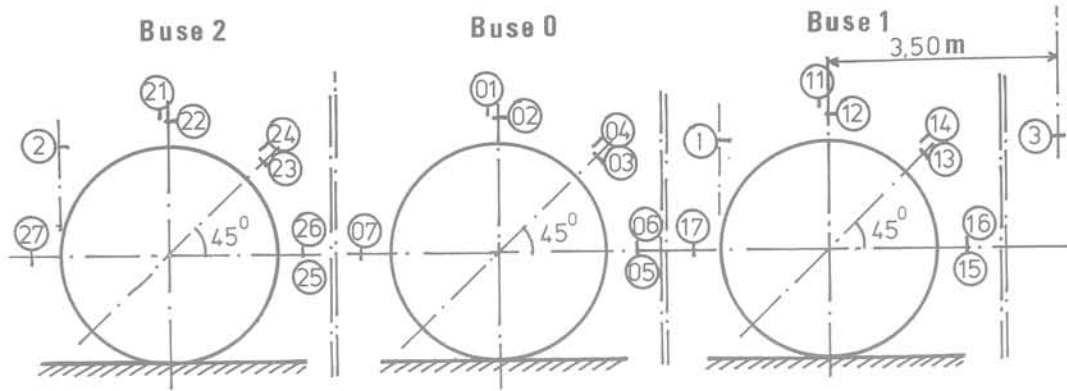


Fig. 9. — Mesure des contraintes dans le remblai : implantation des capteurs.

La position des jauges est indiquée sur la figure 10.

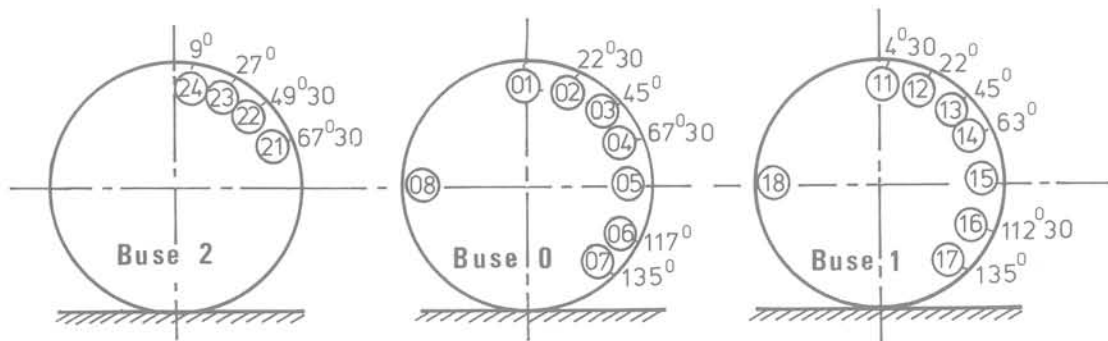


Fig. 10. — Mesures des contraintes dans les buses métalliques.

3.7. Mesures de densité faites à divers stades de la construction ; les chiffres sont donnés dans le tableau II ci-après.

Tableau II

h (m)	γ kN.m ⁻³	γ_d kN.m ⁻³
5,50	15,7	
	17,5	
7,50	15,5	
	17,0	
8,50	17,7	16,4
	17,5	16,3
	17,3	16,0
	18	16,7
	17,1	16,0
	17,0	15,8
10,50	17,9	16,3
	16,0	14,8
	17,8	16,4
13,50	16,3	15,1
	16,4	15,3

4. RÉSULTATS DES MESURES

4.1. **Mouvements verticaux.** Les sommets des buses se sont d'abord déplacés vers le haut pendant les premières phases de construction du remblai (de 0 m à 2,5 m depuis le niveau de la fondation) : la valeur maximale de ce déplacement a été de l'ordre de 10 mm.

Au cours de l'apport de matériaux au-dessus des sommets, ces mouvements se sont inversés, les sommets ont repris leur position initiale puis ont continué à descendre : l'amplitude maximale, de l'ordre de 40 mm, fut atteinte pour le maximum de couverture de 15 m.

Le tassement des radiers et du terrain naturel de fondation fut de l'ordre de 16 mm.

4.2. **Mouvements horizontaux.** Les résultats des mesures sont assez dispersées et n'ont pas été retenus pour l'interprétation.

Ils sont d'ailleurs de très faible amplitude et partiellement masqués par les mouvements erratiques des corps morts sous la circulation des engins; le degré de précision du dispositif est insuffisant pour qu'on puisse en tirer d'autres conclusions.

4.3. Rétrécissements des dispositifs contractables. Ils ne se sont pas produits bien que les sollicitations de compression aient dépassé le seuil

(mesuré en laboratoire, voir figure 7) à partir duquel auraient dû se produire les glissements.

4.4. Déformations transversales. Les valeurs calculées à partir des mesures de convergences ont permis de tracer avec précision les déformées reproduites dans les figures 11a, b, c, d avec des formes d'autant plus inhabituelles que les mouvements ont été amplifiés vingt fois.

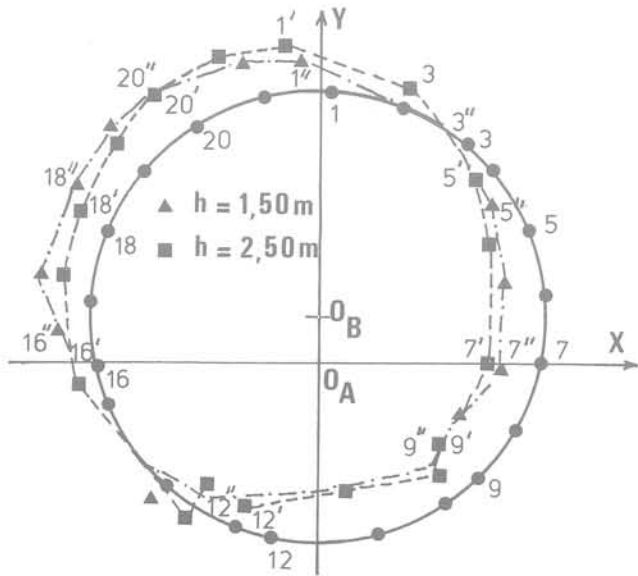


Fig. 11a. — Déformée de la buse 0 au cours du remblayage.

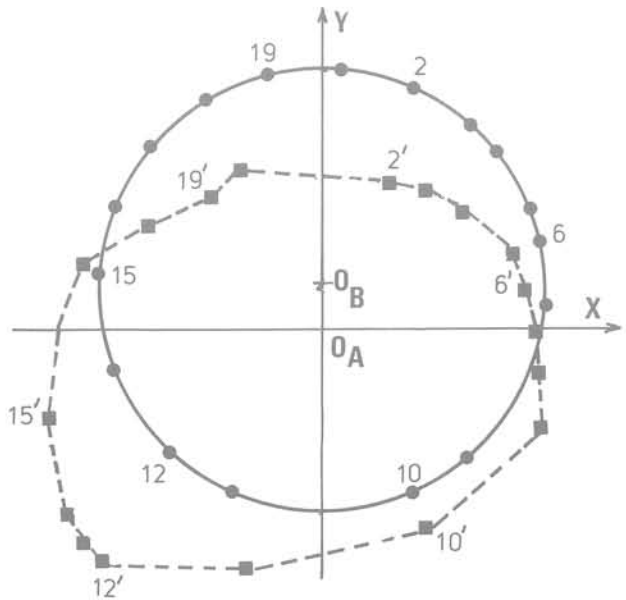


Fig. 11c. — Déformée de la buse 1 sous 15 m de couverture.

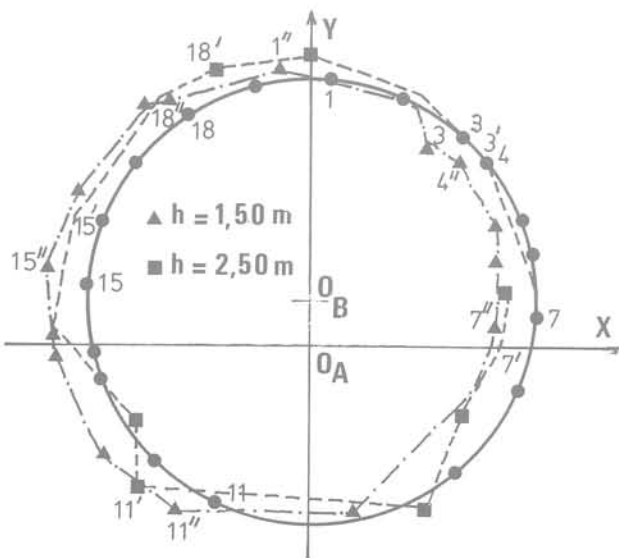


Fig. 11b. — Déformée de la buse 1 au cours du remblayage.

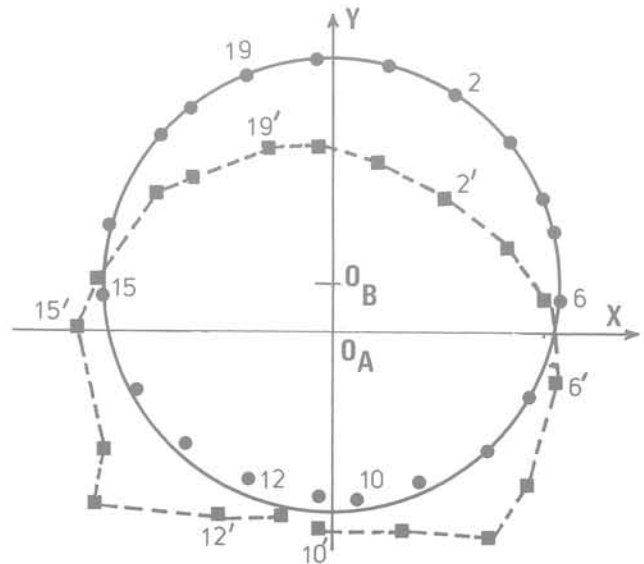


Fig. 11d. — Déformée de la buse 2 sous 15 m de couverture.

Remarquons que la plupart des chiffres sont recoupés puisqu'il suffisait (théoriquement) de deux points de référence et qu'on en a mis trois en œuvre; deux calculs ont donc pu être faits pour la plupart des points et les coordonnées X et Y des cibles sont donc très précises. Les raccourcissements nets des diamètres verticaux sont de l'ordre de 18 mm pour la hauteur de couverture maximale (15 m) et les allongements des diamètres horizontaux sont du même ordre de grandeur.

4.5. Contraintes dans le remblai. Les chiffres fournis par les mesures ne correspondent ni au poids des terres ni aux indications des jauges de contrainte dans le métal. On se bornera donc à constater que les variations des pressions mesurées correspondent à celles de la hauteur de couverture, corrigée d'un coefficient dû à la forme en pyramide trapézoïdale du tas qui varie au cours de la construction.

Les résultats des mesures horizontales montrent un état de contrainte intermédiaire entre poussée et butée; le rapport $K_0 = \sigma_H/\sigma_V$ décroît à mesure qu'augmente la hauteur de couverture.

4.6. Contraintes dans le métal. Pour une hauteur de couverture donnée, la contrainte de compression varie assez peu sur le périmètre de la buse. Le niveau de contraintes mesuré est significativement plus élevé que les chiffres résultant de la théorie de l'anneau comprimé de WHITE et LAYER [1] alors que la forme pyramidale du tas pouvait porter à corriger ces chiffres en baisse.

Les contraintes dues à la flexion sont souvent significativement plus élevées que les contraintes normales mesurées sur l'axe neutre des mêmes sections. Des dépassements de limite élastique se sont produits en flexion dans les zones des radiers.

Les diagrammes polaires de flexion mettent en évidence huit points de moment nul (quatre zones en flexion positive où la courbure s'accroît et quatre zones en flexion négative avec perte de courbure). Pendant la phase de remblaiement, depuis 0 jusqu'à plus de 2,5 m, on ne relève que six points de moment nul.

5. RÉSULTAT NUMÉRIQUES

La méthode des éléments finis offre ici un outil puissant et souple pour analyser numériquement l'interaction entre la structure flexible placée dans un remblai déformable. En effet, les charges imposées sur l'ouvrage dépendent de la déformabilité relative de la structure et du sol, car les actions du sol sur la structure produisent des déplacements qui, à leur tour, déterminent les sollicitations.

Cette méthode permet de tenir compte des zones de caractéristiques mécaniques différentes, de simuler les séquences réelles des opérations de construction et

d'obtenir une image plus complète des performances (contraintes et déformées) de la structure en cours de sa construction, aussi bien qu'après lorsqu'elle est en service.

La précision du calcul sera examinée en comparant les déformées calculées et observées, ce qui permet de connaître, avec toute confiance, les contraintes dans la structure et dans le massif de sol.

La rigidité globale R de l'ensemble sol-structure résulte de rigidités partielles du sol R_s , de la structure R_b et de l'interface R_i :

$$R = R_s + R_b + R_i$$

Si le comportement de la structure est supposé élastique linéaire, le terme R_b est constant. La discrétisation en éléments finis peut soit être la même pour la structure et pour le sol, soit consister en élément poutre.

Le contact sol-structure peut être modélisé de deux façons extrêmes:

- i. l'interface est parfaitement lisse,
- ii. l'interface est parfaitement rugueuse.

Si il n'y a pas décollement du sol et de la paroi de la structure, le déplacement relatif de deux points de l'interface — l'un appartenant au sol, l'autre à la structure — est donc toujours tangent à la structure.

L'influence de la nature de l'interface est donnée sur la figure 12 où on peut remarquer que l'interface lisse uniformise l'effort normal sur tout le périmètre et que l'interface rugueuse entraîne une diminution de cet effet en clé de la structure et un accroissement à mi-hauteur.

Les sols de remblai sont supposés avoir un comportement élastique linéaire.

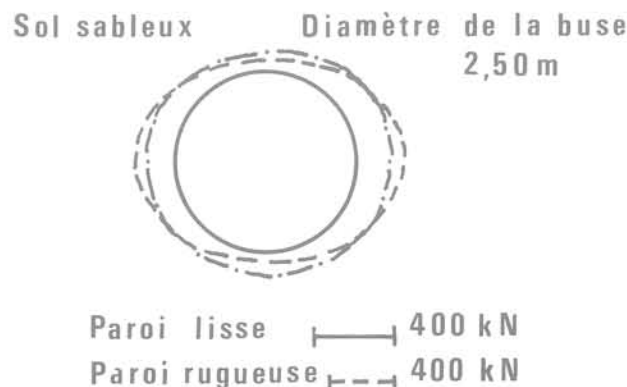


Fig. 12. — Influence de l'interface sol-structure sur l'effort normal dans la buse enterrée.

Les figures 13a et 13b montrent les contours des contraintes horizontales σ_{xx} et verticales σ_{yy} dans le massif de remblai au-dessus de l'assise rigide délimitant la zone de concentration de contrainte autour de la buse.

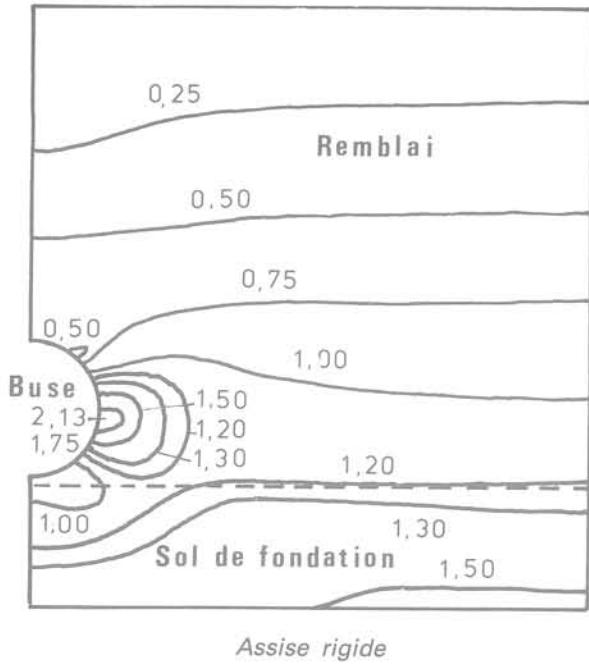


Fig. 13a. — Contours des contraintes σ_{xx} dans le massif de sol (10^5 Pa).

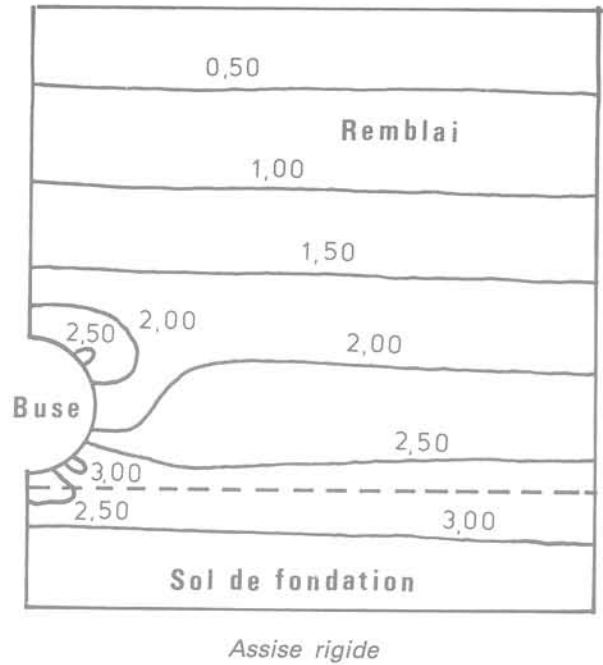


Fig. 13b. — Contours des contraintes verticales σ_{yy} dans le massif de sol (10^5 Pa).

Le sable de Dourdan s'est révélé un bon sol de remblai, voire trop bon pour notre programme expérimental. Il a été nécessaire de chiffrer à l'avance les paramètres à mesurer en fonction du module de déformabilité du remblai technique.

La figure 14 compare les contraintes maximales calculées dans la buse munie d'un dispositif rétractable et dans la buse ordinaire sans joint pour différentes compressibilités du remblai technique.

La figure 15 montre la déformée verticale des buses munies de joint coulissant et sans joint en fonction de la compressibilité du massif de remblai technique.

La figure 16 donne la variation du glissement du joint rétractable supposé linéaire avec la charge supportée par la buse en fonction du module E_t de déformabilité du remblai technique.

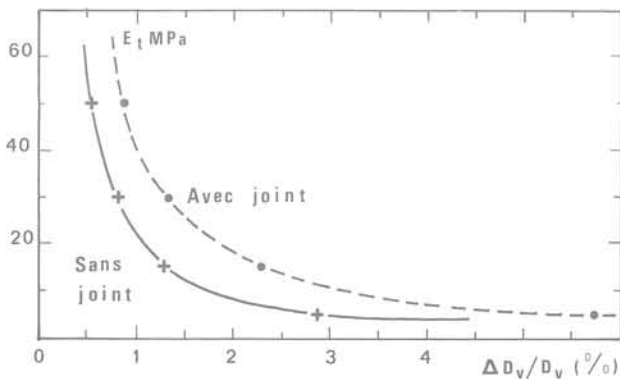


Fig. 14. — Contraintes dans la buse en fonction de la compressibilité du remblai technique.

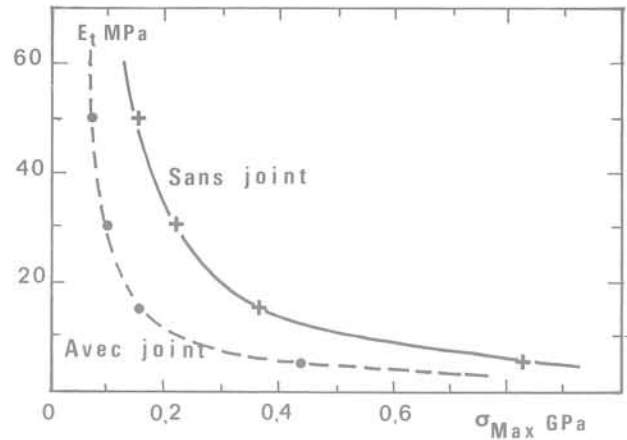


Fig. 15. — Déformée verticale de la buse en fonction de la compressibilité du remblai technique.

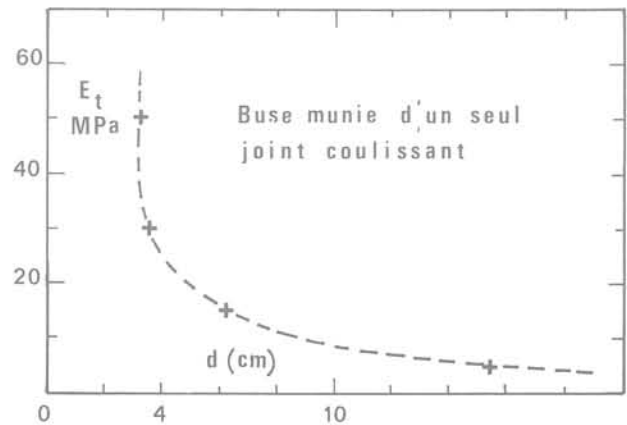


Fig. 16. — Glissement du joint en fonction de la compressibilité du remblai technique.

Un calcul numérique du comportement d'une buse métallique placée dans le remblai du site expérimental à la fin du programme d'essai D.G.R.S.T. pour une hauteur de recouvrement de 15 m au-dessus de la clé de la buse, a donné les résultats suivants :

- l'effort normal N varie de 141,4 kN/m en clé à 441,4 kN/m au piedroit;
- le moment fléchissant M est important au plancher et au piedroit avec une valeur maximale de - 2,291 kN.m un peu plus faible que les valeurs expérimentales obtenues de l'ordre de 4 kN.m;
- les contraintes σ_{xx} exercent une valeur maximale de 278 kPa sur le piedroit de la buse;
- les contraintes σ_{yy} varient de 196,7 kPa à 404,2 kPa;
- les contraintes σ_{xy} s'échelonnent de 97,8 kPa à 148 kPa;
- l'ovalisation verticale est 0,35 % pour un aplatissement de 0,92 %. Ces valeurs semblent en accord avec les mesures relevées au chantier;
- le tassement superficiel est de l'ordre de 3,4 mm maximum.

Ce calcul numérique relativement simple utilisant une loi de comportement élastique a permis de retrouver l'ordre de grandeur des valeurs mesurées sur chantier. Il s'est ainsi révélé indispensable pour le dimensionnement des ouvrages réels.

6. COMMENTAIRES

6.1. Précontrainte négative

Comparativement à l'ensemble des ouvrages flexibles en tôle ondulée actuellement offerts sur le marché, les buses mises à l'essai se situent parmi les ouvrages de raideur élevée dans leur section transversale mais sans excès; la limite au-dessous de laquelle on peut hésiter à classer un ouvrage comme « flexible » n'est pas très éloignée. On constate cependant que la poussée du remblai latéral a suffi à déformer cet ouvrage négativement, de 0,4 % environ, et à introduire dans sa paroi des moments et contraintes négatifs importants qui se soustrairont ultérieurement des moments et contraintes positifs résultant de l'application des charges; dans le cas présent, la diminution serait de l'ordre de 25 à 30 %. Autrefois, cet effet était artificiellement accentué soit en étayant le sommet, soit en exerçant des tractions sur les flancs, au niveau du diamètre horizontal.

Aucun calcul courant ne prend en compte cet élément d'autant plus favorable que la poussée des terres est élevée pendant la phase de construction des remblais techniques.

Rappelons qu'en l'occurrence, la poussée sur les buses de Dourdan n'a pu être que faible, tant en raison de la nature du matériau, que de l'absence de tout travail en compactage.

6.2. Mouvements horizontaux

On constate qu'il est difficile de mesurer les mouvements horizontaux différentiels qui peuvent se produire dans la zone voisine du flanc d'une buse flexible, pour trois raisons :

- faible amplitude des mouvements,
- difficulté de repérage des points à suivre,
- absence de point fixe de référence.

6.3. Joints contractables

Ces dispositifs auraient dû commencer à fonctionner pour un effet normal de compression périphérique $N = 200$ kN/m. Selon le calcul par la méthode de l'anneau comprimé, cet effort correspondrait à une hauteur de remblai de l'ordre de 10 m, que l'on pourrait corriger à 14 ou 15 m en raison de la forme pyramidale du tas. Selon les mesures de contraintes, cet effort a été atteint pour une hauteur de couverture de l'ordre de 9,5 à 10,5 m; il a été ultérieurement dépassé de 60 à 70 %.

On peut citer les causes probables et non exhaustives de cette absence de fonctionnement l'altération des surfaces au cours des six mois d'arrêt du chantier lorsque la couverture n'était que de 8 m et l'existence d'une courbure accentuée ($R = 1,25$ m) alors que l'essai en laboratoire avait été fait sur éprouvette droite.

Quoi qu'il en soit, les moyens ont manqué pour déclencher le fonctionnement des dispositifs contractables et pour vérifier ainsi le report de charges mis en évidence par le calcul aux éléments finis.

6.4. Déformations transversales

Selon les relevés et les calculs subséquents, la déformation finale de la buse n°0 est de - 18 mm, à laquelle il convient d'ajouter quelques 5 mm de déformation négative.

Le raccourcissement total du diamètre vertical à partir d'une hauteur de couverture nulle jusqu'à la couverture maximale de 15 m est donc :

$$- 5 \text{ mm} - 18 \text{ mm} = - 23 \text{ mm}.$$

C'est ce chiffre qu'il convient de rapprocher des résultats des différents calculs tendant à prédire un taux d'aplatissement.

Selon l'hypothèse du calcul ARVAL, la déformation de la buse est égale ou voisine du tassement du remblai technique ou latéral au niveau de la clé; le calcul tel quel ne pouvait s'appliquer à cet ouvrage expérimental car il aurait indiqué un module élastique nettement plus élevé que celui du remblai de Dourdan. Rappelons que celui-ci a été construit *exprès*, sans aucun compactage, en raison de la grande raideur naturelle du matériau utilisé, afin de porter le taux de déformation de la buse à un niveau suffisant pour une étude commode des phénomènes. En appliquant cette hypothèse pour 15 m de couverture, nous avons :

$$\lambda.H = 17 \times 15 = 255 \text{ kPa}$$

Après une correction pour forme pyramidale, on obtiendrait :

$$\sigma = 142,5 \text{ kPa}$$

Le modèle élastique étant $E_s = 14 \text{ MPa}$ on obtient :

$$\varepsilon = \frac{\Delta\phi}{\phi} = \frac{142,5}{14\,000} = 0,0102 \text{ (ou } 1,02\% \text{)}$$

$$\Delta\phi = 0,0101 \times 2,5 = 0,0255 \text{ m (ou } 26 \text{ mm env.)}$$

D'après l'hypothèse ARVAL, on trouverait donc une déformation légèrement supérieure à la déformation réellement mesurée sur la buse n° 0. En d'autres termes, celle-ci serait légèrement plus raide que le remblai avoisinant.

6.5. Contraintes dans le remblai

L'allure des courbes montre que l'accroissement de contrainte commence par suivre celui du produit $\gamma.H$; en d'autres termes, la totalité du poids des terres installées au-dessus de la buse commence par reposer sur celle-ci.

A partir d'une certaine hauteur de couverture (ici 3 m environ) la pression mesurée devient plus faible que le produit $\gamma.H$ et cet affaiblissement augmente avec la hauteur de couverture.

Rapprochant ce phénomène de l'évolution de la forme du tas qui est d'abord trapézoïdale, puis de plus en plus pyramidale, on peut en déduire que l'existence de talus à proximité des buses exige une correction de la pression par rapport au produit $\gamma.H$ couramment utilisé dans les calculs. Dans le cas général, les buses se trouvent installées sous deux talus reliés par une plate-forme plus ou moins large selon l'importance de la voie: dans le cas de Dourdan, il faut tenir compte de deux autres talus qui donnent au tas la forme d'une pyramide tronquée, ce qui expliquerait la faiblesse relative des mesures de pression.

Cet effet justifie la pratique qui consiste, dans certains cas d'ouvrages de grande longueur, à calculer des épaisseurs qui vont en décroissant depuis le centre de la buse (au droit de la plate-forme) jusqu'aux extrémités qui peuvent être considérées comme non — ou peu — chargées à la clé. Cet effet explique également pourquoi, dans certains calculs, un coefficient atténuateur relié à la hauteur de couverture est introduit; toutefois, il conviendrait alors de tenir compte de la largeur de la plate-forme, le centre de la buse étant d'autant plus chargé qu'il est plus éloigné des talus.

6.6. Contraintes dans le métal

La faible variation des valeurs de la contrainte normale à la section droite, sur la périphérie des buses, pour une hauteur de couverture donnée, justifie substantiellement la théorie de White-Layer dite « de l'anneau comprimé » [1].

Les variations relevées peuvent provenir d'une part de la raideur propre de la buse (ici la raideur est forte sans excès) et, d'autre part, des frottements du remblai sur la buse. Le premier facteur n'expliquerait qu'une faible différence, vu la faible déformation maximale des ouvrages; au contraire, le second facteur pourrait expliquer l'accroissement constant (de 87 à 135 MPa) des contraintes σ_N dans la buse 0 et celui (de 102 à 142 MPa) des contraintes σ_N dans la buse 1; l'influence des frottements serait, dans ce cas, de l'ordre de 40 à 50% des contraintes normales minimales.

Si on choisit comme valeur σ_N le résultat de la mesure faite à la clé, on obtient respectivement 87, 102 et 129 MPa pour les buses n° 0, 1 et 2. Calculons pour la buse n° 0 de construction normale :

— la section unitaire de métal pour un coefficient de développement de 1,27 et pour une épaisseur de 2,5 mm :

$$S_u = 1,27 \times 0,0025 = 0,003175 \text{ m}^2/\text{m}$$

— l'effort normal périphérique unitaire :

$$N_u = 0,003175 \times 87 \times 10^6 = 276,225 \text{ kN/m}$$

— la pression au sommet par le quotient N/R :

$$P_s = \frac{276,225}{1,25} = 220,98 \text{ kPa/m}^2$$

— et enfin la hauteur non corrigée de couverture P_s/γ :

$$H_{nc} = \frac{220,98}{17} = 13 \text{ m}$$

En effectuant la même correction qu'au paragraphe D précédent pour la forme pyramidale du tas, on obtiendrait une hauteur corrigée de :

$$H_c = 13 \times \frac{255}{142,5} = 23 \text{ m de couverture.}$$

On en déduit que non seulement les contraintes normales sont significativement plus élevées que celles calculées par la méthode de l'anneau comprimé, mais qu'en outre, elle s'accroissent de l'effet des frottements du remblai sur la buse.

Celle-ci serait donc effectivement une inclusion un peu plus raide dans le remblai.

6.7. Contraintes de flexion

Le désir de maintenir à un niveau suffisamment bas le module élastique du remblai latéral avait conduit à déverser celui-ci du haut du chargeur (3 m) sans jamais faire circuler celui-ci à proximité immédiate de la buse. Cette mise en œuvre avait eu pour résultat un assez médiocre remplissage de l'espace compris entre la fondation et la partie basse de la buse, notamment sous le radier.

Ce défaut est assez courant sur les chantiers et la manière la plus sûre de l'éviter est de construire la

buse sur une fondation légèrement creuse, profilée pour épouser la partie basse de la buse et appelée «fondation en berceau». Il fut décidé de ne pas recourir à cette technique pour les buses expérimentées à Dourdan.

Les conséquences de ce défaut de remplissage furent l'apparition de quatre points supplémentaires de moment nul et un bouleversement considérable du diagramme de flexions par rapport au diagramme théorique à quatre points. Malgré ce fractionnement, amorce d'un flambement de degré plus élevé que la normale, les contraintes dues à la flexion dépassent couramment 50 % de σ_N en partie haute et moyenne; en partie basse, des dépassements de limite élastique se produisent et les contraintes de flexion y sont donc nettement prédominantes.

7. CONCLUSIONS

— Les buses métalliques mises à l'essai, bien que sous-dimensionnées en épaisseur, 2,5 mm au lieu de 4 mm selon la réglementation actuellement en vigueur [3] et bien qu'installées dans un remblai également sous-dimensionné au plan de la raideur, se sont parfaitement comportées sous une charge relativement forte.

On peut en déduire que les méthodes de dimensionnement en vigueur sont très prudentes [4]. Elles ne prennent notamment pas en compte la précontrainte négative due à l'installation dans les remblais techniques.

— Les buses métalliques mises à l'essai ont subi des plastifications partielles au niveau du radier et dans les parties latérales basses, qui n'ont pas affecté leur comportement. On peut en déduire que la sécurité est très suffisante lorsqu'on dépasse la limite d'élasticité du métal.

— Les mesures des déformations et des contraintes confirment les résultats numériques des calculs par éléments finis, à savoir que la buse métallique, tant qu'elle reste peu déformée, constitue une inclusion raide dans son remblai.

— Les mesures de contraintes de compression montrent que la valeur de σ_N varie peu le long de la périphérie des buses mises à l'essai, ce qui valide la pertinence de la théorie dite «de l'anneau comprimé».

— Toutefois, si l'on tient compte des frottements du remblai sur la buse et éventuellement d'un effet de voûte «à l'envers» longitudinal (dû au fait que les tronçons expérimentaux avaient une longueur limitée), cette théorie mériterait d'être perfectionnée. En outre, un calcul simple de la déformation tolérable au plan de la flexion permettrait de définir le module élastique E' du remblai technique.

— Les déformations des buses d'essai ont montré la pertinence de l'hypothèse ARVAL liant le taux d'aplatissement de la buse au taux de tassement du remblai technique.

Si cette hypothèse se trouvait définitivement confirmée pour les déformations faibles (1 à 2 %), on aurait ainsi un moyen simple de calcul.

— Les mesures de contrainte en fibre extrême ont montré l'importance relative de la flexion par rapport au niveau de σ_N , même pour des taux de déformation très faibles, inférieurs à 1 %.

Peu de chercheurs se sont penchés sur le phénomène le plus simple, c'est-à-dire la flexion qui se manifeste au cours des premiers stades de déformation que l'on analyse par le calcul aux éléments finis et dont l'effet entraîne couramment des fissurations, des ruptures de joints et même, le cas échéant, l'effondrement d'un ouvrage. L'accent a été mis très souvent sur le phénomène de flambement car il est plus accessible au calcul explicite. Le phénomène de flambement ne se produit cependant que dans des conditions extrêmes: ouvrage très flexible, très grands rayons de courbure, etc.

— Le chantier expérimental de Dourdan illustre l'intérêt des fondations profilées en berceau et souligne les conséquences d'une installation sur fondation plate et du mauvais remplissage sous les reins de la buse, qui en est généralement la conséquence.

Remerciements

Les auteurs remercient M. PRUDHOMME, les collaborateurs de la Société Cofiroute de leur soutien à la réalisation de cette expérimentation inédite, MM. BIGOT, DEPRESLE, SMIRR du Laboratoire de l'Est Parisien (Centre de Melun), JUBLIN du Laboratoire Central de leur participation.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] WHITE, H.L.; LAYER, J.P. (1960). — *The Corrugated Metal Conduit as a Compression Ring*. Proc. Highway Research Board, vol. 39, p. 389-397.
- [2] LUONG, M.P. (1981). — *Comportement mécanique des ouvrages placés dans les remblais*. Actes Séminaire «Interactions Sol-Structure», C.I.S.C.O., St-Rémy-les-Chevreuse, juin 1981.
- [3] L.C.P.C.-S.E.T.R.A., (1981). — *Buses métalliques - Recommandations et règles de l'Art*. Direction des Routes et de la Circulation Routière, Paris.
- [4] A.I.S.I., (1971). — *Handbook of Steel Drainage and Highway Construction Products*. 2^e édition.

le soutènement liquide une recherche appliquée pour le bouclier à pression de boue du Métro de Lyon

(Conférence à l'E.N.T.P.E le 14 janvier 1984)

C. BOUYAT

Dr. Ingénieur — S.E.M.A.LY.*

M. MOHKAM

Dr. Ingénieur — Chercheur E.N.T.P.E.**

J.P. MORCRETTE

Directeur du chantier D.T.P.***

Résumé

Les auteurs présentent les études menées dans les laboratoires de l'E.N.T.P.E. sur le soutènement liquide apporté par une boue fluide. Ils présentent les matériels qu'ils ont conçus pour l'étude de la formation du cake dans les terrains sablo-graveleux de forte perméabilité. Leur analyse scientifique débouche sur l'interprétation des gradients de pression dans l'épaisseur du cake et leurs résultats sont d'ordre pratique.

La discussion qui a suivi la conférence apporte de nombreuses précisions sur le tunnelier mis en œuvre à Lyon.

Abstract

The authors present the research on liquid support of a fluid slurry, carried out at the laboratory of the National School for Public Works. The paper includes a description of the apparatus that they have designed for the study of the mud cake formation in sandy-gravel grounds with high permeability.

It results from the research that the best explanatory method of the liquid support relies in the interpretation of the pressure gradient throughout the mud cake. Results are directly applicable to the actual worksite.

The discussion following the lecture gives insights on the practical operation of the slurry shield tunneling machine in Lyon.

1. INTRODUCTION

Pour la construction des ouvrages de la ligne D du Métro de Lyon, la S.E.M.A.LY. a retenu la technique du bouclier à pression de boue pour réaliser le tronçon central qui comprend les traversées sous fluviales du

Rhône et de la Saône, et le passage en sous œuvre de la station Bellecour ligne A.

* S.E.M.A.LY.: Société d'Economie Mixte du Métropolitain de l'Agglomération Lyonnaise (69625 Villeurbanne).

** E.N.T.P.E.: Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat (69120 Vaulx-en-Velin).

*** Pilote Dragages & Travaux Publics (92806 Puteaux).

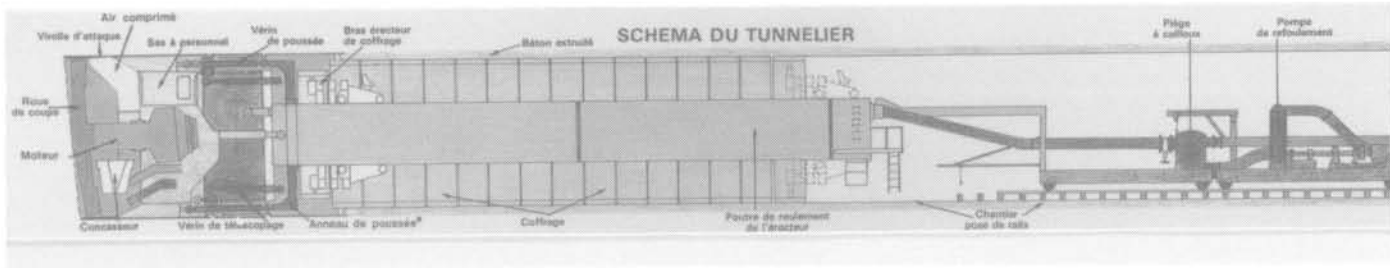


Fig. 2. — Coupe longitudinale du

De nombreuses publications ont déjà eu lieu à propos de ces travaux (en particulier: Annales I.T.B.T.P. — décembre 1983, Chantiers de France — octobre et novembre 1984) et nous n'y reviendrons que pour rappeler qu'il s'agit d'un ouvrage à deux tubes de 6,50 m de diamètre et de deux fois 1 250 m de longueur (fig. 1), excavé au moyen d'un bouclier à pression de boue (fig. 2) mis en œuvre par le Groupement d'Entreprises DRAGAGES TRAVAUX PUBLICS — CAMPENON BERNARD - HOCHTIEF - COLAS. Le revêtement du tunnel est constitué d'un anneau de béton renforcé de fibres métalliques coulé, sous pression à l'arrière du bouclier.

C'est la première fois que ce type de bouclier est mis en œuvre en France et l'on peut dire que c'est aussi la première fois au monde qu'il l'est dans des terrains aquifères aussi grossiers sur l'ensemble du tracé (fig. 3). Il était opportun de profiter de ce chantier pour mener de nombreuses investigations pour acquérir le savoir-faire et être capable d'améliorer les conditions techniques et économiques.

C'est ainsi qu'un programme en quatre thèmes a été lancé par le Groupement d'Entreprises, le C.E.T.U., le C.E.T.E., l'E.N.T.P.E. et la S.E.M.A.L.Y., avec les aides financières du Ministère de la Recherche et de la

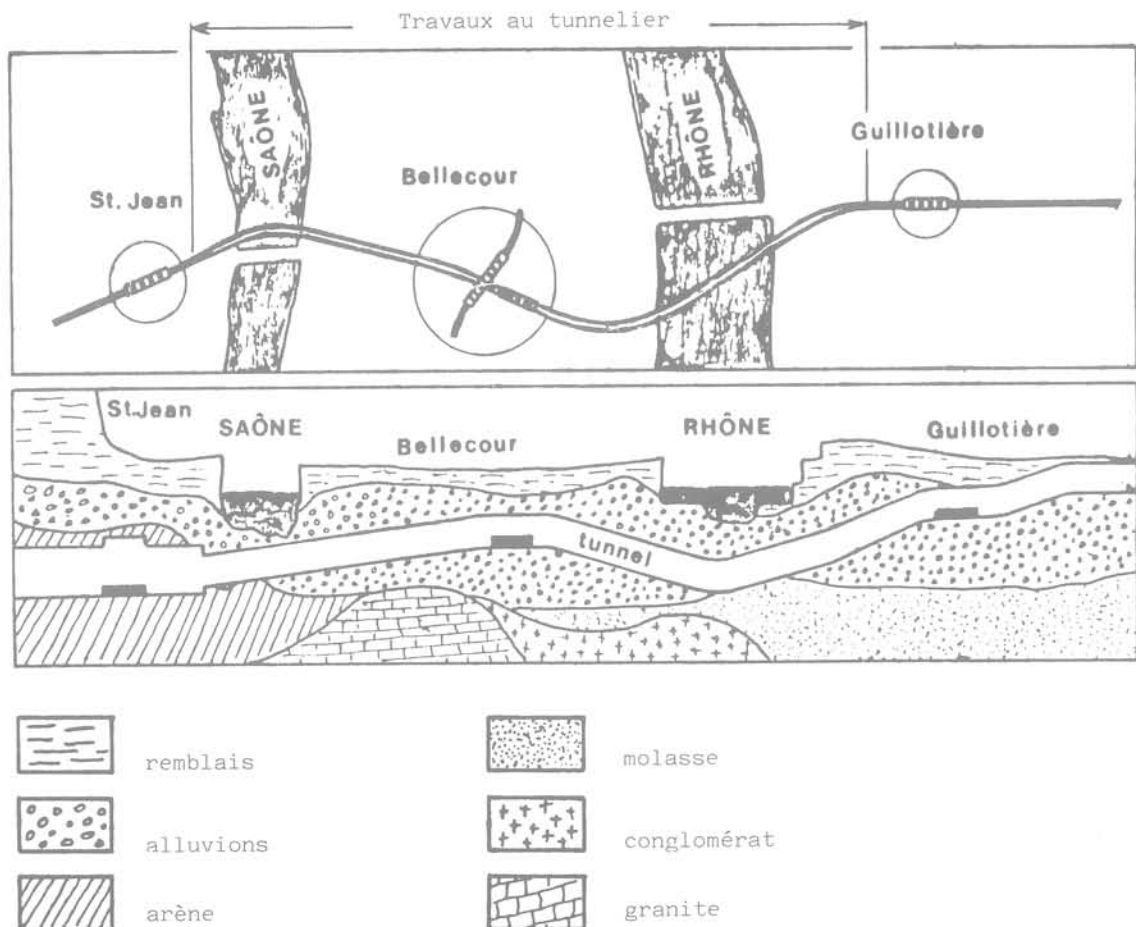
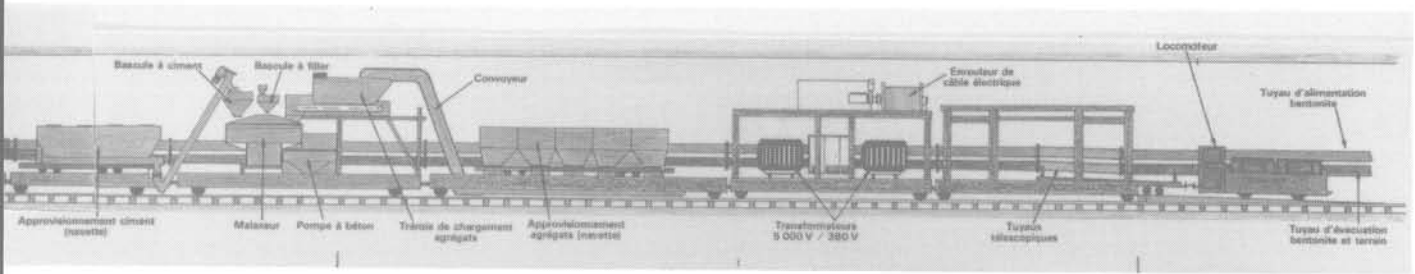


Fig. 1. — Plan et profil du tronçon central ligne D.



tunnelier et de ses accessoires.

Technologie et du Ministère de l'Urbanisme du Logement et des Transports.

Thème 1: Le soutènement liquide

Il s'agit de bien comprendre le processus de formation du cake pour être capable de choisir les propriétés de la boue en fonction des terrains à traverser, avec le plus de sécurité et le moins de dépenses.

Un appareil de simulation en laboratoire a été spécialement conçu pour cette étude.

Thème 2: Le marinage hydraulique

Toutes les formules de dimensionnement des installations ayant été pratiquement établies pour des suspensions monogranulaires fines transportées dans l'eau, il y a tout lieu de penser que le marinage en suspension dans la boue, fluide binghamien, offre des possibilités d'économies sur les dépenses d'installations et de fonctionnement.

Thème 3: Les revêtements de tunnels en béton renforcé de fibres

Les études qui ont été menées jusqu'à présent sur les bétons de fibres ne couvrent pas le béton extrêmement fluidifié, que l'on met ici en œuvre par pompage sous pression en queue de bouclier.

Son utilisation pour les revêtements définitifs de tunnels est une perspective des plus intéressantes qui passe par la connaissance de son comportement mécanique à court et long termes, mais aussi par la maîtrise de ses qualités sur la chantier.

Thème 4: Mesure in situ et calculs

Le thème comprend deux volets: les répercussions sur l'environnement et le dimensionnement du revêtement.

En pressurant le front de taille par la boue et en rendant les progressions du front de taille et du bétonnage indépendantes l'une de l'autre, les deux facteurs de tassements prépondérants ont été en principe supprimés. En fait, rien n'est sûr car si le soutènement liquide est «à contrainte imposée», il ne répond pas forcément à l'anisotropie et à l'hétérogénéité des poussées du sol, et sur quelle base choisir la contrainte à imposer.

Par ailleurs, les diverses méthodes de calcul des soutènements et revêtements de tunnels reposent sur des hypothèses notablement différentes où se mêlent l'état du sol, les interactions et performances relatives sol/structure, le procédé de creusement, etc. à deux ou trois dimensions. Les observations et mesures in situ qui seront faites auront notamment pour objectif de déterminer le mode de calcul le mieux adapté à ces structures en terrain alluvionnaire.

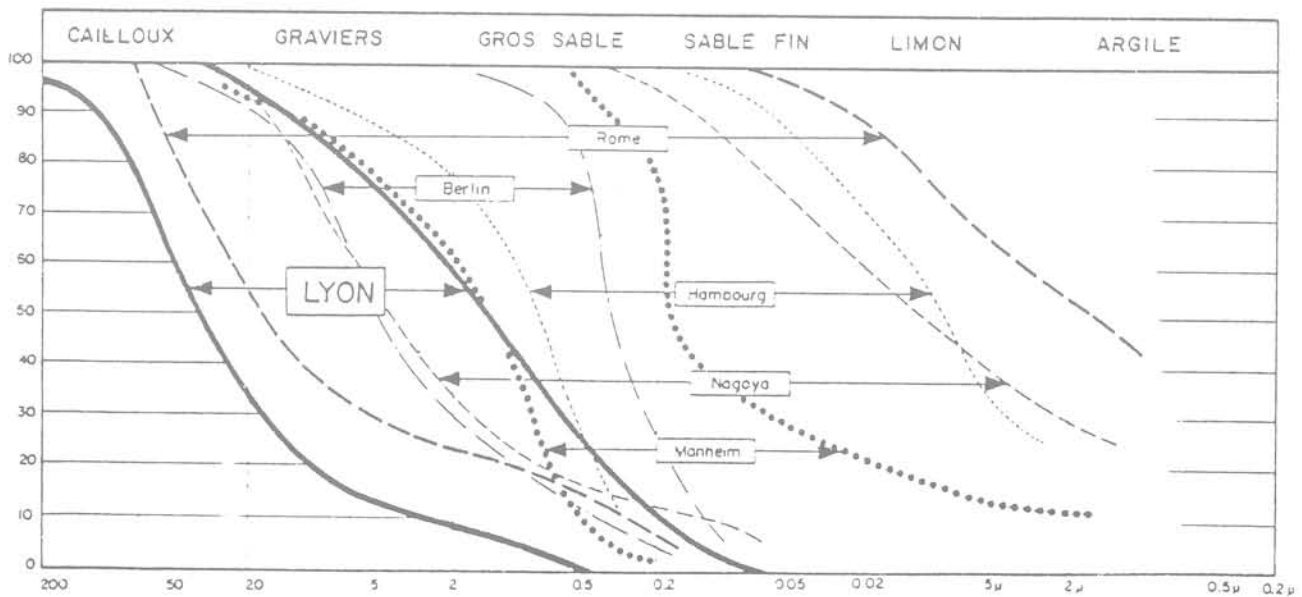


Fig. 3. — Fuseaux granulaires des terrains concernés à Lyon et sur d'autres chantiers.

L'objet du présent exposé porte essentiellement sur le premier thème c'est-à-dire sur le soutènement liquide du front de taille dans les boucliers à pression de boue. Les recherches ont été effectuées dans les laboratoires de l'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat.

2. BOUCLIER ET PAROI MOULÉE

Pour être simple et concret, on peut dire qu'un bouclier à pression de boue n'est autre — ou presque — qu'une tranche de paroi moulée que l'on fait progresser horizontalement (fig. 4).

Un des parements de la paroi peut être identifié au front de taille, l'autre parement étant constitué par la cloison étanche, ce qui délimite la chambre d'abattage. La boue qui s'y trouve est maintenue sous pression pour assurer la stabilité du front de taille et empêcher les tassements en surface.

Nous ne parlerons pas des autres modes de stabilisation du front en avant de la cloison étanche, pression d'air, pression d'eau et pression de terre.

L'assimilation du fonctionnement d'un bouclier à pression de boue à celui de la stabilisation d'une paroi moulée, est une approximation.

En effet lorsque l'on fore une paroi moulée, c'est essentiellement le fond de la tranchée qui est sollicité, là où la gravité agit favorablement (le fond ne peut pas tomber): quand une perte de boue a lieu au passage de la benne, l'ouverture à colmater n'excède pas l'attaque de la benne; quand le cake est formé, il n'est pas remis en cause à la passe suivante et l'on peut éventuellement, dans une stratification subhorizontale, changer de boue en fonction de la profondeur. La parenté entre le bouclier et les parois moulées n'est donc qu'une première approche, mais il ne faut pas dédaigner l'expérience ainsi acquise.

Pour la stabilité d'ensemble d'un talus nous sommes convaincus que le parement joue un rôle privilégié, surtout dans les sols graveleux où chaque caillou est la clé de voûte de ses voisins.

Lorsqu'on empêche la dégradation du parement, la stabilité naturelle du massif s'en trouve préservée; quand même on le renforce, elle s'en trouve augmentée. En quelque sorte, le parement lui-même participe, avec la boue, à «l'offre de soutènement» pour répondre à la «demande de soutènement» du massif, en parlant le langage du génie souterrain.

Notre recherche s'est donc d'abord tournée vers la stabilité individuelle des grains du parement, remettant à un deuxième temps les réflexions sur le choix des pressions à adopter pour la boue et sur la stabilité globale du massif soutenu.

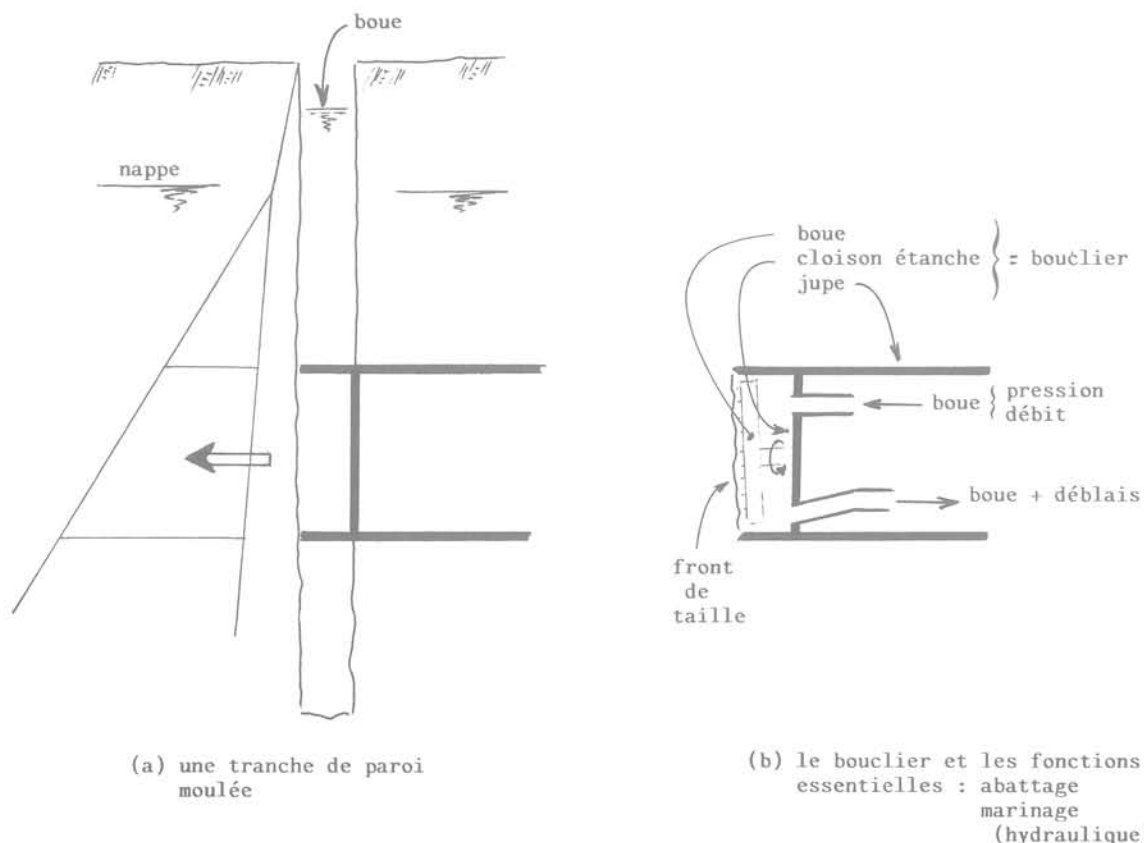


Fig. 4. — Schéma d'un bouclier à pression de boue.

Il est évident qu'un caillou aura d'autant plus tendance à se détacher du parement qu'il sera poussé vers le vide, qu'il sera lourd et moins accroché à ses voisins. L'en empêcher c'est jouer sur ces trois facteurs :

— accroché à ses voisins: c'est une cohésion, qu'elle soit vraie, naturelle ou rapportée par un cake, ou qu'elle soit précaire, par cimentation ou par enchevêtrement;

— moins lourd: c'est la poussée d'Archimède, d'autant plus forte que la densité de la boue est élevée, (et ici il ne faut pas confondre boue «lourde» et boue «épaisse» comme trop de gens le font à propos de boucliers; à la limite le mercure serait une boue lourde, offrant une poussée d'Archimède élevée, et pourtant fluide);

— poussé contre le massif: c'est la poussée hydraulique de la boue en surpression.

Les résultats des recherches qui sont ici rapportés ne concernent que ce dernier point.

Nous ne parlerons même vraiment que de poussée hydrostatique (ou quasi-statique), nous bornant seulement à évoquer, quand nous en aurons besoin, la poussée hydrodynamique de la boue qui s'écoule dans le terrain au travers du parement, poussée également stabilisatrice et qui est le principe des boucliers à pression d'eau.

Comment se présente la poussée hydrostatique de la boue sur les grains du parement?

Imaginons un cake formé sur le parement graveleux d'une paroi. Imaginons que les propriétés respectives de la boue et du terrain ont conduit, dans un cas à un cake mince et dans un autre cas, à un cake épais (fig. 5).

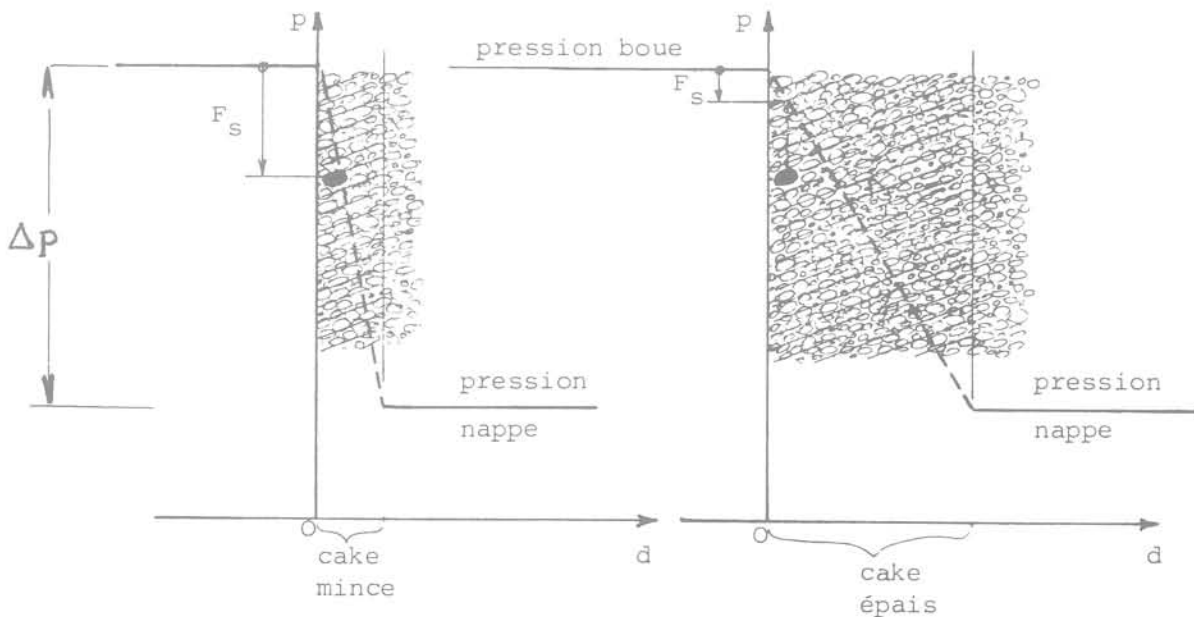


Fig. 5. — Efficacité de soutènement d'un cake mince comparée à celle d'un cake épais (stabilité individuelle des grains).

Pour une même pression différentielle Δp entre l'amont et l'aval du cake, dans les deux cas de figures, il est évident que la force stabilisatrice F_s , qui s'applique sur un gravier individualisé du parement est plus élevée dans le cas des cakes minces que dans le cas des cakes épais. Il est donc préférable de rechercher la formation d'un cake le plus mince possible. C'est du moins ce que nous recommanderions pour les parois moulées où, le cake étant formé, il n'est plus remis en cause, ou pour un bouclier à attaque ponctuelle, la surface découverte n'étant alors jamais qu'une très faible portion du front de taille.

Mais pour un bouclier à attaque pleine face, si le cake est vraiment mince, il est complètement éliminé à chaque passe de l'outil ce qui peut représenter une réduction importante du potentiel de stabilisation (à lier à la vitesse de rotation du plateau porte-outils et à la rapidité de blocage du cake).

Pour la sécurité de tels chantiers, il nous semble donc préférable de rechercher un cake dont l'épaisseur serait en relation avec la distribution granulaire totale du sol, pour qu'il existe toujours une imprégnation résiduelle après chaque passage des outils. Une épaisseur de cinq à dix fois le d_{60} de la distribution granulométrique nous paraît convenable, ce qui serait pour les travaux du métro de Lyon, de l'ordre de 25 cm.

3. PRINCIPE DE LA RECHERCHE ET MODE OPÉRATOIRE

On s'est d'abord attaché à définir la notion de rapidité de blocage du cake pour juger de l'efficacité d'une boue à soutenir le front de taille en cours d'abattage.

Nous avons engagé notre expérimentation en mesurant les débits d'eau expulsée lors de la pénétration de la boue dans des échantillons de terrain saturés.

Nous avons utilisé tout d'abord des petits appareils de type perméamètre vertical, constitués de cylindres transparents de 20 cm de diamètre et 70 cm de hauteur, fonctionnant à charge constante (fig. 6).

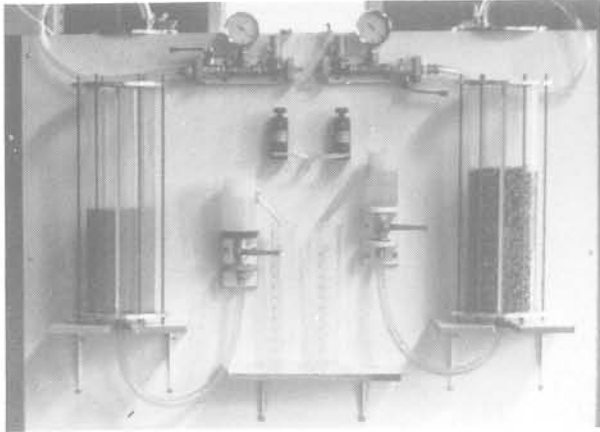


Fig. 6. — Le « petit » appareillage.

En fait, ces « petits » appareils présentent des inconvénients pour l'étude de soutènement liquide apporté par la boue à cause des dimensions des sections eu égard à la granularité des sols à tester et aussi du fait que ces essais sont représentatifs du fond des parois moulées et non des parements verticaux (gravité) et ne remettent pas en cause le cake.

Aussi nous avons construit, dans les locaux de l'Ecole des T.P.E., un véritable dispositif de simulation du soutènement liquide dans les boucliers à front pressurisé (fig. 7).



Fig. 7. — Le « gros » appareillage en cours de chargement du terrain à tester.

Cet appareil se compose essentiellement de quatre éléments (fig. 8) :

— 1 caisson parallélépipédique de dimensions intérieures 80 × 90 × 230 cm, destiné à recevoir le terrain à tester ;

— 1 cuve à coupler au caisson, destinée à recevoir la boue étudiée (1,5 m³) ;

— 2 réservoirs de 600 l susceptibles d'être mis séparément sous pression, l'un en amont faisant réserve de boue, l'autre en aval récupérant l'eau expulsée par la progression du cake dans le terrain.

Ainsi, le caisson peut être rempli en reproduisant au mieux les conditions du terrain en place : distribution granulaire, compacité, perméabilité, stratification éventuelle...

La cuve à boue simulant la chambre d'abattage du tunnelier est équipée d'un outil d'attaque ponctuelle (fig. 9) permettant, en cours d'essai, de procéder à la remise en cause du cake par l'élimination progressive du terrain testé (simulation de l'abattage). Le « front de taille » peut alors être découpé à volonté, verticalement et même en surplomb de façon à solliciter au maximum la pesanteur.

L'ensemble opère sous des pressions amont et aval qui peuvent atteindre 0,4 MPa, régulées par des détendeurs et des soupapes fonctionnant « à fuite ».

Des capteurs de pressions interstitielles ont été installés pour suivre l'évolution des pressions à l'intérieur même du cake.

Des hublots d'observation visuelle et de nombreux appareils de mesures complètent ce dispositif expérimental de simulation.

Mesures préalables

Avant de commencer les essais de simulation proprement dits, différentes mesures sont effectuées pour définir précisément les conditions d'essais :

— Sur la boue :

- établissement du rhéogramme au rhéomètre rotatif coaxial Rheomat piloté par microprocesseur (plongeur type Fann) ;
- temps d'écoulement au cône Marsh (1 dm³) pour s'exprimer aussi en terme de chantier ;
- densité à la balance Baroid ;
- filtrat corrigé sous 0,7 MPa à l'appareil Baroid ;
- photographies occasionnelles au microscope pour l'analyse dimensionnelle des floes de bentonite.

— Sur le terrain :

- distribution granulaire ;
- densité en place par pesée du terrain introduit dans le caisson, d'où la porosité et la compacité ;
- perméabilité en grand par utilisation directe de l'appareil de simulation en perméamètre vertical (circulation d'eau sous charge constante, à volonté vers le haut ou vers le bas) ;
- vérifications visuelles par les hublots du caisson ;
- vérification du bon fonctionnement des prises de pressions interstitielles.

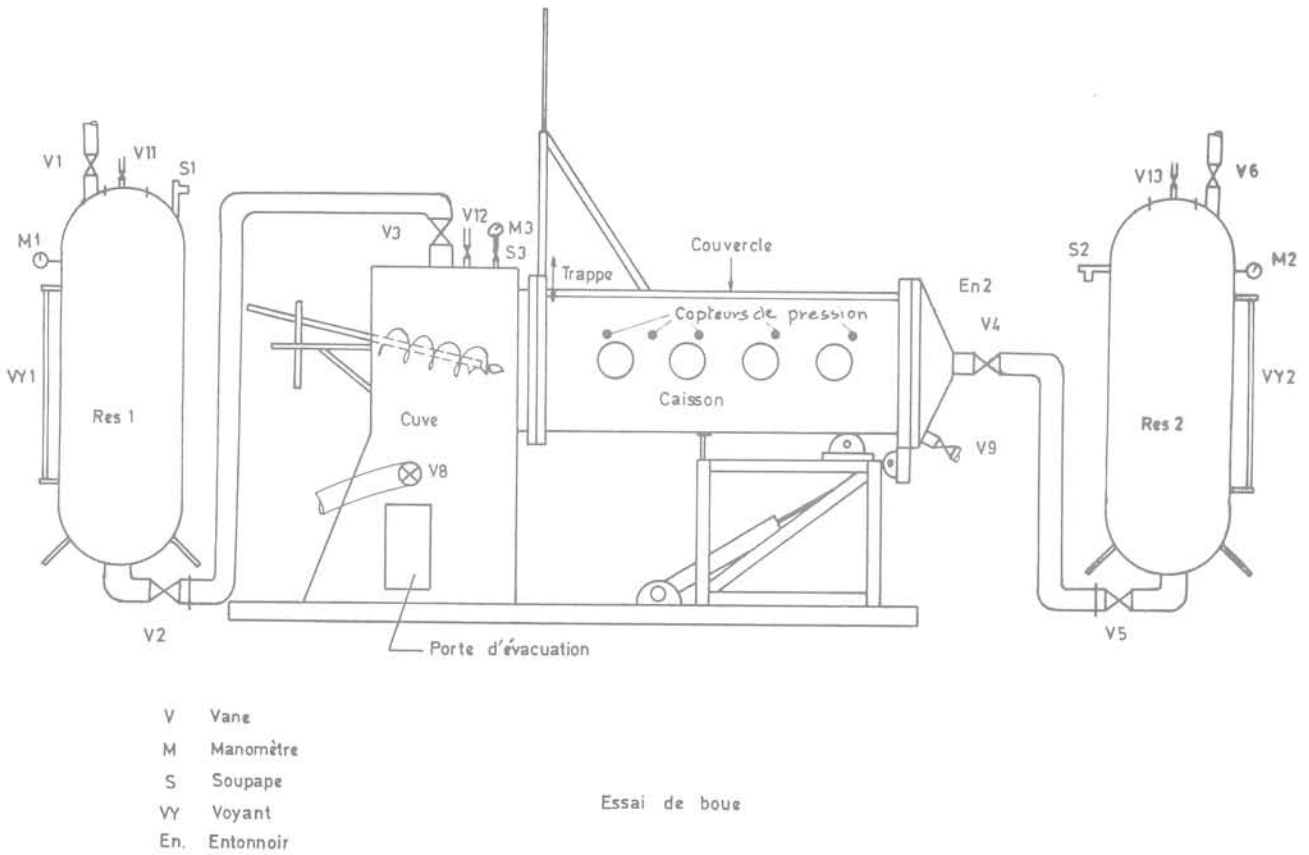


Fig. 8. — Un matériel d'essai adapté.



Fig. 9. — L'outil d'abattage du front de taille dans l'appareil de simulation.

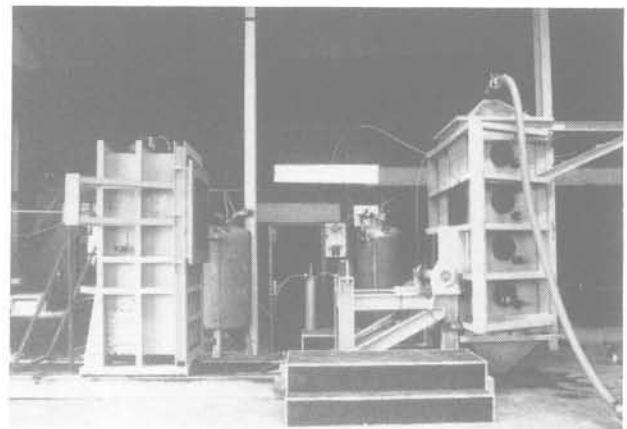


Fig. 10. — Appareillage en position de mesure de la perméabilité du terrain testé.

Après l'essai de perméabilité en position verticale (fig. 10), la face supérieure libre du sol à tester est enduite d'un mortier bentonite-ciment et la cloison coulissante remise en place avant de redescendre le caisson en position horizontale, pour l'accoupler à la cuve de bentonite (fig. 11).

Déroulement de l'essai

Les pressions amont et aval étant réglées aux valeurs choisies, l'abattage du front de taille commence,

l'élimination du cake artificiel de bentonite-ciment constituant un essai en terrain vierge comparable à celui pratiqué dans les petits appareils classiques.

L'abattage progressif du front de taille s'opère en 25 à 30 tranches verticales successives de 4 cm d'épaisseur.

Un dispositif de guidage permet d'assurer la régularité des passes de l'outil ponctuel rotatif d'abattage.

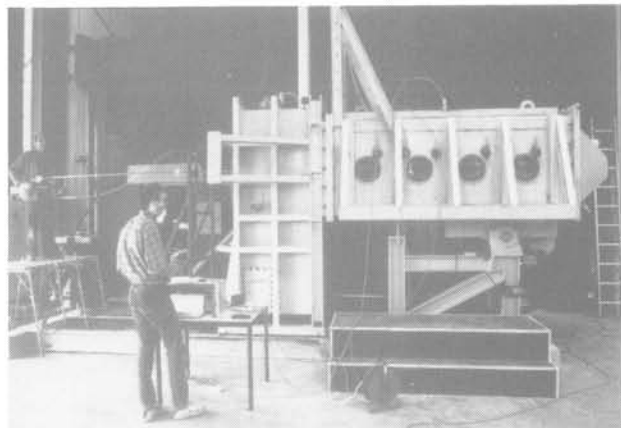


Fig. 11. — Le dispositif expérimental en cours de manipulation.

Pour chaque tranche de terrain, on vérifie la constance des pressions amont et aval (simulant la boue et la nappe phréatique) et on enregistre continuellement, en fonction du temps :

- l'évolution des pressions interstitielles des 4 capteurs répartis le long du caisson ;
- la quantité de boue introduite ;
- la quantité d'eau expulsée ;
- la profondeur de pénétration de la boue par observation visuelle à travers les hublots.

Du fait des positions des capteurs de pressions interstitielles, le front de taille et le cake se trouvent plusieurs fois de suite en situations amont puis aval de chaque capteur, permettant ainsi un nombre élevé de mesures comparables par essai (fig. 11).

Fin de l'essai

Avant de vidanger l'appareil pour faire des prélèvements de terrain (plus ou moins pollué par la boue), de cake, de surcake (voir définition plus loin) et de boue usagée, l'air comprimé est substitué à la boue pour observer le comportement du cake et la stabilité du front au cours de la vidange et pendant plusieurs heures sous air comprimé (12 à 72 heures).

4. Résultats des essais

Les résultats que nous présentons aujourd'hui sont partiels et d'ordre pratique.

Observations visuelles

Dans les terrains sablo-graveleux, on a pu observer au travers des sept hublots du caisson, l'épaisseur du cake et son processus de formation dans les pores du terrain testé.

Dans les conditions de nos essais, nous avons observé des cakes de 10 à 15 cm d'épaisseur, plus souvent de 30 à 50 cm et dans des cas particuliers de 1,20 m et plus.

Comme CAMBEFORT et BELL le mentionnent dans leurs ouvrages sur l'injection des sols, nous avons observé un processus de blocage «à rebours» du cake: l'écoulement de la boue dans le terrain en obstrue les pores de façon d'abord sensiblement homogène jusqu'à créer une perte de charge telle qu'en aval les micelles de bentonite hydratés finissent par se déposer dans les canalicules. La migration de la boue n'en étant pas pour autant stoppée, il en résulte une accumulation de dépôts qui croît en remontant vers l'amont.

Toutefois le blocage n'est que relatif car nous avons observé un débit d'eau résiduel faible mais persistant à l'exutoire de l'appareil, débit que l'on visualise d'ailleurs parfaitement en aval dans la partie supérieure des canalicules (fig. 12). Il est lié au filtrat de la boue.

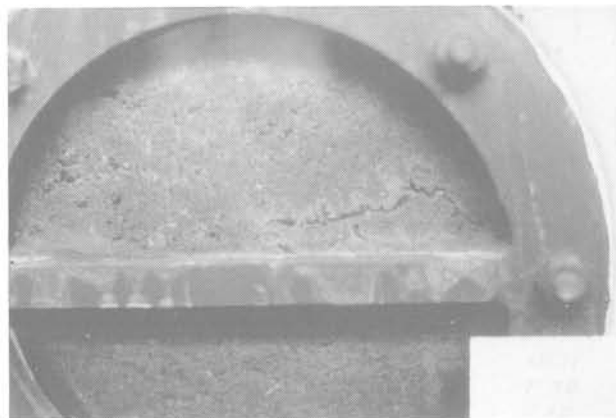


Fig. 12. — Observation visuelle de la formation du cake.

D'autres observations visuelles ont été des plus instructives, en particulier le passage sous air comprimé.

Dans le déroulement du chantier, il est parfois nécessaire d'accéder à la chambre d'abattage du tunnelier pour y changer un outil, éliminer des gros blocs ou simplement pour examiner le front de taille. Pour cela on substitue de l'air comprimé à la boue par vidange sous pression, le cake formé au préalable assurant le maintien de la pression d'air.

Il est donc des plus intéressant d'observer les phénomènes liés à cette substitution et la tenue du front de taille en fonction du temps.

Nous avons mis en évidence à cette occasion la formation de ce que nous avons appelé le «surcake».

Lorsqu'une certaine condition-filtre se trouve obtenue sur la face amont du cake, l'écoulement d'eau qui persiste conduit à la constitution plus ou moins rapide d'une couche de boue plus ou moins consolidée.

Cette couche peut avoir l'apparence d'une membrane dans les premiers millimètres du terrain ou, au contraire, d'une couche dont l'épaisseur croît, avec le temps et située en amont du parement: nous avons appelé surcake cette couche qui peut atteindre quelques centimètres d'épaisseur, parce qu'elle se forme après la constitution du cake.

Il est important à noter, lors de la vidange, que la résistance géomécanique de ce surcake ne lui permet généralement pas de supporter son propre poids lorsqu'il n'est plus déjaugé par la boue. Le surcake se déchire ou s'affaisse alors par lambeaux, au fur et à mesure que le niveau baisse (fig. 13).



Fig. 13. — Le surcake s'affaisse sous son propre poids lorsqu'il n'est plus déjaugé par la boue. (Photographie prise à l'intérieur du caisson après vidange de la boue).

On note alors une progression rapide des pertes d'air comprimé au travers du cake, chassant graduellement la boue imprégnée dans le terrain. La stabilité individuelle des grains du parement n'est plus assurée.

Les critères d'efficacité d'une boue

Pour juger de l'efficacité d'une boue destinée à soutenir le front de taille, nous avons d'abord étudié la rapidité du blocage et le débit d'eau expulsé. Il s'agissait là de mesures indirectes des vrais phénomènes générateurs de la stabilisation: les pertes de charge entre l'amont et l'aval du cake. Mais ne disposant pas, à l'époque, de mesures des pressions interstitielles en bonnes places, c'est ainsi que nous caractérisions l'efficacité des boues. Par exemple sur la figure 14, la boue dont le constituant solide, repéré par la lettre «J», apparaissait plus apte que la boue «C» à soutenir le front de taille pour une même concentration et un même terrain: la boue J offre un blocage plus rapide et expulse une quantité d'eau moindre que la boue C.

Pourtant si l'on s'en remet à la mesure des différences de pressions interstitielles, c'est-à-dire à la source du phénomène de stabilisation, les diagrammes des gradients de pression montrent le contraire (fig. 15): le diagramme de la boue C indique une mobilisation de la surpression Δp supérieure à la boue J dans les 10 premiers centimètres de l'épaisseur du cake. Donc, la boue C a une meilleure aptitude à la stabilisation individuelle des grains du parement, tout en offrant une imprégnation appréciable.

Sans que l'on puisse dire que ce constat soit systématique, le critère de débit d'eau expulsé n'est donc pas valable pour juger de l'efficacité du soutènement liquide d'une boue, mais il est souhaitable de conserver ces mesures, car elles renseignent sur l'évolution de l'essorage de la boue soumise à Δp et permettent d'estimer les consommations de boue sur chantier.

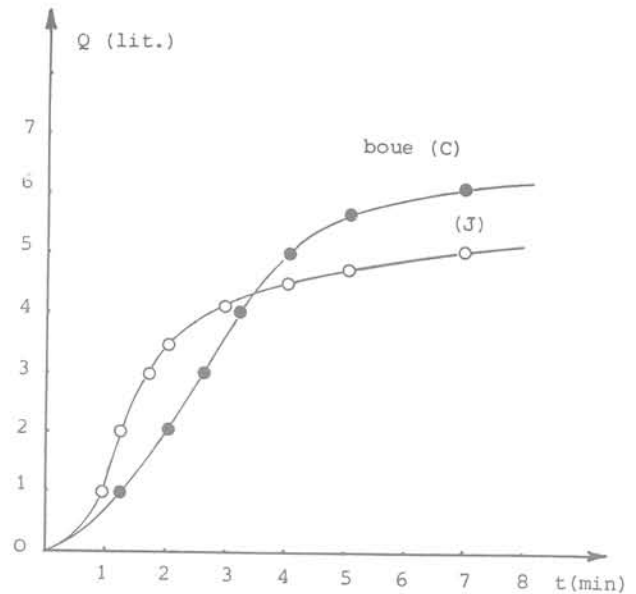


Fig. 14. — Quantité d'eau expulsée pour les boues J et C.

Passons donc à l'analyse des gradients de pression dans différents cakes.

Nous avons expliqué plus haut que la succession des tranches d'abattage de 4 cm permettait d'observer plusieurs fois les mêmes phénomènes au cours d'un seul essai. En fonction de la progression du terrassement, chaque capteur est successivement: en aval du cake, sur sa face aval, dans le cake, sur sa face amont et finalement dans la boue de la chambre d'abattage.

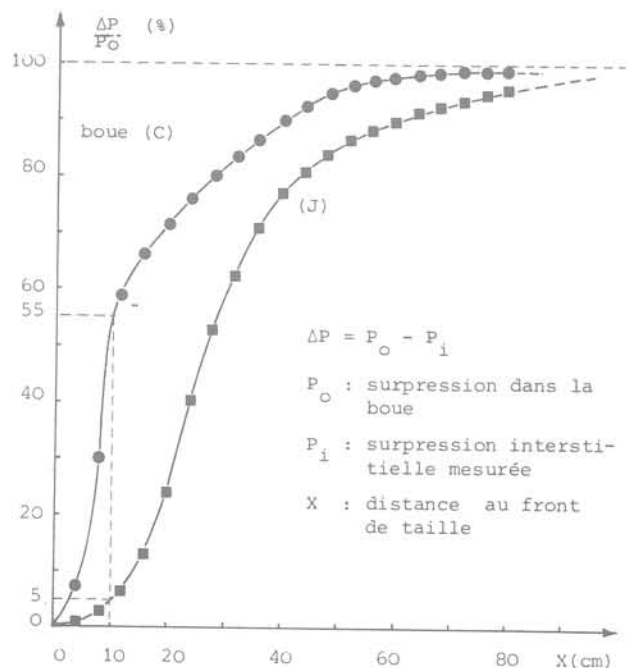


Fig. 15. — Gradients de pression pour les boues J et C (Pic).

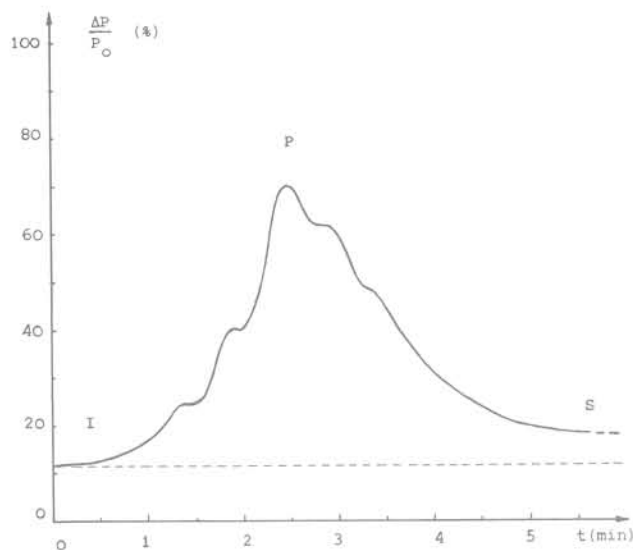


Fig. 16. — Evolution de la pression enregistrée par un capteur au cours de l'abattage d'une tranche verticale proche de lui.

Toutefois, l'analyse des enregistrements bruts des pressions réclame une certaine interprétation. La figure 16 représente l'allure d'un enregistrement au cours de l'abattage d'une tranche complète de 4 cm d'épaisseur.

On note trois pressions :

- la pression initiale I en début du terrassement de la tranche ;
- la pression maximale P ;
- la pression stabilisée S en fin de terrassement de la tranche.

L'allure de ce diagramme est liée au fait que l'abattage du terrain se fait par un cheminement systématique en zig-zag de l'outil, qui s'approche de plus en plus du capteur de pression puis s'en éloigne, le cake se reconstituant petit à petit (fig. 17).

C'est au moment où l'outil attaque le cake au plus près du capteur que l'on enregistre un pic de pression : il représente la durée pendant laquelle la stabilisation (locale) des grains du parement fonctionne sur le principe du bouclier à pression d'eau : c'est la force d'écoulement qui assure la stabilité des grains découpés (hormis l'éventuelle cohésion du massif).

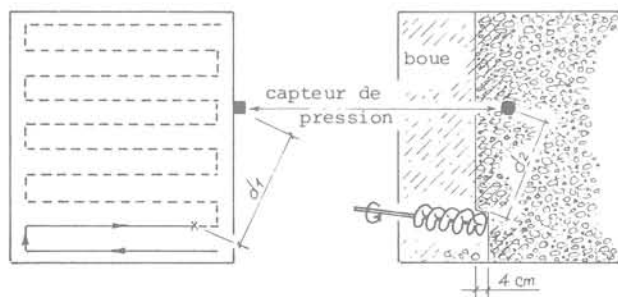


Fig. 17. — Cheminement de l'outil d'abattage ponctuel sur le front de taille.

En fin d'abattage, le niveau moyen de pression S est plus élevé qu'au début puisque la distance du front de taille au capteur a diminué.

A tout instant la pression stabilisatrice qui s'exerce sur le front de taille, au cours de l'abattage est comprise entre ces deux limites P et S.

Les figures qui vont suivre présentent les résultats des pressions maximales (P) et stabilisées (S) pour les essais n°s 11 à 13 du tableau I.

Les figures 18 et 19 présentent les résultats des essais 11 et 12 obtenus pour une même boue dans deux terrains différents.

Le terrain de la figure 18 est légèrement plus sableux que le terrain de la figure 19. Les perméabilités des terrains diffèrent légèrement, mais l'on constate que la répartition des pressions interstitielles, lorsque le cake est remis en cause (valeurs « pic »), est à peu près la même dans les deux cas : durant cette période d'attaque et de reformation du cake, ce sont principalement les propriétés rhéologiques de la boue qui commandent la répartition des pressions et la durée de blocage du cake.

Par contre, la stabilisation des pressions étant atteinte, on observe logiquement que le gradient de pression est d'autant plus prononcé (pour une même boue) que le terrain est sableux. Sur les 10 premiers centimètres de terrain, le cake reprend déjà 90 % de la différence de pression entre la chambre d'abattage et la nappe phréatique, alors qu'il n'en reprend que 75 % pour le terrain ne contenant que 25 % d'éléments inférieurs à 5 mm.

Les figures 19 et 20 présentent les résultats pour deux boues différentes dans un même terrain (essais n° 12 et 13).

Dans un même terrain, si les gradients stabilisés (S) sont voisins en fin de blocage du cake (fig. 19 et 20), les résultats diffèrent nettement en régime transitoire (P).

La différence est nette entre les figures 19 et 20 : pour la première, le seuil de cisaillement de la boue C est relativement élevé, 14 Pa avec une viscosité plastique de 4cp, alors que ces valeurs sont respectivement de 7 Pa et 6cp pour la boue J également dosée à 60 kg de matières sèches par m³ d'eau (fig. 20).

Comme on le constate, la boue J n'apporte pratiquement aucune perte de charge sur les 10 premiers centimètres du terrain à soutenir, ce qui n'apporte pas de stabilisation individuelle des grains, mais qui plus est, introduit des pressions interstitielles réduisant les contraintes intergranulaires en arrière du parement (facteur de déstabilisation du massif).

Quoi qu'il en soit nous ne saurions conclure aujourd'hui que la boue C60 doit être préférée à la boue J60, car si les stabilités globale et individuelle des grains sont encore suffisantes durant la courte durée de régime transitoire, l'abattage du front de taille s'en trouve facilité (économie d'énergie). Il existe donc un compromis qui reste à déterminer.

Tableau I. — Récapitulation des essais effectués avec le grand appareillage.

N° Essai	Terrain				Boue					Mesures	
	Désignation	0 - 5 mm (%)	Perméabilité k (m/s)	Porosité calculée (%)	Code matière sèche	Concentration nominale (g/l)	Cône MARSH	Seuil de cisaillement (Pa)	Viscosité plastique CP	Épaisseur cake visualisée (cm)	Eau expulsée par tranche (lit.)
1	T45	45	10 ⁻³	28	C	60	40	17	4,8	35 - 40	8
2	T45	45	5 x 10 ⁻⁴	25	C	45	35	9	4,7	45 - 50	7
3	T40	40	1,8 x 10 ⁻³	24	C	75	57	24	5	10 - 15	4
4	T40	40	4,1 x 10 ⁻⁴	23	C	60	40	17	4,7	30 - 60	6
5	T40	40	4,1 x 10 ⁻⁴	23	C	45	35	9	4,7	60 - 120	6
6	R	24	3,7 x 10 ⁻³	21	C	60	37	14	4,8	70 - 180	7,5
7	R	24	3,2 x 10 ⁻³	21	C	75	55	22	5	50 - 80	6
8	R	24	1,5 x 10 ⁻³	21	C	60	39	14	4,8	70 - 120	7
9	T35	35	5,4 x 10 ⁻⁴	23	C	60	39	14	4,7	40 - 60	6
10	T100	100	7,1 x 10 ⁻⁴	35	C	45	36	8	4,7	20	9,5
11	T30	30	4,6 x 10 ⁻⁴	21	C	60	39	14	4,8	45 - 60	5,5
12	T25	25	2 x 10 ⁻³	21	C	60	39	14	4,8	50 - 65	6,5
13	T25	25	3 x 10 ⁻³	21	J	60	34	7	6	65 - 80	5

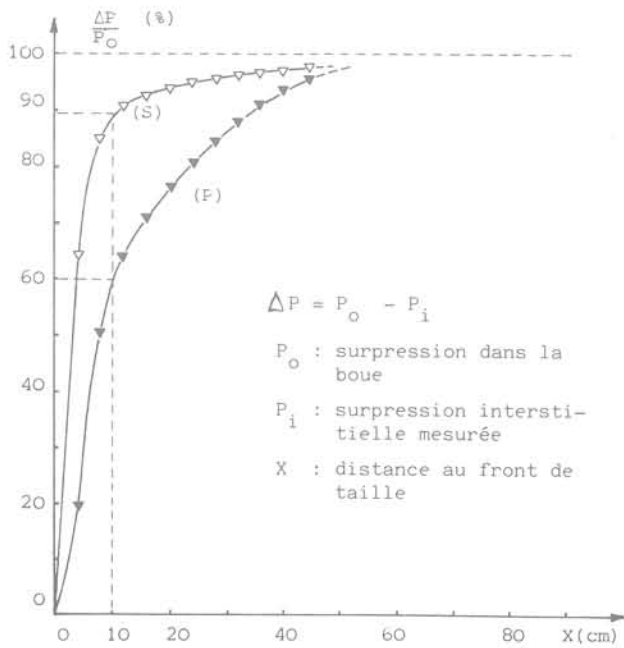


Fig. 18. — Gradients de pressions Pic (P) et Stabilisé (S) pour l'essai n° 11; boue C60, terrain T30.

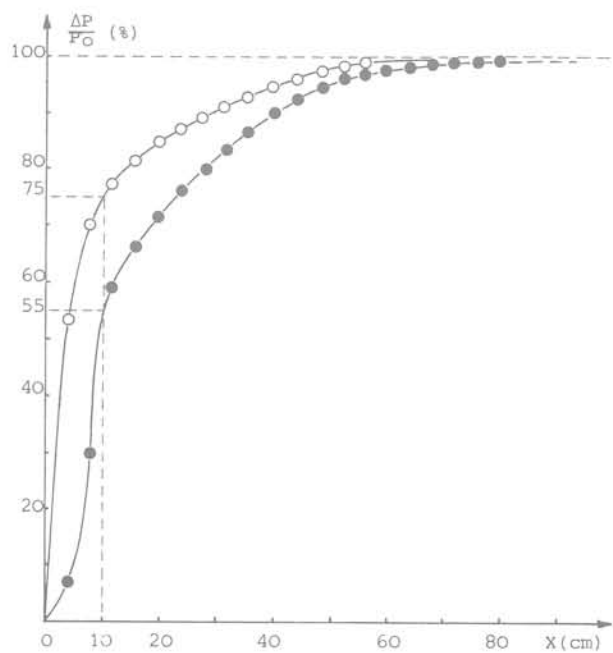


Fig. 19. — Gradients de pressions Pic (P) et Stabilisé (S) pour l'essai n° 12; boue C60, terrain T25.

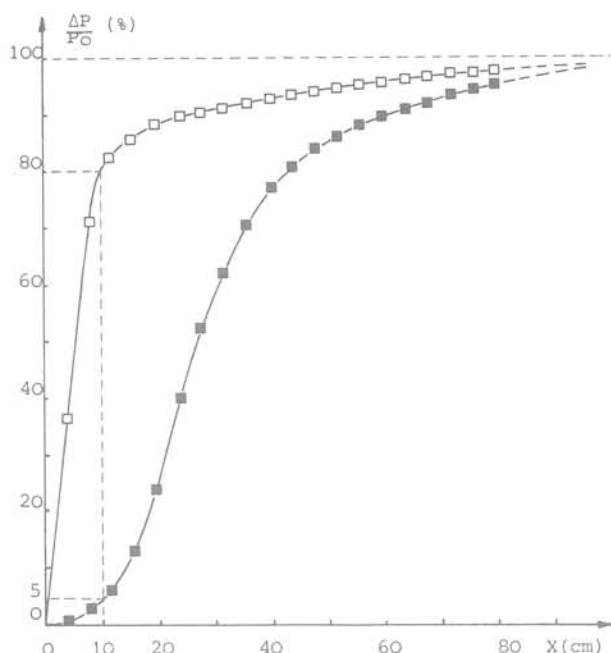


Fig. 20. — Gradients de pressions Pic (P) et Stabilisé (S) pour l'essai n° 13; boue J60, terrain T25.

CONCLUSION

Nous ne sommes pas encore en mesure de conclure cette recherche, mais nous sommes persuadés qu'il faut poursuivre l'analyse des gradients de pression dans l'épaisseur du cake; le travail qui reste à faire vise à déterminer:

- quelles propriétés de la boue sont en jeu et comment obtenir ces propriétés;
- quelles expressions donner à la stabilité globale du massif et à celle des grains individuels du parement pour extrapoler à d'autres chantiers, en particulier dans le cas des terrains non saturés soumis à des contraintes intergranulaires.

DISCUSSION

Q — En adoptant l'outil que vous nous avez montré pour simuler les terrassements, n'avez vous pas craint de vous trouver dans des conditions très différentes de la réalité?

R — On n'a pas cherché à se mettre en parfaite similitude ou à une certaine échelle avec la réalité, mais surtout à faire que les effets de masse ne soient pas entravés par des effets d'arc-boutement. Et on l'a confirmé par l'expérience.

Quant au diamètre de la tarière il nous fallait faire un outil facile à manipuler; il fallait que l'outil permette de bien dégager l'ensemble du front de taille, notamment au voisinage des hublots et des capteurs de pression.

Quant à la similitude de l'abattage, c'est plutôt la similitude de la reconstitution du cake qui compte, c'est-à-dire notamment le temps qui s'écoule entre deux passages de l'outil et on peut en effet discuter ce point. Notre similitude représente ce qu'on peut appeler les boucliers à « attaque ponctuelle » ou à « attaques ponctuelles multiples ».

On peut distinguer trois types d'attaques:

- l'attaque ponctuelle: l'outil ne fait qu'un trou dans le cake, tout le reste du front reste soutenu;
- l'attaque ponctuelle multiple: le plateau porte-outils tourne et fait simultanément plusieurs trous dans le cake, mais ces trous demeurent isolés, le cake ayant le temps de se reconstituer tout autour avant le passage de l'outil suivant;
- l'attaque pleine face: c'est le cas où le plateau porte-outils est relativement fermé et où les matériaux détachés du front s'accumulent devant les outils pour former un bourrelet qui arrache en permanence tout le cake sur une surface importante du front de taille.

Pour le métro de Lyon, le plateau porte-outils tourne à une vitesse qui peut être comprise entre 0 et 2 tours/mn, pour une avance moyenne de l'ordre de 2 cm par tour.

Q — Les essais que vous avez présenté ont été fait avec une pression différentielle de 30 kPa. En avez-vous fait avec des pressions différentielles moindre?

R — Oui mais les capteurs de pressions interstitielles n'étaient pas encore installés sur l'appareillage. On a observé une stabilité apparente en descendant jusqu'à 5 kPa de surpression. Il serait opportun de refaire ces essais avec les mesures des gradients de pressions.

Q — Avez-vous pu vous affranchir des cheminements préférentiels de boue dans votre appareillage?

R — Oui et nous prenons soin d'apporter un peu de sable supplémentaire au contact des parois de l'appareil pour compenser le demi caillou d'enchevêtrement qui manque.

On vérifie d'ailleurs à chaque fin d'essai que la pénétration de boue observée au contact des hublots correspond effectivement à celle qui se produit dans le corps de l'échantillon.

Q — Comment simulez-vous les contraintes intergranulaires dans le massif?

R — Les essais sont faits actuellement avec un front de taille de 90 cm de hauteur mais nous cherchons à réaliser, dès cette année, un dispositif de restitution des contraintes intergranulaires pour aborder l'étude de la stabilité globale du massif et surtout celle des terrains hors d'eau.

Q — Avez-vous étudié ce qui se passe quand on arrache un gros caillou du front de taille sous air comprimé?

R — Nous avons un tel essai dans notre programme mais il y a déjà eu tellement de blocs à éliminer sur le

chantier, où tout s'est toujours bien passé, qu'on l'a supprimé. Sur le site, si le caillou ne tombe pas sous l'action du plateau porte-outils, on vidange la boue et on le fait tomber sous pression d'air comprimé; s'il n'y a pas de cake autour de ce caillou, il suffit d'envoyer dans la cavité de la boue qu'on ramasse par terre pour bloquer très rapidement la perte de stabilisation. Quoi qu'il en soit, avec le dispositif d'alimentation en air comprimé, la perte de pression n'excède pas 10 kPa.

Q — Y a-t-il eu des réflexions particulières sur le choix des outils de votre tunnelier ?

R — Ce sont les outils employés à Francfort et à Berlin qui ont été adoptés et on n'a peut-être pas assez réfléchi à leur choix car les alluvions du Rhône sont très abrasives. En 35 m de creusement on a déjà usé un jeu d'outils.

Ce sont des fers carrés de 7 cm de côté, de 10 à 15 cm de longueur, en acier à rechargement dur. On cherche de nouveaux aciers.

Les alluvions du Rhône sont très compactes et le gradient de pression qui s'applique sur les 10 premiers centimètres renforce leur tenue en place. Leur abattage par simple déstabilisation du parement n'est pas aussi facile qu'on l'aurait pensé.

Cette observation nous ramène d'ailleurs au choix des boues (J ou C par exemple) et à la forme du gradient de pression à rechercher dans l'épaisseur du cake: pour autant que la stabilisation soit encore suffisante, ne pourrait-on pas conclure qu'une boue qui ne pressurise pas trop les 5 premiers centimètres du parement pourrait être économiquement plus intéressante qu'une autre, car réclamant moins d'énergie à l'abattage ?

Q — Avez-vous pu mesurer les consommations de boue ?

R — On n'a pas pu tirer jusqu'à présent de valeurs significatives de la consommation de boue.

Dans le cadre du marché, elle a été estimée en moyenne à 35 kg de matière sèche par m³ de terrain excavé.

Cette consommation résulte de l'addition :

- des pertes latérales dans le terrain car ce qui part vers l'avant est récupéré à l'avancement;
- des pertes dans les sables à la centrale de traitement des déblais;
- des quantités de boue progressivement polluée qu'il faut éliminer.

Q — Quels obstacles avez-vous rencontré avec le tunnelier ?

R — Bien qu'on ait cherché à placer le puits d'attaque de façon à s'affranchir des fondations de l'ancien Pont de la Guillotière, d'entrée de jeu, nous avons rencontré des pieux en bois. Le tunnelier était alors si peu engagé dans le terrain que les pieux l'ont dévié au point de rompre l'étanchéité des joints de la traversée

du mur d'attaque, entraînant des pertes de boue et des chutes de pression.

La position relative du tunnelier par rapport aux pieux a également produit des désordres alors que plus loin, le tunnelier étant plus profond, les pieux ont été passés sans aucune difficulté. On a retrouvé des morceaux de bois et des sabots ferrés sur le tapis des déblais.

Nous avons également rencontré des blocs de pierre de plus de 1 mètre de longueur.

Q — Qu'est ce qui a fait choisir le bouclier à pression de boue par rapport aux autres types de boucliers ?

R — Pour les solutions souterraines, deux types de solutions ont été présentés :

- pression de boue;
- pression de terre.

On a parlé de la pression de boue, que l'on peut qualifier de stabilisation du front par contrainte imposée (la pression hydrostatique de la boue en tous points du front). A l'opposé on pourrait qualifier la pression de terre par une notion de stabilisation par non-déformation imposée: le terrain remplit la chambre d'abattage et s'arcboute contre la cloison étanche arrière. Le marinage des déblais ne peut alors se faire de façon hydraulique et c'est une vis d'Archimède qui extrait les matériaux de la chambre d'abattage. Il faut alors que la quantité de terrain extraite corresponde à tout moment à l'avancée de la cloison du bouclier.

Pourquoi avons nous rejeté les boucliers à pression de terre? En raison de doutes majeurs sur leur fonctionnement dans les terrains aussi frottants et perméables que les nôtres où, de plus, nous nous attendions à rencontrer des cailloux d'au moins 60 cm de diamètre et des pieux. Pour extraire de tels obstacles il faut aller les chercher dans la chambre d'abattage, ce qui veut dire, d'abord stabiliser un front en avant de la machine par injection notamment, vider la chambre, pratiquement à la pelle, etc. Dans les boucliers à pression de boue fluide, on ouvre le robinet et la chambre se vide toute seule (durée: 1/2 heure).

Ce sont des aléas qui coûtent. Pour espérer lubrifier les cailloux dans le bouclier à pression de terre et réduire leur perméabilité, au moins dans la vis d'Archimède, on peut prévoir des injections de boue épaisse coûteuse, mais les offres n'en prévoyait que des quantités dérisoires.

Le bouclier à pression de terre nous paraît plus adapté aux terrains non-frottants.

Q — De quelle couverture de terrain disposez-vous au-dessus du tunnel, notamment sous le Rhône et sous la Saône ?

R — Nous passons à environ 5 m sous le fond du Rhône ce qui nous donne une couverture à peu près sûre de l'ordre de 4,5 m. Nous avons en effet étudié avec la S.O.G.R.E.A.H. la mobilité des fonds du Rhône en crue et nous avons conclu que la couche plus ou moins mobile ne devait pas excéder le demi-mètre d'épaisseur dans ce secteur.

Pour la Saône, le point est plus délicat. Ce n'est qu'après la remise des offres que la traversée en amont du Pont Bonaparte a été réellement envisagée, mais les crues successives de la Saône à l'époque et les contraintes de la navigation nous ont empêchés de procéder aux vérifications géologiques nécessaires dans les meilleurs délais. Néanmoins, nous avons des sondages sur le Pont Bonaparte (trottoir aval), en rive droite et rive gauche, qui confirmeraient les cotes du granite vers 136 N.G.F. Quand au 15 août 1983, nous avons enfin pu faire les sondages en rivière, nous avons découvert une double faille orthogonale relevant une pointe de granite qui nous a obligés à rehausser le profil en long de près de 10 m. Résultat: la couverture n'était plus que de l'ordre de 50 cm dans la zone d'affouillement.

Aussi nous avons dû procéder au remblaiement localisé et temporaire de la Saône, d'abord avec du sable 0 - 10 mm pour qu'on ait partout une «couverture naturelle + sable» au moins égale à 2,5 m et, au-dessus, du tout venant mis en place par clapage. Le tout est protégé par des enrochements.

L'étude de ce remblaiement a été confiée à la C.N.R.

Q — Passez-vous sous des immeubles?

R — Le profil initial de l'Entreprise prévoyait le passage sous plusieurs blocs d'immeubles qui entourent la place Bellecour, mais nous avons préféré les éviter le plus possible. Il n'y a plus qu'à l'arrivée sous la Saône qu'un tube passe sous les immeubles (vraisemblablement aussi fondés sur pieux comme pratiquement tous les anciens immeubles de la bordure de Saône) mais nous passons à près de 8 m sous les fondations.

Q — Quel est l'effort de poussée nécessaire sur le plateau porte-outils pour abattre le terrain?

R — La mécanisation est de 3 600 kN pour la poussée du plateau porte-outils, mais jusqu'à présent on n'a mobilisé que la moitié environ de cette poussée (pour une section de 32,2 m environ).

Le couple de rotation peut monter à 1 800 m² kN ce qui est déjà élevé, mais la rotation du plateau porte-outils a déjà été bloquée par la présence de gros blocs.

De même l'avancement du tunnelier s'est déjà trouvé bloqué par la présence d'un gros bloc à cheval sur la trousse coupante malgré les 30 000 kN de poussée générale (environ 10 000 kN disponibles sur la trousse coupante).

Q — N'y aurait-il pas des améliorations à trouver dans la forme des outils et dans la manière dont on les fait travailler?

R — Oui probablement. D'autres propositions de matériels comportaient des molettes notamment vers la périphérie, avec un plateau porte-outils en forme de dôme pour tendre à chasser ces blocs vers l'extérieur du bouclier.

Il est difficile de dire si des molettes auraient cassé les gros cailloux se présentant au front, mais il n'est pas interdit de le penser du fait de l'amélioration de l'enclassement des cailloux dans le front de taille, apportée par le gradient de pression de stabilisation.

Q — Pouvez-vous nous parler du revêtement en béton de fibres?

R — Dans la technique retenue, le revêtement du tunnel est directement mis en œuvre à l'arrière du tunnelier, par pompage de béton sous pression (0,3 à 0,5 MPa) entre le terrain et des anneaux de coffrage. C'est le brevet HOCHTIEF.

L'avancement du tunnelier est à peu près continu, mais quand tous les 1,2 m on ramène un coffrage de l'arrière (où le béton a durci) vers l'avant, il existe tout de même des arrêts de bétonnage qui peuvent atteindre une à deux heures en cas d'incident. Comme il ne peut être question d'avoir une reprise de bétonnage tous les 1,2 m (plus pour le fonctionnement du tunnelier que pour le revêtement lui-même), la prise du béton doit être nettement retardée (début de prise vers 6 h d'âge).

Par ailleurs, c'est un béton pompé qui doit présenter des performances rhéologiques exceptionnelles pendant au moins 2 heures pour circuler dans un réseau de canalisations très compliqué et se répartir tout seul, sous pression, dans le coffrage au fur et à mesure que le bouclier avance. Ce béton n'est pas vibré.

Enfin, on demande des performances mécaniques à court terme très élevées pour suivre la cadence d'avancement du tunnelier. En principe le décoffrage se fait à 24 heures. Sur une partie du tracé le béton devra alors avoir atteint près de 20 MPa en compression et, si on doit mettre le tunnel sous air comprimé, 2 à 3 MPa en traction au moment du décoffrage.

On demande donc à ce béton des propriétés non-ordinaires: résistance mécanique à très court terme et maintien de la fluidité pendant plusieurs heures. Pour atteindre ces performances, le béton est dosé à 400 kg de C.P.A. 55 H.P.R., sable roulé, gravier, cendres volantes, retardateur de prise, fluidifiant, eau et fibres métalliques à raison de 45 kg par m³ de béton.

Qu'apportent ces fibres métalliques? Ce sont des fibres droites de 0,6 mm de diamètre et de 40 mm de longueur. Bien que les recherches en cours au C.E.T.E. de Lyon soient à peine entamées, il semble que ces fibres qui répartissent la microfissuration, n'apportent de résistance supplémentaire qu'à court terme, mais c'est bien ce que l'on cherche. Comme le dosage est faible en fibres, au-delà de 48 heures d'âge, il semble que la résistance propre du béton masque l'influence des fibres.

Q — Quelle est la composition de la boue?

R — La boue est un mélange d'eau et de bentonite à raison de 60 kg de matière sèche par m³ d'eau. C'est du moins son dosage normal, mais on peut avoir des boues plus dosées, à 70 ou 80 kg, pour des problèmes

de colmatage. C'est un maximum car il ne faut pas oublier que cette même boue sert au marinage hydraulique des déblais et au-delà de 60 secondes de « viscosité Marsh » les pompes de marinage décrochent.

En ce qui concerne la nature de la bentonite, la notion de « rendement » propre aux constructeurs de parois moulées ne nous convient pas. Nous recherchons des boues à haut seuil de cisaillement et faible viscosité

plastique pour assurer une bonne tenue du front de taille et de bonnes performances du marinage hydraulique.

Nous remercions les élèves ingénieurs DELESALLE - FOSCHIA - GRIVET - NITSCHÉ - NOE - PIERIDOU qui ont contribué à cette étude. Nous remercions également la Direction de l'Ecole Nationale des T.P.E. d'avoir accueilli cette recherche dans ses locaux.

ERRATAS R.F.G. n° 28

P. 19, ligne 5

$G \times z$ (module de cisaillement vertical)

$$= \frac{E}{(1 + n + 2\mu)}$$

au lieu de $\frac{E}{(1 + n - 2\mu)}$

P. 21, ligne sous l'équation (66):

$$\omega^2 = \alpha^2 + \beta^2 - 2\alpha\beta \cos \phi$$

au lieu de:

$$\omega^2 = z^2 + \alpha^2 + \beta^2 - 2\alpha\beta \cos \phi$$

Page 22 équation (67):

$$\sigma_2 = \frac{P}{\pi^3} \frac{k_1 z}{(k_1 - 1)} \int_0^{\pi/2} \int_0^\pi \left[\frac{1}{(z^2 + \omega^2)^{3/2}} - \frac{1}{(k_1 z^2 + \omega_1^2)^{3/2}} \right] d\phi d\theta$$

au lieu de:

$$\sigma_2 = \frac{P}{\pi^3} \frac{k_1 z}{(k_1 - 1)} \int_0^{\pi/2} \int_0^\pi \left[\frac{1}{(z^2 + \omega^2)^{3/2}} - \frac{1}{(k_1 z^2 + \omega^2)^{3/2}} \right] d\phi d\theta$$

vient de paraître

Dynamique des sols

par A. Pecker

Prix : 220 F

La prise en compte du risque sismique dans la conception d'un nombre grandissant d'ouvrages importants a contribué au développement rapide d'une science récente : le Génie Parasismique. Sous ce vocable se trouvent regroupées les disciplines diverses que sont la sismologie, la dynamique des sols, la dynamique des structures et des équipements, l'instrumentation sismique...

Ce livre présente l'état actuel de la pratique en dynamique des sols, tout en introduisant les développements les plus récents concernant la modélisation du comportement du sol, la liquéfaction et l'interaction sol-structure.

Il s'adresse tant aux étudiants qu'aux ingénieurs confrontés à des problèmes de dynamique des sols.

Exercices de mécanique des sols

sous la direction de F. Schlosser

Prix : 130 F

La mécanique des sols fait appel à de nombreux concepts dont l'apprentissage nécessite d'effectuer des exercices d'application des connaissances acquises.

Ce recueil d'exercices sélectionnés complète le cours «Éléments de mécanique des sols» et permet d'appliquer à des cas précis les notions fondamentales de mécanique des sols et de calcul des ouvrages.

Remblais et fondations sur sols compressibles

sous la direction de J.P. Magnan

Prix : 240 F

Les méthodes d'étude des projets de remblais et de fondations sur sols compressibles sont assez différentes de celles que l'on utilise pour les autres types de sols et nécessitent des techniques de reconnaissance et des méthodes de calcul adaptées.

Les différents chapitres de cet ouvrage, rédigés par des ingénieurs des Laboratoires des Ponts et Chaussées spécialisés de longue date dans les études de sols compressibles, présentent l'ensemble des connaissances nécessaires à l'élaboration des projets de remblais sur sols mous et à l'étude des problèmes spécifiques aux fondations construites dans les zones où l'on trouve ces types de sols.

Renforcement en place des sols et des roches

Comptes-rendus du Colloque International organisé par l'ENPC et la Louisiana State University (USA) (Paris, 9-11 octobre 1984)

Prix : 410 F

Le contact d'une superstructure rigide et d'un sol de qualité médiocre a toujours été un problème majeur en matière de construction.

L'objet de ce colloque international était l'étude du renforcement en place des sols et des roches par des inclusions résistantes.

Cet ouvrage contient les textes des communications présentées : 28 en français et 30 en anglais.

Éléments de mécanique des sols

par F. Schlosser

Prix : 140 F

Ce cours volontairement réduit a pour but de présenter les notions essentielles de la mécanique des sols sous une forme simple, ne nécessitant que très peu de connaissances préalables, en résistance des matériaux notamment. Il doit cependant permettre d'aborder de façon pratique la plupart des problèmes de mécanique des sols, notamment pour les ingénieurs qui seront amenés de par leurs fonctions, à utiliser ou à interpréter un rapport de sols.

Étude géotechnique et reconnaissance des sols

Projet de DTU

Préface de L. Parez,

Président du Comité Français de Mécanique des Sols

N°22 de la Revue Française de Géotechnique

Prix : 110 F

Ce document donne aux Maîtres d'ouvrage, aux Maîtres d'œuvre et aux Concepteurs l'opportunité de mieux apprécier la diversité des moyens actuellement mis à leur disposition

pour parvenir à une meilleure définition des projets de fondation.

Il décrit de façon précise les différentes méthodes de sondages et de prélèvements de sols effectués lors de la reconnaissance géotechnique ainsi que des essais géophysiques menés pendant l'étude préalable.

Cet ouvrage rassemble pour la première fois la description des «essais de sols» dont les modes opératoires existent de façon éparse.

Foundation engineering

Soil properties —

Foundation design and construction

sous la direction de G. Pilot

Prix : 365 F

This book is a review in English of the French modern practice in soil studies; it deals with building foundation design and construction.

More specifically, it takes into account the know-how acquired and the research and development results obtained during the past few years.

Les méthodes statistiques et probabilistes

en mécanique des sols

par J.P. Magnan

Prix : 210 F

Depuis une quinzaine d'années on assiste à l'essor d'une nouvelle branche de la mécanique des sols qui s'est fixé pour objectif de traiter quantitativement la variabilité naturelle des sols et toutes les incertitudes affectant la dimensionnement des ouvrages afin de déterminer la «précision» ou la «fiabilité» des études géotechniques et des projets.

Cette discipline nouvelle utilise différentes techniques statistiques et probabilistes généralement peu connues des spécialistes des sols mais dont l'usage suppose une connaissance détaillée des principes de la mécanique des sols et des méthodes de calcul des ouvrages.

Destiné aux étudiants, praticiens et chercheurs spécialisés en mécanique des sols, cet ouvrage introduit progressivement l'appareil théorique nécessaire aux études, en illustrant par des exemples ses possibilités autant que ses limites.

Gel des sols et des chaussées

sous la direction de M. Frémond et P.J. Williams

Prix : 140 F

Les dégâts causés au réseau routier lors d'hivers particulièrement rigoureux sont considérables.

Cet ouvrage présente les résultats des recherches entreprises sur la compréhension et la maîtrise du gel des sols. Il fait le point sur la recherche appliquée et montre des actions nouvelles en fonction des nécessités du développement économique des régions froides.

Le renforcement des sols :

terre armée et autres techniques

Comptes-rendus du Colloque International organisé par l'ENPC et le LCPC (Paris, 20-22 mars 1979)

3 volumes

Prix : 650 F

Ce colloque avait pour but l'échange d'informations techniques et scientifiques relatives au renforcement des sols par des inclusions résistant soit à la traction (terre armée), soit à d'autres types de sollicitations (flexion, compression, effort tranchant).

Cet ouvrage contient en français ou en anglais : les textes des communications présentées; les textes des discussions.

L'emploi des textiles en géotechnique

Comptes-rendus du Colloque International organisé par l'ENPC et le LCPC (Paris, 20-22 avril 1977)

3 volumes

Prix : 570 F

Ce colloque avait pour but l'échange d'informations techniques et scientifiques relatives à l'emploi des textiles dans les ouvrages de génie civil où ils peuvent être associés avec des sols.

Cet ouvrage contient en français, en anglais ou en allemand : les textes des communications présentées; les textes des discussions.

Règlement à adresser à l'ordre de « Anciens ENPC — Formation Permanente ».

Presses de l'ENPC 28 rue des Saints-Pères 75007 Paris

Le catalogue présentant les sommaires détaillés des ouvrages des Presses de l'ENPC vous sera envoyé sur simple demande.

renforcement d'un sol lâche par inclusion de micropieux

reinforcement of weak soil by inserts of micropiles

C. PLUMELLE
C.E.B.T.P.*

Résumé

Quatre essais de groupes et de réseaux de micropieux ont été réalisés en vraie grandeur pour tester l'augmentation de capacité portante du sol en place.

Les essais se sont déroulés à la station de fondations profondes du Centre Expérimental du Bâtiment et des Travaux Publics, sur un sable de Fontainebleau faiblement compacté.

L'instrumentation des micropieux et l'équipement du sable ont permis d'étudier le fonctionnement du sol renforcé.

Abstract

Four full scale tests of groups and reticulated micropiles were carried out to measure improvement of bearing capacity of soil.

Tests were made at a deep foundation station of «Centre Expérimental du Bâtiment et des Travaux Publics» in weakly compacted fine sand (Fontainebleau).

By the instrumentation of micropiles and equipment of sand, it was possible to study the behaviour of reinforced soil.

1. BUT DE LA RECHERCHE

Le C.E.B.T.P. a étudié la possibilité d'une amélioration d'un sol de caractéristiques médiocres par inclusions de groupes ou de réseaux de micropieux verticaux ou inclinés (fig. 1).

Le sable utilisé est du sable de Montabé, de type sable de Fontainebleau. Ses caractéristiques physiques sont indiquées sur la figure 2. Le remplissage est effectué par couches de 20 cm à compacité contrôlée sur une épaisseur totale de 7,70 m. Il n'a été effectué qu'une passe de compacteuse pour obtenir une densité lâche $\gamma_d = 13,5 \text{ kN/m}^3$ ce qui pour ce sable donne une densité relative $D_R = 37\%$.

2. SITE EXPÉRIMENTAL

Les essais se sont déroulés à la station de fondations profondes du C.E.B.T.P. dans la cuve de 6,40 m de diamètre et de 10 m de profondeur.

* Centre Expérimental de Recherche et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics, 12, rue Brancion, 75737 Paris Cedex 15.



Fig. 1. — Etude expérimentale du renforcement d'un sol lâche par inclusion de micropieux.

Il a été réalisé les essais in situ suivants (fig. 3).

— Essais au mini-pressiomètre:

$$0,27 \text{ MPa} < P_1 < 0,5 \text{ MPa}$$

Si on élimine la valeur à 7 mètres la valeur moyenne est de 0,38 MPa et à titre indicatif les modules $E_{\text{mini.p.}}$ varient de 2,1 à 4,7 MPa.

— Essais au pressiomètre normal après essai et battage d'un pieu métallique:

$$0,28 \text{ MPa} < P_1 < 0,47 \text{ MPa}$$

$$2,6 \text{ MPa} < E < 5,2 \text{ MPa}$$

$$\bar{P}_1 = 0,388 (0,70)$$

$$\bar{E} = 4,3 (0,93)$$

— Essai S.P.T.

Mis à part le résultat au première mètre, le S.P.T. est ≤ 2 .

— Essai au pénétromètre dynamique léger:

Les résistances dynamiques R_d sont en moyenne égales à 1 MPa.

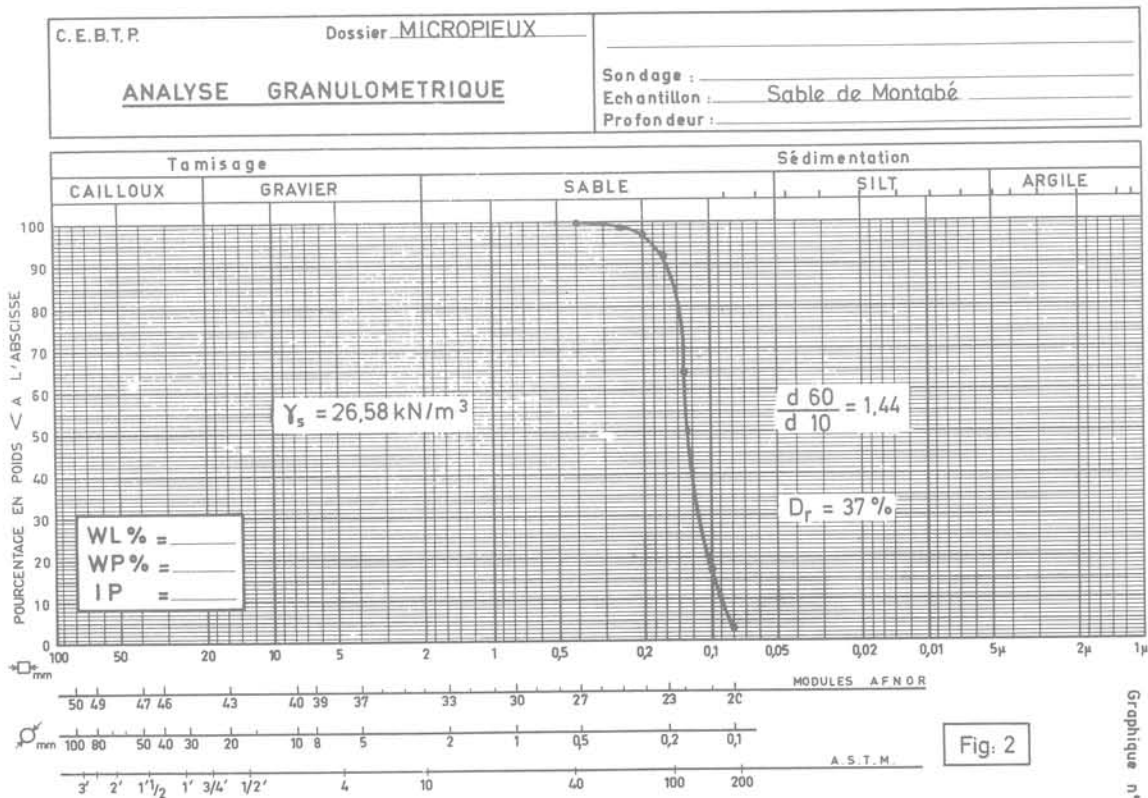


Fig. 2. — Analyse granulométrique.

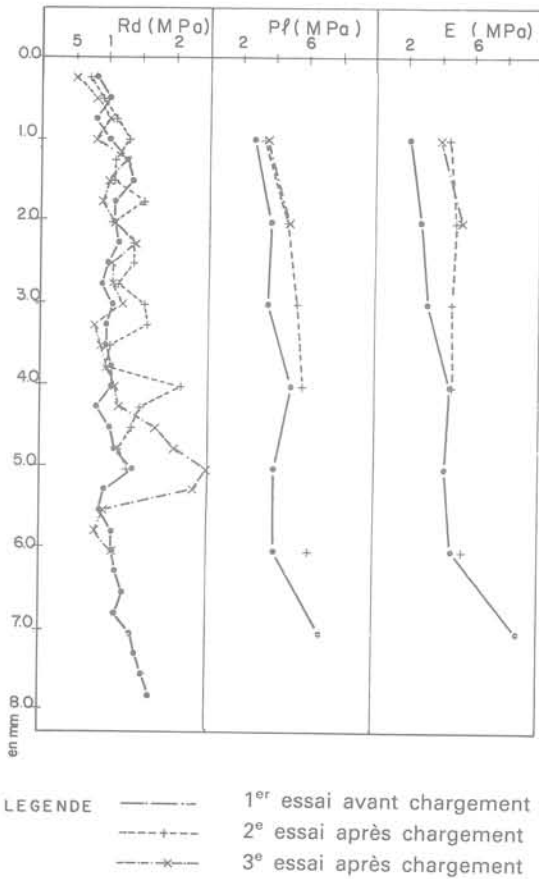


Fig. 3. — Micropieux essais de contrôle.

3. PROGRAMME D'ESSAIS

Il a été réalisé :

1. Un essai de semelle de 2 × 2 m sur sable vierge.
2. Un essai de semelle de 1 × 1 m sur sable vierge.
3. Un essai de semelle de 1 × 1 m sur une couche de sable de 0,50 m reposant sur un groupe de micropieux verticaux.
4. Un essai de semelle de 1 × 1 m sur une couche de sable de 0,50 m reposant sur un réseau de micropieux inclinés.
5. Un essai de semelle de 1 × 1 m sur une couche de tout venant de 0,50 m reposant sur un groupe de micropieux verticaux.
6. Un essai de semelle de 1 × 1 m sur une couche de tout venant de 0,50 m reposant sur un réseau de micropieux inclinés.
7. Un essai de semelle de 2 × 2 reposant directement sur un groupe de micropieux verticaux.
8. Un essai de semelle de 2 × 2 reposant directement sur un réseau de micropieux inclinés.

4. RÉALISATION DES GROUPES ET RÉSEAUX DE MICROPIEUX

4.1. Exécution (fig. 4)

Le groupe comprend 16 micropieux verticaux d'entr'axes 0,50 m.

Le forage d'une profondeur de 6 m a été réalisé en Ø 64 mm à l'aide d'une tarière hélicoïdale légère à moteur thermique. Le micropieu est constitué d'un coulis C/E = 1 avec un faible pourcentage de bentonite, il est armé de Diwidag Ø 14 mm.

Le réseau comprend également 16 micropieux inclinés de 10°; leurs entr'axes varient de 0,45 à 0,60 m. Ils ont été exécutés avec le même procédé que le groupe.

On constate comme c'est habituel pour des sables lâches une impossibilité de déterminer la charge de rupture.

De même pour les courbes de fluage, on note dès le départ des vitesses importantes et il paraît délicat de fixer une charge critique de fluage.

A titre indicatif on peut se fixer un déplacement admissible, par exemple 10 mm :

$$\Delta l = 10 \text{ mm} \quad \sigma = 78 \text{ kPa} \quad \alpha = 0,56 \text{ mm}$$

Inversement, si on fixe la vitesse de fluage du dernier point de la première phase :

$$\alpha = 0,86 \text{ mm} \quad \sigma = 125 \text{ kPa} \quad \Delta l = 17 \text{ mm}$$

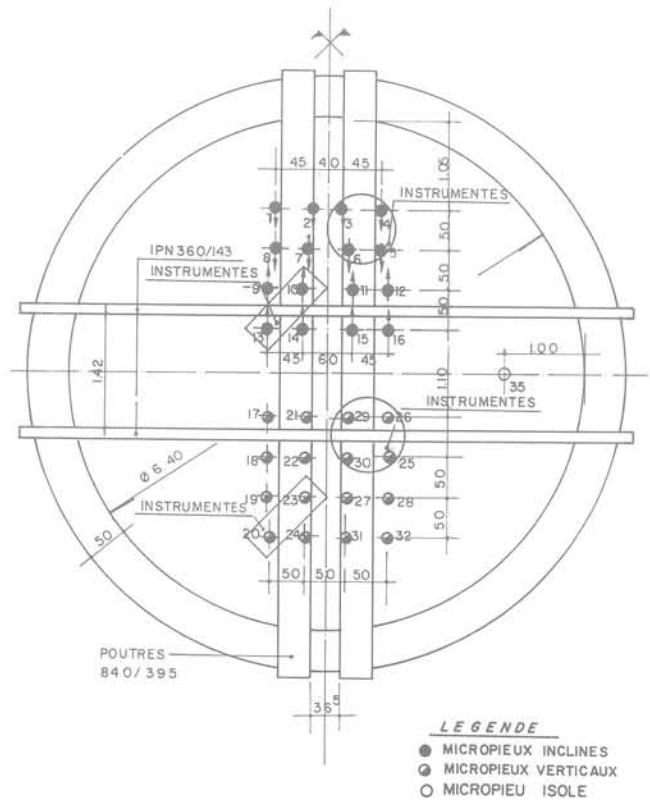


Fig. 4. — Implantation des micropieux.

4.2. Equipement des micropieux

Six micropieux ont été instrumentées de jauges de déformation aussi bien pour le groupe que pour le réseau.

4.3. Equipement du sol

— Pour les essais 1, 2, 3 et 4 le sol a été équipé de capteurs de pression totale.

— Pour les essais 1, 2, 3 et 4 des bandes noires étaient placées afin de relever les déplacements du sable après chargement.

— Pour les essais 1, 2, 3 et 4 des comparateurs étaient placés directement sur le sable dans l'axe des semelles pour suivre les mouvements du sol pendant le chargement.

5. RÉSULTATS DES ESSAIS DE SEMELLES SUR SOL VIERGE

5.1. Semelle de 2 × 2 m

Ce premier essai a été fait avec des paliers de fluage pour tenter de déterminer à la fois la charge de rupture (fig. 5) et la charge critique de fluage (fig. 6).

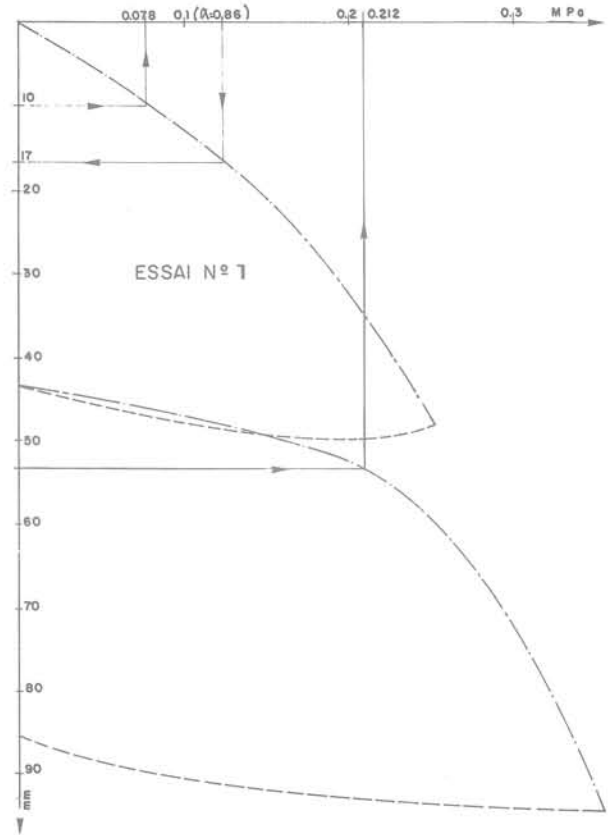


Fig. 5. — Courbe contrainte-déplacement.

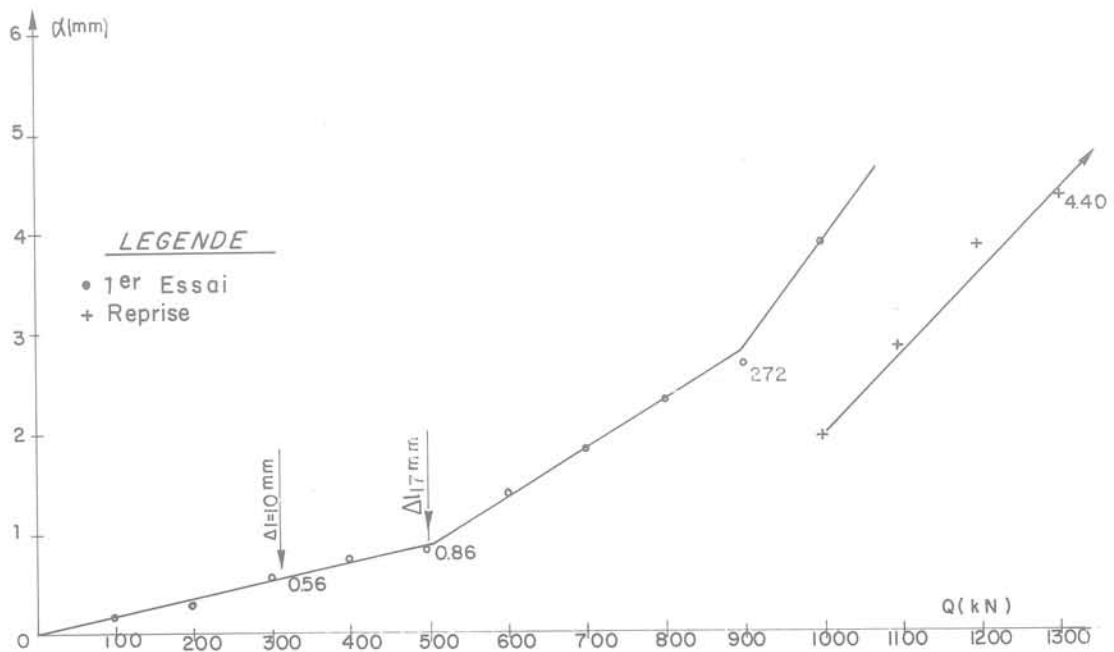


Fig. 6. — Essai de semelle n° 1 (2.00/2.00)
Fluage-courbe des pentes des droites de stabilisation.

5.2. Semelle de 1 × 1 m

La courbe contraintes-déplacements a la même allure que précédemment (fig. 7).

Pour le même déplacement de 10 mm on a : $\sigma = 126 \text{ kPa}$.

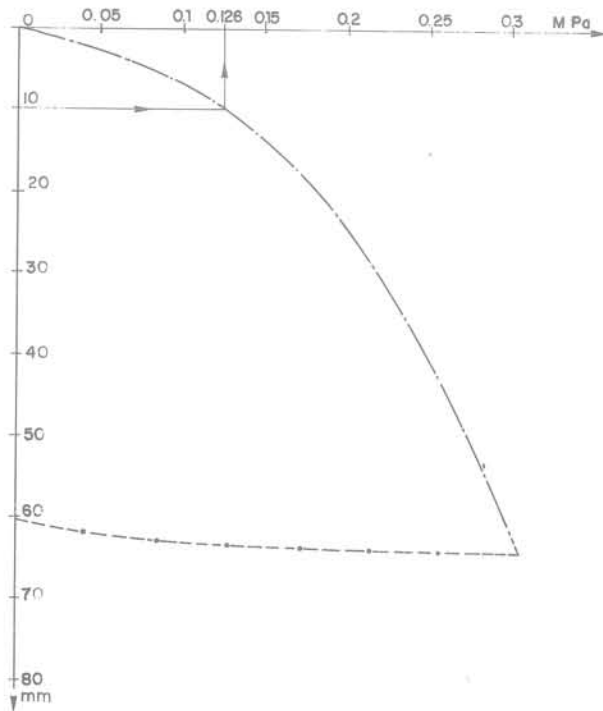


Fig. 7. — Essai n° 2
Courbe contraintes-déplacement.

Le calcul de la capacité portante de cette semelle par les méthodes pressiométriques MENARD donnerait une contrainte admissible de 75 kPa avec un coefficient de sécurité de 3. Sous cette même contrainte le tassement serait d'environ 8 mm, valeur légèrement supérieure à celle de l'essai de 5 mm.

Après les 2 essais sur semelles nous avons décaissé de 1 mètre, ce qui nous a permis de relever les déplacements des bandes noires (fig. 8 et 9).

6. ESSAI DE MICROPIEU ISOLÉ

Le micropieu isolé d'une longueur de 6 m a été foré à la tarière hélicoïdale $\varnothing 64 \text{ mm}$. Il est constitué d'un coulis C/E = 1 et armé d'un Diwidag $\varnothing 14 \text{ mm}$. L'essai de chargement indique une rupture franche comme chaque fois que le frottement latéral est prépondérant (fig. 10).

La rupture s'est produite à 53 kN pour un déplacement de 7 mm ce qui correspond à un frottement latéral unitaire moyen de 40 kPa.

L'instrumentation de la barre en jauges de déformation a permis en estimant le module du coulis à 7 000 MPa de tracer la répartition des efforts le long du bulbe (fig. 11).

On remarque que dès le 2^e palier la quasi totalité du micropieu est mobilisée en frottement et que même à la rupture la part de la pointe est totalement négligeable.

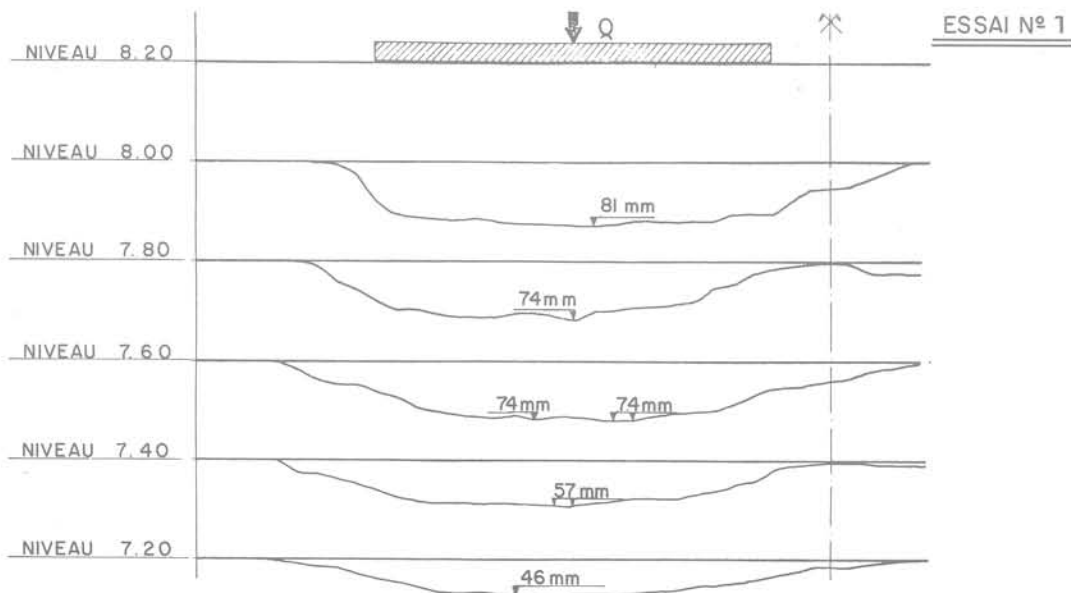


Fig. 8. — Semelle n° 1: 2.00/2.00
Profil des bandes noires sur l'axe.

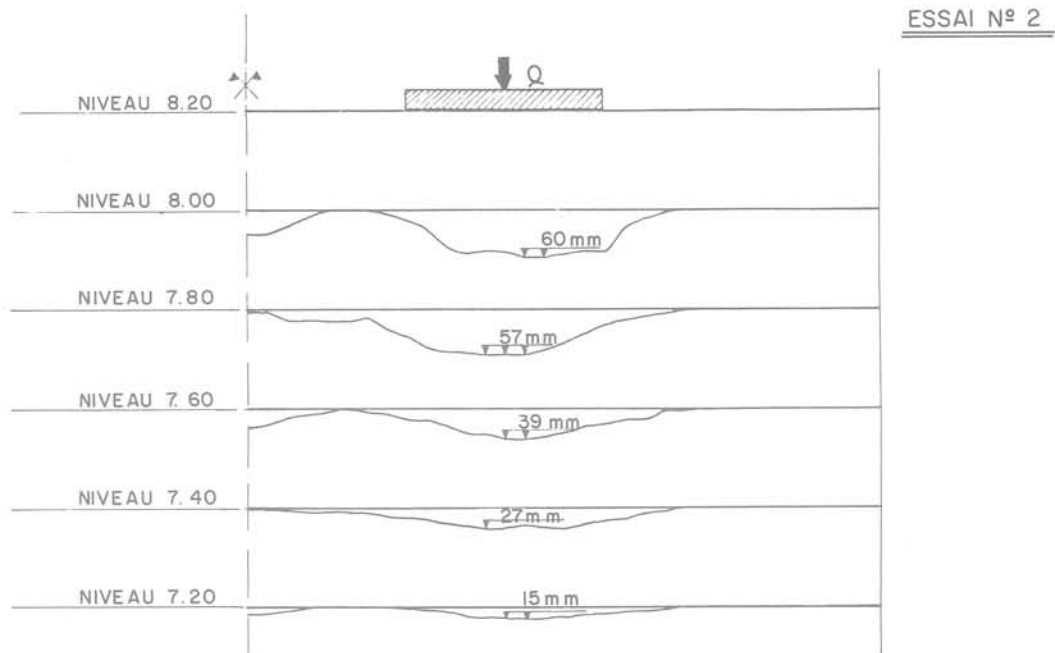


Fig. 9. — Semelle n° 2: 1.00/1.00
Profil des bandes noires sur l'axe.

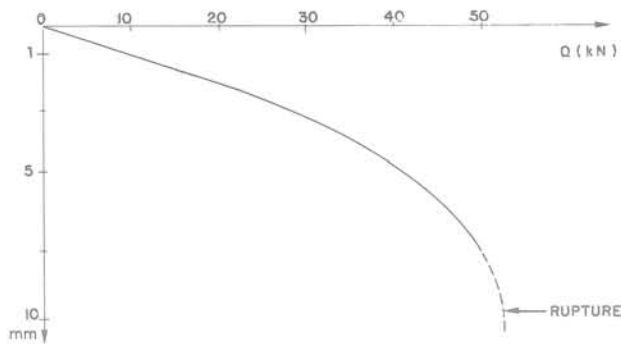


Fig. 10. — Micropieu isolé
Courbe effort-déplacement.

P_4 : 0,35 / 0,47 MPa

Les résultats des pénétromètres dynamiques légers confirment ceux du mini pressiomètre.

Une nouvelle couche de sable compacté avec le même processus que précédemment a été mise en place sur 0,50 m au-dessus des têtes de micropieux verticaux ou inclinés.

7. MISE EN PLACE DU SABLE AU-DESSUS DES TÊTES DE MICROPIEUX

Après les essais de semelles sur sol vierge, la cuve a été vidée sur une largeur de 2 m et une profondeur de 1 m afin d'éliminer la couche superficielle compactée et d'exécuter les micropieux du groupe et du réseau.

Les essais de contrôle (fig. 3) au mini pressiomètre et au pénétromètre dynamique léger ont permis de constater une légère augmentation des caractéristiques du sable. Par exemple, à 1 m de profondeur par rapport à l'état initial, c'est-à-dire au niveau des têtes de micropieux, on a les valeurs suivantes avant et après:

P_1 : 0,27 / 0,37 MPa

P_3 : 0,33 / 0,48 MPa

8. ESSAIS DE SEMELLE DE 1 × 1 M SUR UNE COUCHE DE SABLE DE 0,50 M REPOSANT SUR UN GROUPE DE MICROPIEUX VERTICAUX

L'essai de chargement (fig. 12) a été conduit jusqu'aux grands déplacements pour pouvoir le comparer à l'essai de référence sur sol vierge.

On constate également qu'il n'est pas possible de déterminer une charge de rupture (fig. 13).

Si on compare à l'essai de référence pour un déplacement donné on a par exemple pour:

10 mm: 0,126 / 0,140 MPa

50 mm: 0,27 / 0,31 MPa

soit environ une augmentation de 10%.

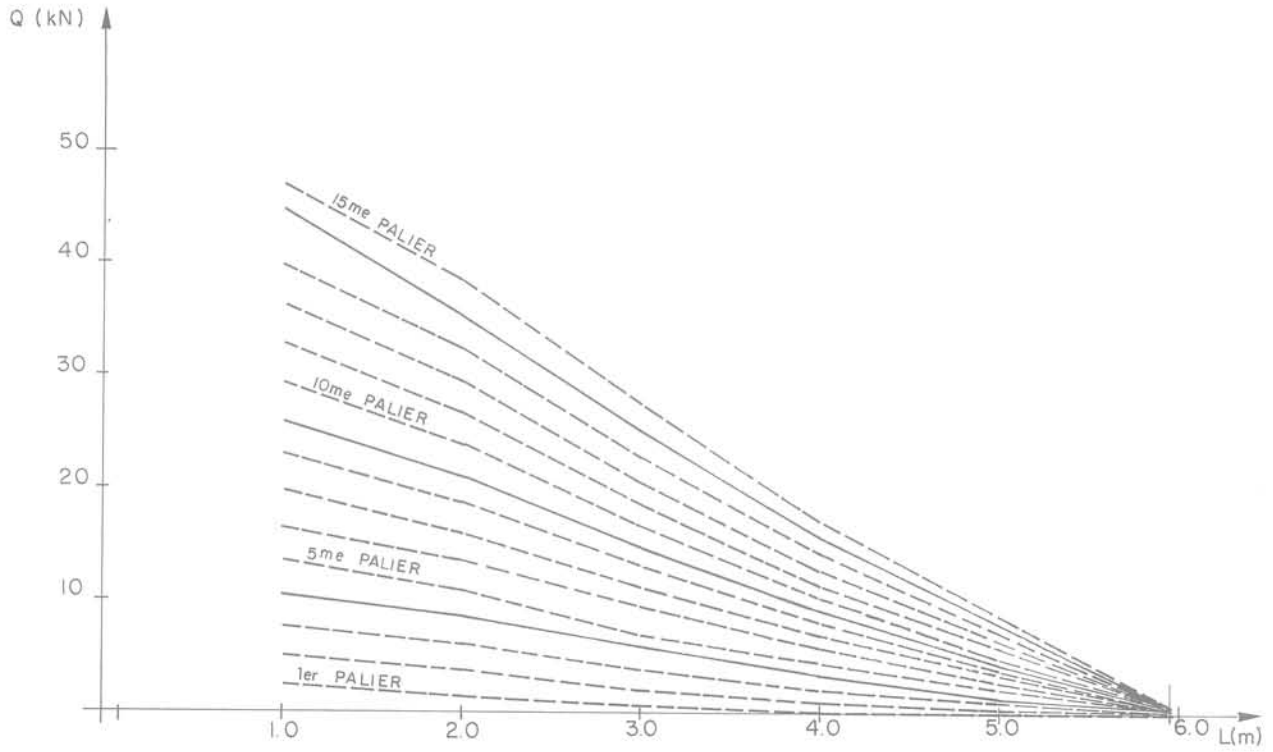


Fig. 11. — Micropieu isolé
Répartition des efforts le long du fût.

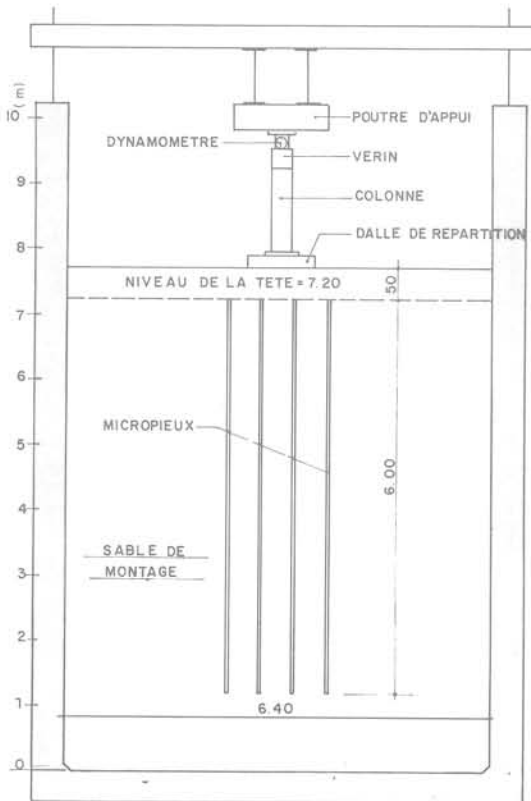


Fig. 12. — Micropieux verticaux -
Schéma de principe.

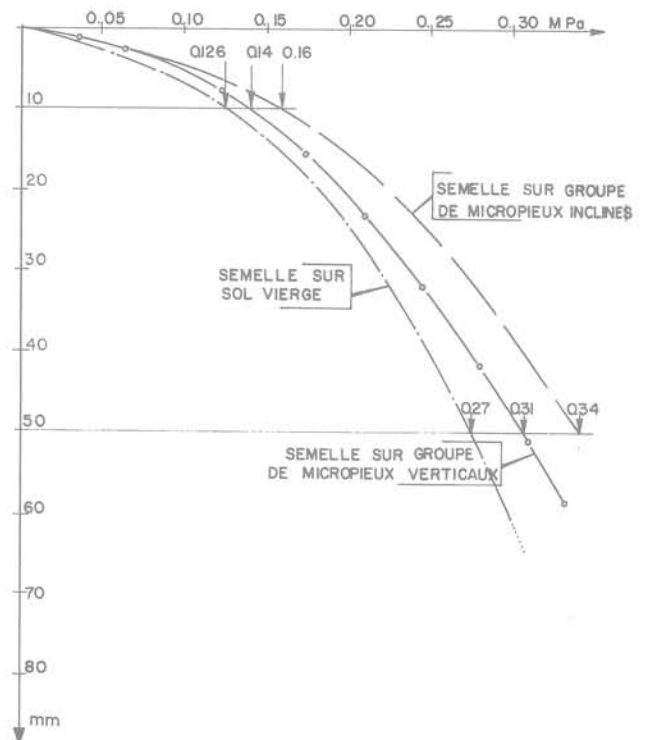


Fig. 13. — Courbes contraintes-déplacement

9. ESSAI DE SEMELLE DE 1 × 1 M SUR UNE COUCHE DE SABLE DE 0,50 M REPOSANT SUR UN GROUPE DE MICROPIEUX INCLINÉS

Les résultats de l'essai de chargement (fig. 14) montrent une amélioration meilleure qu'avec le groupe (fig. 13).

Les mêmes comparaisons indiquent:

10 mm: 0,126 / 0,160 MPa

50 mm: 0,27 / 0,340 MPa

soit une augmentation d'environ 25 %.

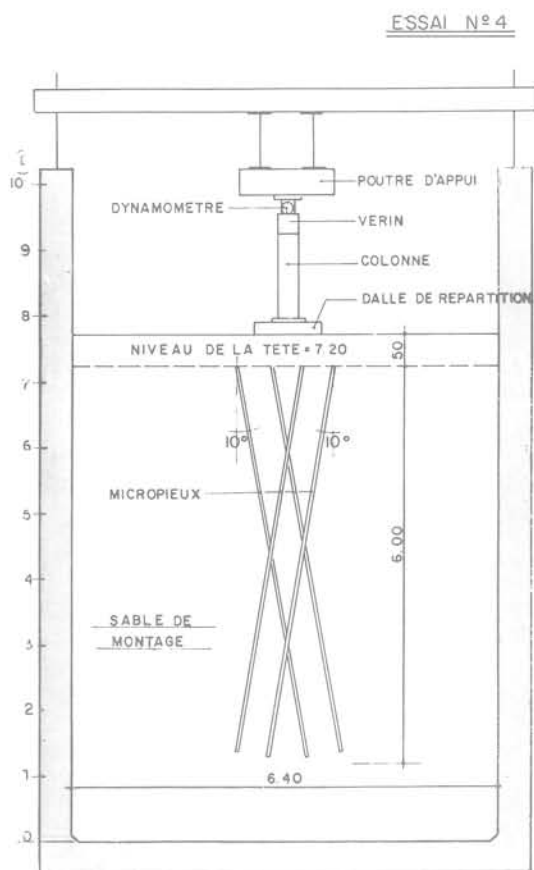


Fig. 14. — Micropieux inclinés - Schéma de principe.

10. MISE EN PLACE DU TOUT-VENANT AU-DESSUS DES TÊTES DE MICROPIEUX

La couche de sable de 0,50 m a été remplacée par une couche de tout-venant de même épaisseur mis en place en 3 couches compactées à la petite dame. Le poids spécifique moyen de 17,2 kN/m³ est à 87 % de l'O.P.M.

11. ESSAI DE SEMELLE DE 1 × 1 M SUR UNE COUCHE DE TOUT-VENANT DE 0,50 M REPOSANT SUR UN GROUPE DE MICROPIEUX VERTICAUX

Les résultats (fig. 15) montrent une augmentation de la capacité portante comparable à celles apportées par les semelles sur sablon pour des déplacements de l'ordre de 10 mm, par contre pour de grands déplacements l'amélioration devient très sensible:

10 mm: 0,126 / 0,200 MPa

50 mm: 0,270 / 0,540 MPa

soit un doublement de la contrainte.

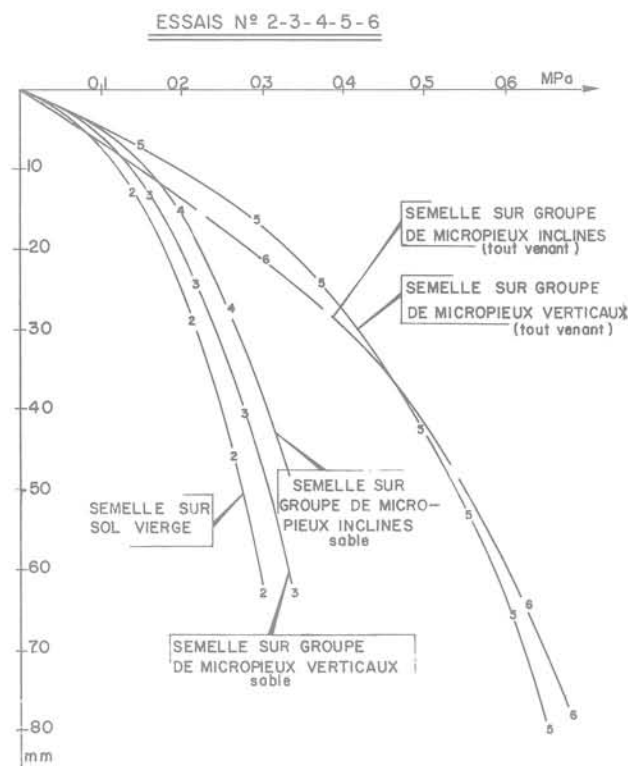


Fig. 15. — Courbes contraintes-déplacement

12. ESSAI DE SEMELLE DE 1 × 1 M SUR UNE COUCHE DE TOUT-VENANT DE 0,50 M REPOSANT SUR UN RÉSEAU DE MICROPIEUX INCLINÉS

Les résultats (fig. 15) sont comparables à ceux sur micropieux verticaux:

10 mm: 0,126 / 0,146 MPa

50 mm: 0,270 / 0,55 MPa

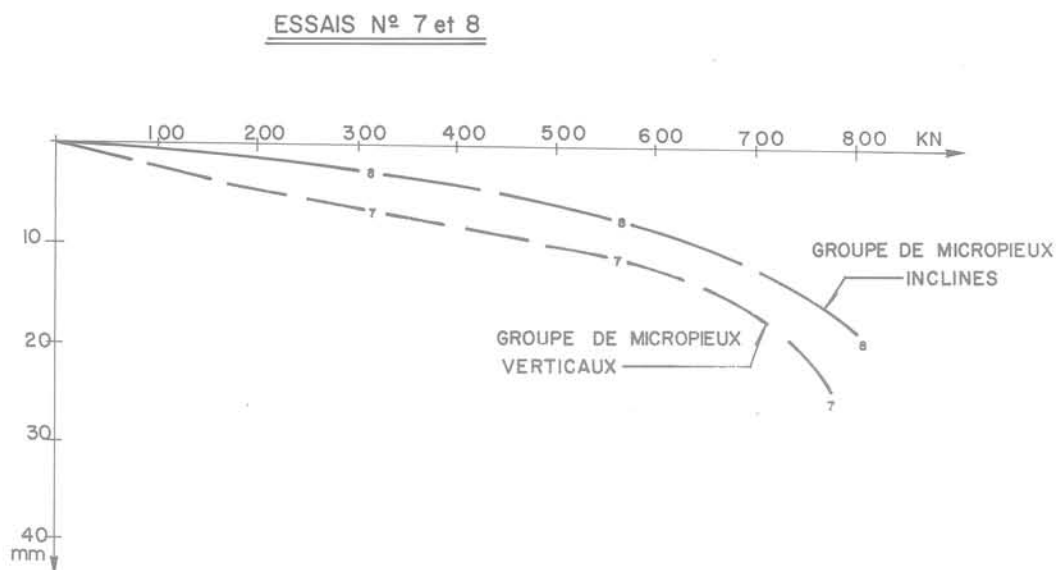


Fig. 16. — Courbes effort-déplacement

13. ESSAIS DE SEMELLES REPOSANT DIRECTEMENT SUR MICROPIEUX

Après vidage de la couche de tout-venant de 0,50 m il a été réalisé les essais de chargement direct sur le groupe et le réseau de micropieux à l'aide de la dalle de 2×2 m.

Pour le groupe de micropieux verticaux, la rupture a été obtenue à 800 kN. Pour le réseau de micropieux inclinés, la rupture a été atteinte à un niveau un peu plus élevé à environ 850 kN.

On constate donc que les charges de rupture sont très proches de seize fois la charge de rupture unitaire, aucun effet de groupe n'étant décelé.

Bien que les courbes efforts-déplacements puissent être entachées d'erreurs par des contacts délicats de la dalle et des seize têtes de micropieux, on note à la rupture un déplacement beaucoup plus important que pour le pieu unique. Pour le groupe, le déplacement est proche de 30 mm pour le réseau voisin de 20 mm.

Pour la moitié de la charge de rupture, le déplacement est de 2,5 mm pour le pieu isolé, il passe à 4 mm pour le réseau et à 8 mm pour le groupe.

14. RÉSULTATS DES JAUGES DE DÉFORMATION

L'examen des résultats enregistrés par les jauges de déformation permet d'examiner les reports d'efforts sur les micropieux et leur mode de fonctionnement.

Pour les quatre micropieux verticaux sur sablon n° 23, 30, 29 et 25 (fig. 4) on constate le même mécanisme. L'effort en tête reste faible et atteint seulement 3 kN au dernier palier. Le frottement négatif augmente pour atteindre de 20 à 50 kPa, il s'inverse vers 2,00 m (fig. 17).

Si l'on rapproche ces résultats des tassements de la semelle seule, on constate qu'au niveau de la tête, le tassement du sable est d'environ 50 mm et qu'il devient négligeable vers 1,50 m de profondeur.

C'est ce que l'on constate par exemple pour le n° 23 sur les courbes de répartition des efforts le long du fût où à 1 m de profondeur soit 1,50 m par rapport au niveau de la semelle, l'effort repris par le micropieu atteint environ 13 kN pour décroître ensuite quand le tassement du pieu devient supérieur à celui du sable (fig. 17).

Par ailleurs, on peut penser d'après les indications des jauges que les pieux 20 et 26 travaillent en flexion, ce qui est logique, leurs positions étant assez éloignées de l'emprise de la semelle.

Pour les micropieux inclinés sur sablon, l'examen des jauges est plus délicat, pour le n° 6 il donne les mêmes genres de résultats, un effort en tête de l'ordre de 6 kN et un frottement négatif s'inversant vers 2 m. Les mêmes micropieux ayant resservi pour les essais sur tout-venant, les résultats des jauges sont plus difficiles à interpréter. On peut constater malgré tout sur le groupe de micropieux verticaux que les efforts en tête restent modestes et qu'il y a une amplification du frottement négatif (fig. 18).

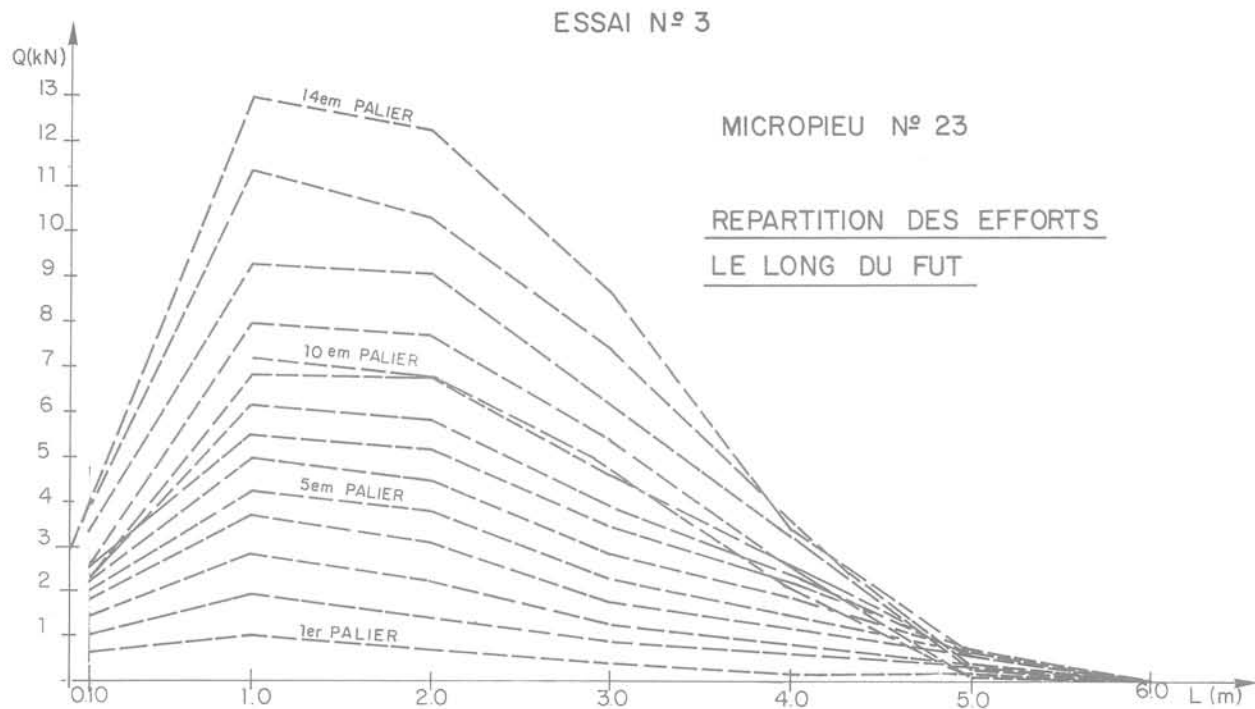


Fig. 17. — Semelle sur groupe de micropieux verticaux-sable.

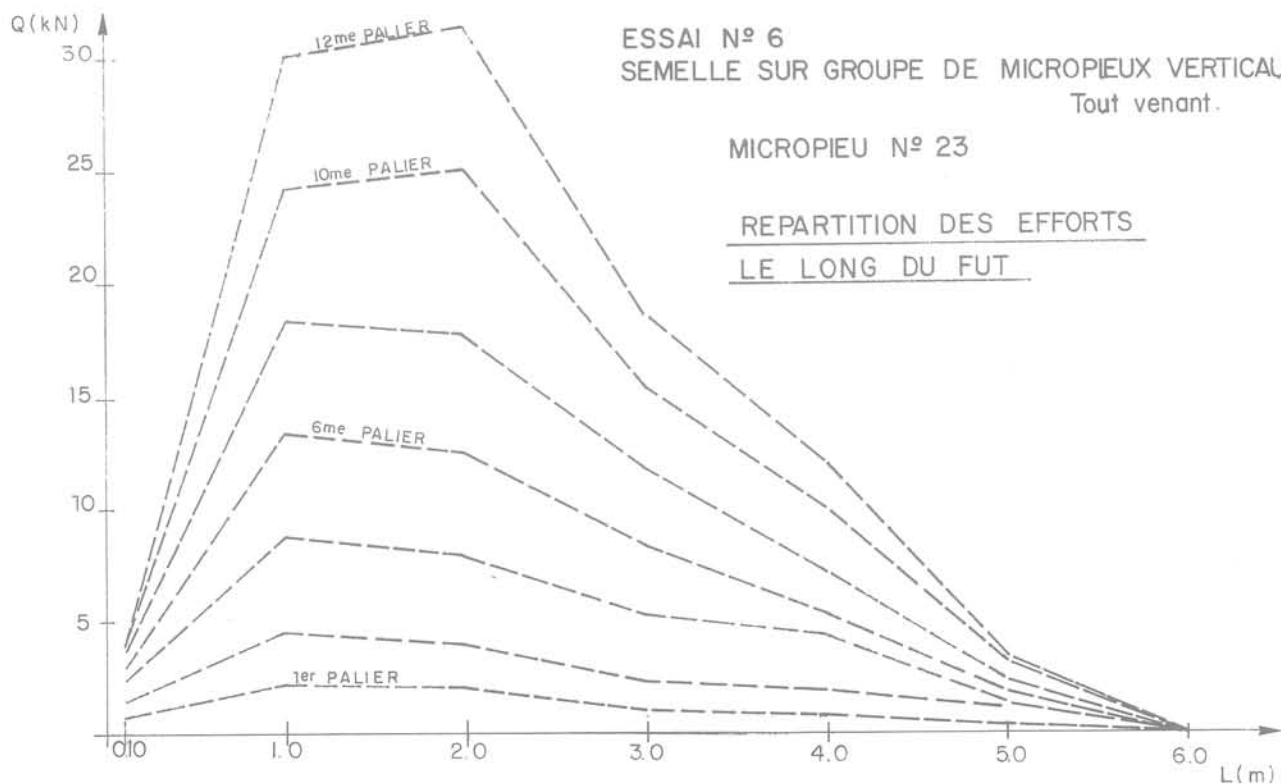


Fig. 18. — Semelle sur groupe de micropieux verticaux tout-venant.

CONCLUSION

Cette première étude expérimentale en semi vraie grandeur du renforcement d'un sol lâche par inclusion de micropieux a permis de dégager les principaux enseignements suivants :

— Le réseau des micropieux apporte une plus grande efficacité que le groupe. Dans les deux cas, le report de charges en tête des micropieux est faible et est loin de saturer l'effort de rupture du micropieu isolé, les longueurs de micropieux devront être ajustées dans chaque cas pour retrouver une longueur suffisante où s'exerce le frottement positif.

— Les caractéristiques de la couche de remblai sont importantes. Il sera difficile d'assurer un compactage

efficace sur sol mou, par contre, on peut jouer sur la granulométrie et on a constaté une nette amélioration avec le tout-venant dans les grandes déformations.

NOTATIONS

γ_d : Poids spécifique apparent sec, kN/m^3 .

D_R : Densité relative, %.

P_1 : Pression limite pressiométrique, MPa.

E : Module pressiométrique, MPa.

Δl : Déplacement, mm.

σ : Contrainte du sol, kPa.

α : pseudo-vitesse de fluage

$$\Delta l = \Delta l_0 + \alpha \log t, \text{ mm/décade.}$$

O.P.M.: Optimum proctor modifié, kN/m^3 .

Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées

GENIE PARASISMIQUE

sous la direction de
VICTOR DAVIDOVICI

1 volume relié 21 x 29,7, 996 pages

Cet ouvrage est le premier traité complet de génie parasismique en langue française.

Réalisée avec le concours de plus de cent spécialistes et experts du domaine, cette œuvre collective constitue une véritable synthèse des connaissances actuelles.

L'ouvrage aborde successivement les causes des séismes, leur nature physique et l'influence des facteurs locaux.

Il traite de manière approfondie le comportement des sols sous chargement dynamique ainsi que les problèmes d'interaction sol-structures.

Une large présentation est consacrée aux méthodes modernes de calcul dynamique des structures et des équipements et au comportement des ouvrages aux séismes.

Le risque sismique est également abordé dans ses aspects décisionnels et juridiques ainsi que dans le cadre de la planification.

De nombreux tableaux, abaques, illustrations facilitent la compréhension de l'ouvrage et son utilisation pour l'étude de constructions en zones sismiques.

sommaire

Le projet de construction parasismique

- I Sismologie générale et sismogénèse
- II Etude des mouvements en champ proche
- III Evaluation de l'aléa sismique
- IV Prise en compte de l'action sismique sur les sols
- V Calcul dynamique
- VI Interaction sol-structure

- VII Prise en compte de l'action sismique sur les structures
- VIII Prise en compte de l'action sismique sur des ouvrages spécifiques
- IX Prise en compte de l'action sismique sur les équipements industriels
- X Prise en compte effective du risque sismique

bon de commande

à recopier et retourner aux :
Presses de l'Ecole Nationale
des Ponts et Chaussées
28 rue des Saints-Pères 75007 Paris

en souscription : 900 F
(offre valable jusqu'au 23.05.85)

Nom / Organisme :

Adresse :

Prix : jusqu'au 23 mai 1985 : tarif préférentiel de souscription 900 F TTC franco
à partir du 24 mai 1985 : prix unitaire 1 200 F TTC franco

Titre : Génie parasismique	Prix unitaire	Quantité	Montant total
Montant de la commande			
Frais d'envoi par avion : 10 % du montant de la commande			
Montant total de la commande			

Joindre le règlement par chèque à l'ordre de « Anciens ENPC – Formation Permanente »
(une facture justificative vous sera envoyée).

consolidation dynamique des fondations du barrage de Pénitas, au Mexique

dynamic consolidation of the foundation bed for the proposed Penitas Dam in Mexico

M. GAMBIN

Directeur du département consolidations des sols, Soletanche Entreprise*

Résumé

La consolidation dynamique, en accroissant la densité relative du sol et le coefficient de pression horizontale des terres au repos K_0 d'une part, et en provoquant un vieillissement sismique du terrain grâce aux cycles répétés de liquéfaction drainage qui sont le principe même de la méthode, d'autre part, permet de diminuer le potentiel de liquéfaction des formations naturelles ou des remblais saturés en cas de tremblement de terre.

A l'occasion de la construction du barrage hydro-électrique de Pénitas sur le fleuve Grijalva, dans l'Etat de Chiapas au Mexique (zone de haute sismicité), la reconnaissance des sols ayant mis en évidence des densités relatives très variables, le Maître d'Ouvrage (la Commission Fédérale de l'Electricité) a décidé de procéder à l'amélioration et à l'homogénéisation des caractéristiques des alluvions ainsi que celles du remblai qui permettait de mettre le chantier au-dessus des plus hautes eaux.

L'objet de la communication est de présenter les résultats de la consolidation dynamique Ménard, appliquée à une couche de sol de 15 m d'épaisseur.

Abstract

Dynamic consolidation increases both the relative density of the soil and the horizontal pressure at rest factor K_0 . Also this technique induces a seismic aging of the soil by the repeated cycles of liquefaction — drainage which makes the core of the treatment process. Consequently there is no wonder why this technique can be used to decrease the liquefaction potential of natural formations in earthquake prone areas.

In the Chiapas State, where seismicity level is rather high, the proposed Penitas Dam brings to completion the Grijalva river electric scheme.

Prior to its construction, the routine soil investigation showed large variations in the relative density of the alluvium. The Owner (the Federal Commission for Electricity) concluded that it was necessary to improve the alluvium parameters and decrease their variability. The treatment had also to be applied to the upper landfill which was designed to put the working platform above highest water level.

The aim of this paper is to submit the results of the Menard Dynamic Consolidation successfully applied to a soil layer 15 m thick.

* 6, rue de Watford, 92000 Nanterre.



Fig. 1. — Localisation du projet.

La phase finale de l'équipement hydro-électrique du fleuve Grijalva, dans le sud du Mexique, à l'amont de Villahermosa (fig. 1) consiste en l'aménagement du site de Pénitas, dans l'état de Chiapas, 50 km à l'aval du barrage de Netzahuacoyotl déjà en service.

La figure 2 donne la coupe géologique en travers du fleuve qui comprend deux bras dans cette zone.

La figure 3 donne une vue en plan du projet dont la coupe AA est reportée sur la figure 4. La Commission Fédérale de l'Electricité (C.F.E.) avait finalement retenu la solution d'un barrage en terre de 44 m de hauteur, de 580 m en crête et de 200 m à 300 m de largeur à la base. Il s'agit d'un barrage composite dont le noyau central est prolongé dans les alluvions par une paroi plastique. On notera que les batardeaux amont et aval nécessaires pour assurer le détournement des eaux du fleuve pendant les travaux sont incorporés à l'ouvrage final.

1. RÉSULTATS DE L'ÉTUDE DES SOLS PRÉLIMINAIRES

L'étude des sols formant le remplissage de la vallée fut exécutée à l'aide d'essais de pénétration standard (S.P.T.) et d'essais de perméabilité Lefranc. Une coupe typique de sondage est représentée sur la figure 5. On constate que les alluvions constituent une couche d'une cinquantaine de mètres d'épaisseur au maximum, dont la résistance à la pénétration dynamique est très variable, avec des faiblesses ($N < 15$) jusqu'à 15 m de profondeur, et que la perméabilité est très variable. Ces alluvions sont essentiellement composées de sables fins à moyens, avec un faible pourcentage de silt et des lentilles de graviers pouvant contenir des cailloux de 30 cm de grosseur. La figure 6 présente quelques courbes granulométriques types et leur fuseau enveloppe.

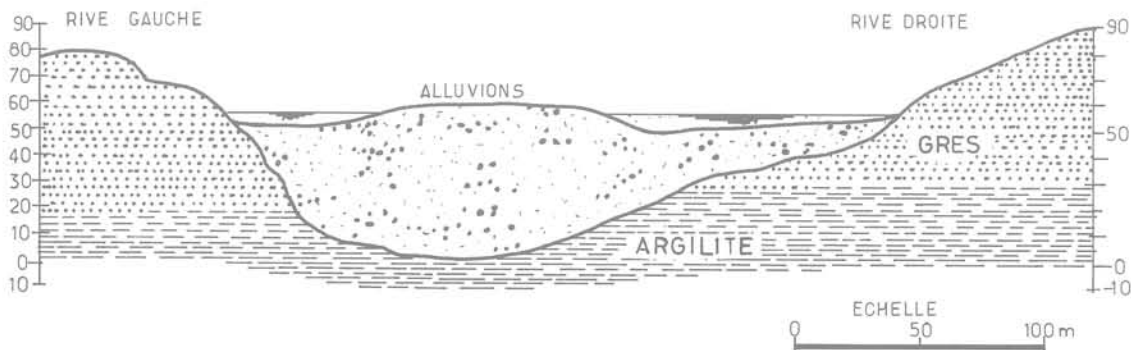


Fig. 2. — Coupe en travers du lit du fleuve.

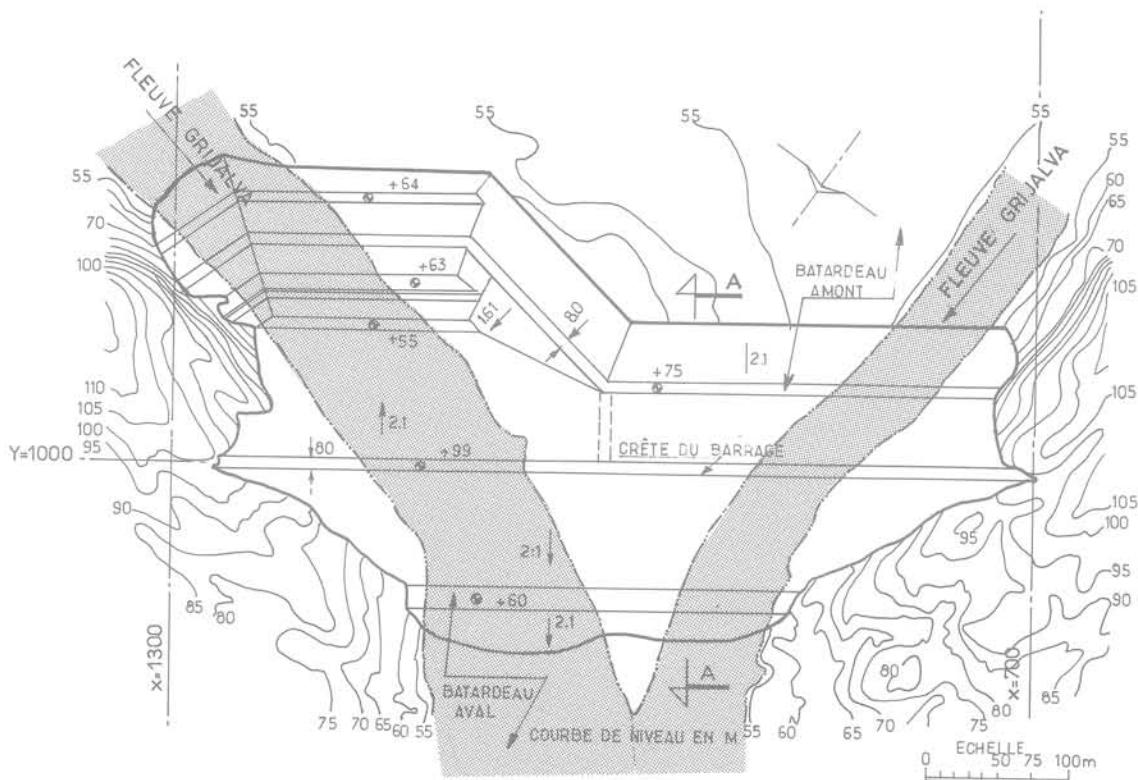


Fig. 3. — Plan du projet avec repérage de la coupe AA.

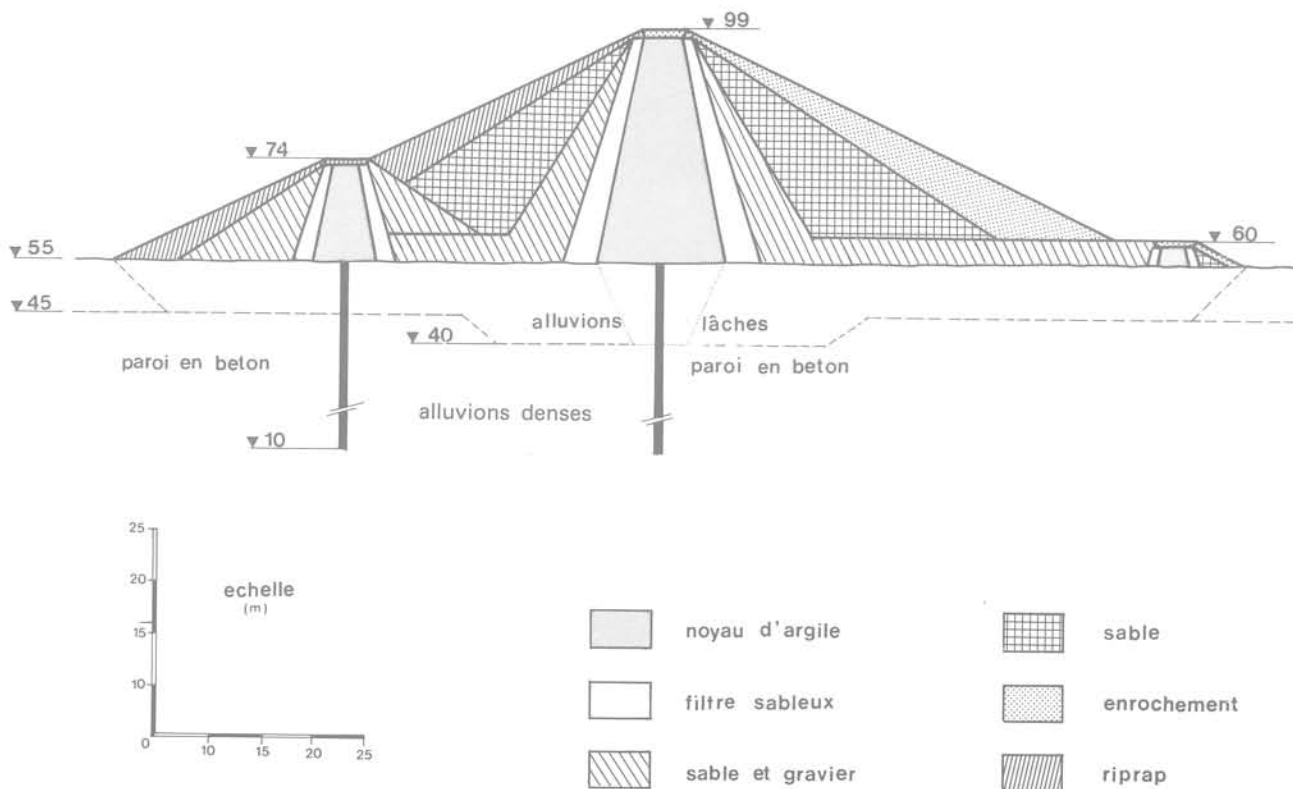


Fig. 4. — Coupe schématique AA du projet.

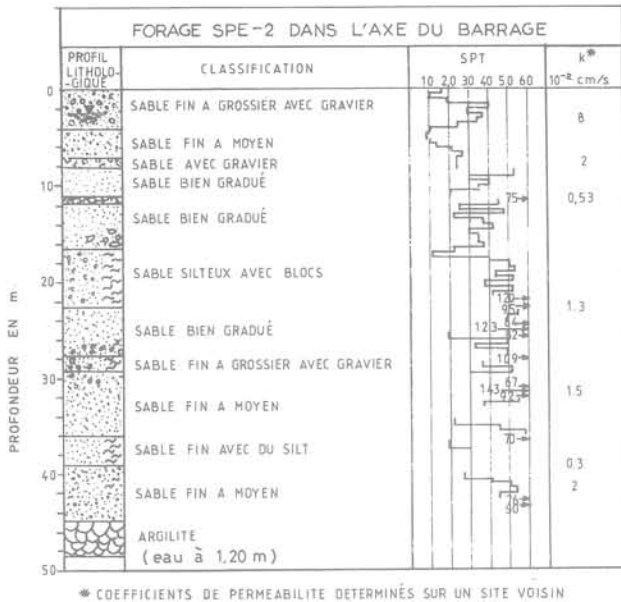


Fig. 5. — Coupe de sondage type (dans le centre du futur barrage).

2. ÉTUDE DU PROJET DE FONDATION

En raison de la présence de ces lentilles d'alluvions lâches mises en évidence pendant la campagne de reconnaissance de sol, il apparut vite que pour :

- minimiser les tassements différentiels susceptibles de provoquer des fissures de traction dans le noyau,
 - assurer la stabilité des talus dans les zones de faible résistance au cisaillement,
 - diminuer les percolations localement très élevées,
 - réduire le potentiel de liquéfaction dans cette zone de sismicité assez élevée,
- la tranche supérieure de ces matériaux devait être l'objet d'une densification. Une solution consistait à excaver les alluvions et à les recompacter par couches selon les techniques routières, c'est-à-dire au sec, à l'intérieur d'une enceinte étanche difficile à réaliser en raison de fortes perméabilités locales. Cette solution étant très chère, les méthodes de traitement in situ par moyens mécaniques furent étudiées et la solution de la consolidation dynamique Menard (GAMBIN 1983, 1985) fut retenue comme apportant toute garantie sur le plan technique et ayant le meilleur rapport qualité/prix.

3. RÔLE DE LA CONSOLIDATION DYNAMIQUE DANS LA RÉDUCTION DU POTENTIEL DE LIQUÉFACTION

S'il est devenu courant de savoir que la consolidation dynamique en augmentant la densité d'un sol permet d'augmenter sa résistance au cisaillement, de réduire son coefficient de perméabilité, et de diminuer les risques de tassements différentiels du futur ouvrage, on connaît moins son intérêt dans la réduction du potentiel de liquéfaction (GAMBIN et autres, 1979).

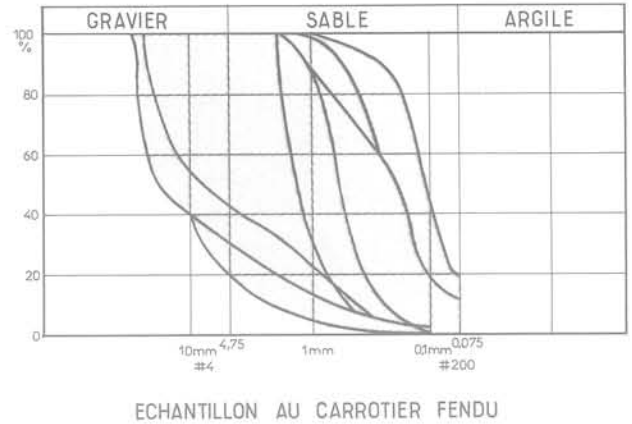


Fig. 6. — Exemples et fuseau des courbes granulométriques des alluvions à traiter.

Les facteurs pris en compte dans la détermination du potentiel de liquéfaction (SEED, 1976) sont :

- la densité relative du matériau en fonction de la profondeur ;
- le coefficient de pression horizontale des terres au repos K_0 ;
- l'histoire du sol ;
- la forme des grains et la texture du sol ;
- la durée et l'amplitude du train d'onde sismique.

Or la consolidation dynamique permet d'agir sur les trois premiers facteurs, les seuls modifiables (encore que l'on puisse constater une cimentation des grains dans les couches supérieures traitées lorsqu'il s'agit de matériaux typiquement pulvérulents).

Nous ne reviendrons pas sur l'action évidente sur la densité relative. L'accroissement du coefficient de pression horizontale des terres au repos K_0 est moins souvent considéré, mais d'une part, la plupart des méthodes de compactage mécanique (y compris les rouleaux sur des couches d'épaisseur limitée) provoquent l'accroissement de K_0 , d'autre part ce phénomène, qui se manifeste sur toute l'épaisseur de la couche traitée, peut être mesuré facilement à l'aide de capteurs de pression totale (MENARD, 1974) et confirmé par les valeurs souvent élevées du rapport E/p_1 mesurées au pressiomètre : avant consolidation dynamique la valeur est inférieure à 10, après traitement elle est supérieure à 15.

L'histoire d'un sol, c'est-à-dire l'histoire de la succession chronologique des champs de contraintes et déformations statiques et dynamiques auxquels a été soumis le sol depuis son dépôt a une grande influence sur son comportement aux séismes ultérieurs.

Il a été démontré (SEED et autres, 1977) que la susceptibilité d'un sol à la liquéfaction diminue lorsque

le sol a déjà été mis en liquéfaction avec des déformations de cisaillement faible et que ses grains ont été réarrangés vers une densité plus élevée.

Des expériences au laboratoire de l'Ecole Centrale sur un appareil triaxial cyclique (BIAREZ et autres, 1976) ont montré que le nombre de cycles nécessaires pour provoquer la liquéfaction d'un matériau densifié par cycles de liquéfaction et drainage était bien supérieur à celui requis pour le même matériau densifié par serrage statique, quand bien même l'augmentation de densité dans le premier cas pouvait apparaître nettement plus faible (fig. 7).

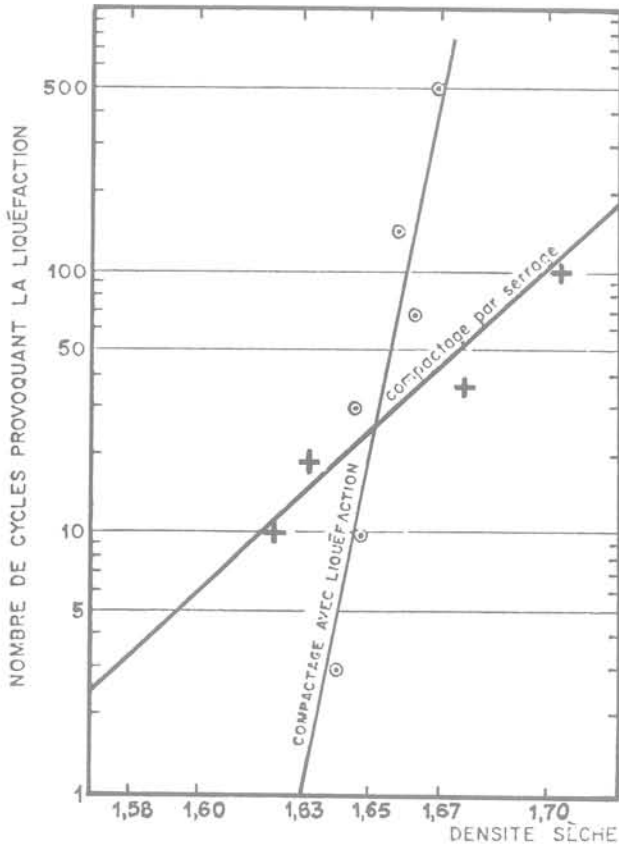


Fig. 7. — Comparaison entre les variations des potentiels de liquéfaction (mesurés en nombre de cycles nécessaires pour atteindre la liquéfaction) d'échantillons densifiés soit par serrage isotrope, soit par cycles successifs de liquéfaction et drainage.

On remarque de même in situ qu'à chaque nouvelle passe de consolidation dynamique le degré de liquéfaction obtenu pour la même énergie ne cesse de décroître.

A titre d'information complémentaire et bien qu'on n'ait pas à demander à la consolidation dynamique de pré-crée des excitations similaires à celles du tremblement de terre pour lequel l'ouvrage est calculé, on a représenté sur la figure 8 les spectres comparés des effets d'un impact de 30 000 kJ relevés à 28 m du point de chute et de certains séismes récents.

4. CAHIER DES CHARGES DU MARCHÉ

Compte tenu des essais de liquéfaction en vraie grandeur des alluvions du Grijalva réalisés à l'occasion de la construction du barrage de Netzahuacoyotl à l'aide de tirs d'explosifs, il avait été possible d'imposer les conditions de réception suivantes pour les matériaux traités (fig. 9):

- densité relative supérieure à 70 % jusqu'à 7 m de profondeur;
- densité relative supérieure à 60 % de 9 à 15 m de profondeur.

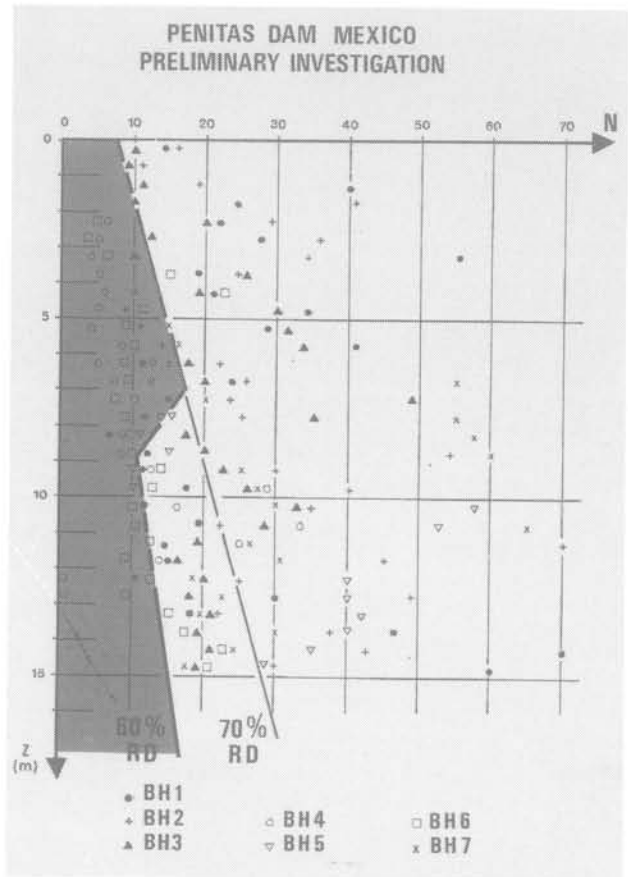


Fig. 9. — Calage par rapport aux densités relatives à obtenir des résultats des essais S.P.T. avant traitement.

5. RÉALISATION DES TRAVAUX

Les travaux furent confiés par le Maître d'Ouvrage C.F.E. à C.I.M.E.S.A. la filiale mexicaine de Soltanche. C.I.M.E.S.A. s'adjoignit l'assistance de Techniques Louis MENARD S.A. pour mener les opérations à bonne fin.

Compte tenu de la profondeur de la couche à traiter, 15 m, il était nécessaire que les passes destinées à densifier les couches profondes permettent de dévelop-

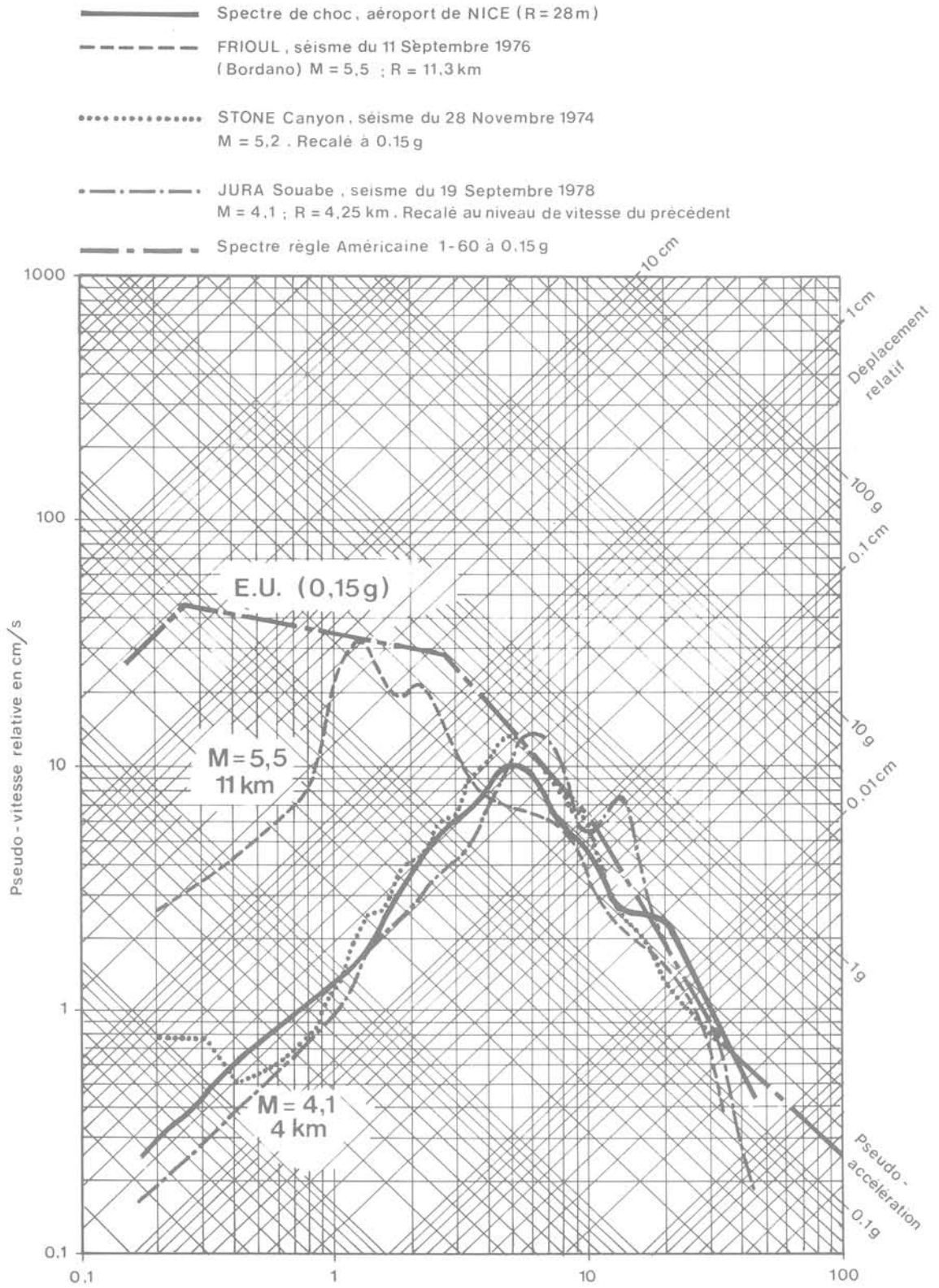


Fig. 8. — Comparaison d'un spectre des vibrations verticales mesurées à faible profondeur à 28 m d'un impact de 30 000 kJ et de spectres de séismes récents.

per une énergie de $10 \times (2 \times 15)^2$ ou 9 000 kJ, ce qui a conduit à utiliser un tripode de conception MENARD levant un pilon de 370 kN de $6,25 \text{ m}^2$ de surface de base et constitué de plaques d'acier boulonnées entre elles (fig. 10), tombant en chute libre d'une hauteur de 27 m. De plus, pour les passes destinées à compacter les niveaux supérieurs une grue Bucyres-Erie 88 permettait de lever un pilon de 150 kN tombant de 20 m.



Fig. 10. — Vue partielle du tripode permettant de détailler le pilon retenu par sa pince hydraulique pendant son levage.

Ces conditions s'appliqueraient non seulement aux alluvions en place mais également aux remblais sableux disposés :

- sur 3 m d'épaisseur après décapage sur les zones émergentes ;
- sur 6 m d'épaisseur après dragage des limons dans le lit mineur des bras du fleuve.

Nous n'allons présenter ici que la tranche de travaux de 1981 correspondant au traitement de la zone entre les deux bras du fleuve ainsi que la zone du bras gauche, l'ensemble correspondant à une surface de $56\,000 \text{ m}^2$. La deuxième tranche, portant la surface totale à $82\,000 \text{ m}^2$ a été traitée au printemps 1984.

Sur les figures 11 et 12 on voit une vue d'ensemble du site et quelques aspects particuliers du chantier.



Fig. 11. — Vue générale du site : au premier plan le bras de droite du Grijalva, puis l'atelier de consolidation dynamique avec une grue, enfin l'atelier du tripode sur le bras de gauche du fleuve remblayé.

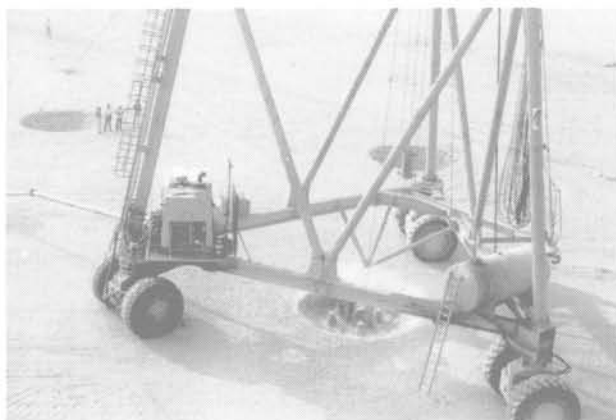


Fig. 12. — Vue rapprochée de la base du tripode après la chute du pilon qu'on aperçoit dans le cratère entre les trois couples de roue. L'échelle d'un cratère est donnée par le groupe de personnes en haut à gauche.

Sur le tableau I sont rassemblées les caractéristiques de chaque passe, sachant que la zone centrale de 70 m de large devait subir un traitement d'énergie supérieur. On trouvera sur le plan de la figure 13 l'emplacement des différents cratères pour les 3 premières passes, la quatrième passe étant exécutée à empreintes jointives de manière à supprimer toute hétérogénéité de surface (sauf sur 1 m d'épaisseur).

6. SUIVI GÉOTECHNIQUE

Comme pour chaque chantier de consolidation dynamique un suivi strict de la réaction du sol aux impacts fut respecté :

- mesure des volumes des cratères ;

Tableau I: Caractéristique des différentes passes

N° de passe	Matériel	Energie par coup (kJ)	Maille (m)	Energie totale kJ/m ²	Tassement moyen (mm)
<i>Zone centrale</i>					
1	Tripode	10 000	20	500	64
2	Tripode	10 000	20	350	43
3	Grue	3 000	14	350	49
4	Grue	3 000	2	750	67
Total.....				1 950	223
<i>Zone amont et aval</i>					
1	Tripode	10 000	20	500	64
2	Tripode	10 000	20	300	43
3	Grue	3 000	14	250	31
4	Grue	3 000	2	750	67
Total.....				1 800	205

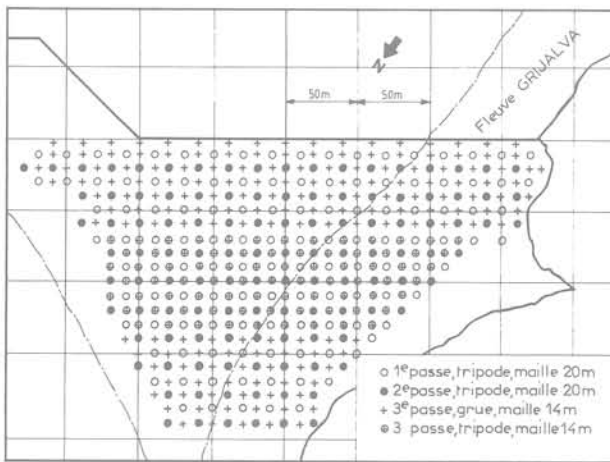


Fig. 13. — Plan des points d'impacts des trois premières passes.

- mesure des surpressions interstitielles;
- mesure de l'amélioration des caractéristiques mécaniques entre chaque passe par essais in situ.

Les volumes des cratères servent à estimer l'enfoncement moyen de chaque nœud de la grille de compactage, enfoncement qui est ensuite confirmé par un nivellement général de la plateforme après remblaiement des cratères au bouteur.

Les capteurs de pressions interstitielles, du type hydraulique, à circuit fermé, montrèrent tous que les surpressions se dissipaient à 90 % dans l'heure qui suivait l'application des impacts, ce qui a permis plus de liberté et de rapidité dans la conduite du chantier.

A la fois C.I.M.E.S.A. et C.F.E. procédèrent à des essais in situ après s'être étalonnés sur des essais complémentaires avant traitement, réalisés :

- au pressiomètre;
- au pénétromètre dynamique S.E.R.M.E.S.;
- au pénétromètre dynamique C.F.E.;

selon la répartition donnée au tableau II en ce qui concerne les essais de l'entrepreneur.

Tableau II: Répartition des sondages de contrôle de l'entrepreneur

	Avant travaux	Pendant travaux	Après travaux
Pressiomètre	8	4	11
Pénétromètre dynamique SERMES	4	—	24

On a reporté sur les figures 14 et 15 les valeurs moyennes mesurées avant et après traitement pour l'ensemble du site.

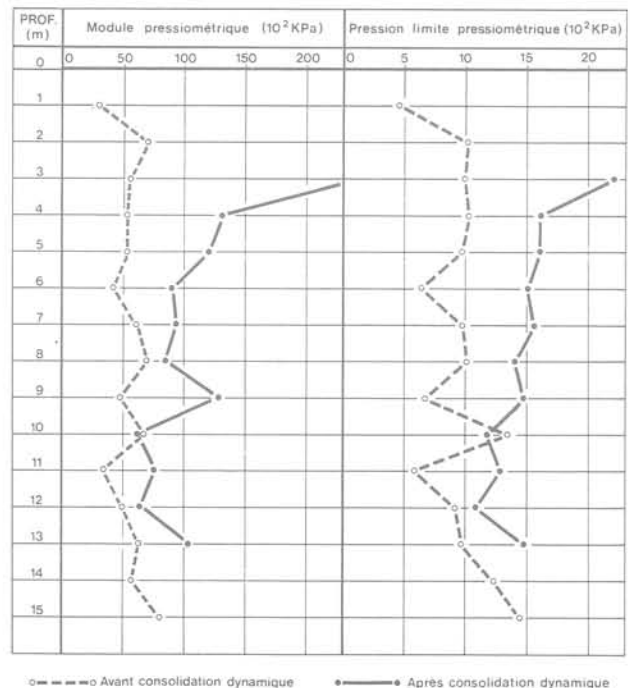


Fig. 14. — Valeurs moyennes de E et PI mesurées au pressiomètre avant et après traitement.

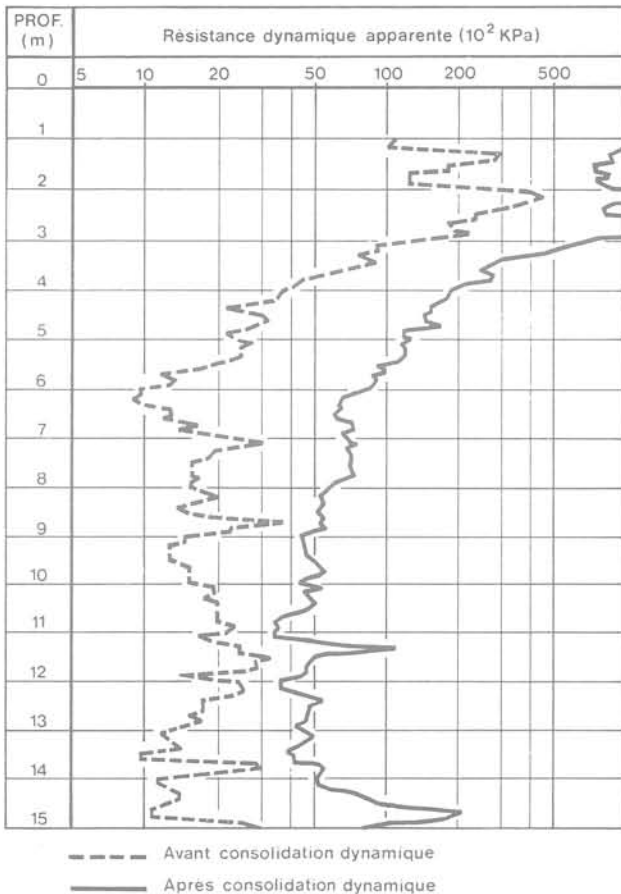


Fig. 15. — Valeurs moyennes des résistances à la pénétration dynamique (S.E.R.M.E.S.) avant et après traitement (échelle logarithmique).

Il fut constaté que toutes les valeurs faibles de caractéristiques mécaniques mesurées avant traitement avaient disparu, à l'exception de celles fournies par un résultat dans le sondage P.M.I.-4, forage situé d'ailleurs en bordure de la zone traitée. Toutefois les pénétromètres PD16-4, PD17-4 et PD18-4 exécutés au voisinage n'ayant pas mis en évidence d'anomalie, il en fut déduit qu'il s'agissait d'une lentille argileuse très limitée, peut-être en surpression interstitielle.

Plusieurs traitements statistiques peuvent être exécutés sur les résultats obtenus avant traitement et ceux obtenus après :

— comparaison des moyennes de tous les essais à une profondeur donnée : ainsi, sur les 5 premiers mètres, l'augmentation du module pressiométrique est de 250 % et celle de la pression limite d'au moins 100 % (compte tenu du fait que les essais pressiométriques n'ont pas été poussés au-delà de 2,5 MPa). De 5 à 15 m de profondeur, les résultats montrent des augmentations de 60 % sur les modules et 45 % sur les pressions limites. Sur les résistances dynamiques de

pointes, on observe des augmentations encore plus spectaculaires : 350 % jusqu'à 5 m, 250 % entre 5 et 15 m, ce qui s'explique par la relation exponentielle entre cette résistance et l'angle de frottement interne ;

— comparaison des prévisions de comportement du sol au droit de chaque sondage avant et après traitement. Ainsi, le tassement prévisible est-il divisé par 1,8 et le tassement différentiel par plus de 2,2.

Ces rapports d'amélioration peuvent apparaître assez faibles, par rapport aux performances obtenues sur d'autres chantiers, mais d'une part, l'énergie appliquée au mètre cube a été réduite (moyenne 120 à 130 kN × m), d'autre part, l'ensemble des alluvions n'était pas globalement médiocre avant traitement.

7. CONCLUSION

La consolidation dynamique s'est avérée efficace pour améliorer les 15 premiers mètres d'alluvions formant le terrain de fondation du futur barrage de Pénitas. Les lentilles de matériaux lâches mais toujours à faible pourcentage de fines ont été convenablement densifiées. Les horizons déjà très denses ont, par contre, été peu affectés ou même ont pu être légèrement décompactés, entraînant une meilleure homogénéisation globale.

BIBLIOGRAPHIE

J. BIAREZ, M. RUDELLE. — *Comportement aux séismes des sables fins*, rapport de recherche, Ecole Centrale (non publié) 1976.

M. GAMBIN. — *La Consolidation Dynamique MENARD*, journée d'étude du 28 avril 1982, Annales I.T.B.T.P., oct. 1983.

M. GAMBIN. — *Dix ans de consolidation dynamique*, Annales I.T.B.T.P. (à paraître) en 1985.

M. GAMBIN, J.F. CAPELLE et J. DUMAS. — *La Consolidation Dynamique, une technique permettant de diminuer les risques de liquéfaction des sols fins saturés en cas de tremblement de terre*, 3^e Congrès Canadien de Génie Sismique, McGill, Montréal, 1979.

L. MENARD. — *Un procédé de consolidation, le pilonnage intensif*, Annales I.T.B.T.P., Sept. 1974.

H.B. SEED. — *Evaluation of Soil Liquefaction. Effects on Level Ground during Earthquake*, dans «Liquefaction Problems in Geotechnical Engineering» A.S.C.E. Preprint 2592, New York 1976.

H.B. SEED, K. MORI & C. CHAN. — *Influence of Seismic History on Liquefaction of Sands*, G.T. Journal n° 4, A.S.C.E, avril 1977.

Journées d'études

organisées par le C.E.I.F.I.C.I. dans le cadre de la formation professionnelle continue, ces journées se dérouleront les 4 et 5 juin 1985 à l'hôtel P.L.M. St-Jacques à Paris sur le thème :

TRAVAUX SOUTERRAINS

techniques du creusement à la machine ou à l'explosif dans le génie civil et la mine.

PROGRAMME

GÉNÉRALITÉS SUR LE CREUSEMENT

- Histoire de la perforation et de l'abattage, par M. Pierre MERMOD.
- Les fumées de tir et leur contrôle, par M. Robert DENIAU.
- Effet des vibrations sur l'environnement, par M. André SCHWENZFEIER.
- Creusement par dissolution dans le sel gemme, par MM. Claude DURAND et Jean-Paul LAILLE.
- L'aide au creusement par jets d'eau à haute pression, par MM. Yves LEFIN et Pierre REYNARD.

CHANTIERS SOUTERRAINS A L'ÉTRANGER

- Quelques grands chantiers et projets mondiaux, par M. Pierre DUFFAUT.
- Galeries hydroélectriques en Colombie, par MM. Guy-Jacques BARLET et Jean-Claude DARENNE.
- Tunnels de réalignement du Transcamerounais, par MM. Michel MAREC et Michel LEGRAND.
- Creusement de la galerie de Saguling (Indonésie), par M. Tran Vo NHIEM.
- Influence des conditions géologiques sur le creusement mécanisé de deux galeries (Grimsel en Suisse et Obere Sill en Autriche) par MM. Peter EGGER et Harald WAGNER.
- Tunnels en construction pour la ligne nouvelle des chemins de fer allemands, par MM. PAUL et SIEBKE.

CHANTIERS DE VOIES DE COMMUNICATION

- Le tunnel autoroutier de Chamoise (Nantua, A 40), par M. Pierre HINGANT.
- Le développement du prédécoupage mécanique et ses avantages dans les chantiers urbains de la R.A.T.P., par M. Jean-Paul VAN LOON.
- Les machines pour le prédécoupage des tunnels, par M. Robert LONGELIN.

CHANTIERS MINIERS

- La machine Bouygues dans les charbonnages de France et de Belgique, par MM. André BLANC et Pierre PHILIPPRON.
- L'expérience des mines métalliques de la C.O.G.E.M.A., par M. Jacques FILLOD.

CHANTIERS D'ÉLECTRICITÉ DE FRANCE

- La galerie en charge de Grand'Maison (film), par Jean-François TOURNERY.
- L'usine souterraine de Grand'Maison, par MM. André SAINT-MARCEL et Bernard BOYMONT.
- Le creusement à la machine de la galerie de Montfermy, par M. Marc LEFRANC.
- Le creusement à la machine dans la craie à Paluel (film), par M. Bernard MORICE.

AUTRES TUNNELS

- L'expérience des 112 km de galeries du Canal de Provence, par M. Jean LEFEBVRE.
- Présentation du L.E.P., par M. Henri LAPORTE.
- Creusement des puits en terrain congelé (C.E.R.N.), par M. Pierre GONZE.
- Le creusement à la machine dans la mollasse (C.E.R.N.), par M. Adolphe COLINAS.
- Galerie d'irrigation de Cilaos à la Réunion, par M. Bernard MORICE.

SYNTHÈSES ET DISCUSSION GÉNÉRALE

- Synthèse sur le creusement à l'explosif, par M. Henri BEJUI.
- Synthèse sur le creusement mécanisé, par M. Dominique FOURMAINTRAUX.

Tous renseignements concernant les conditions d'inscription et de participation peuvent être fournis par le C.E.I.F.I.C.I., 6, rue Vital, 75116 Paris.

consignes de rédaction des articles

Seuls les manuscrits n'ayant jamais été publiés, n'étant pas en cours de publication, n'ayant pas été présentés ailleurs, peuvent être soumis au Comité de Lecture de la Revue Française de Géotechnique.

La présentation d'un manuscrit engage l'auteur à déléguer à la R.F.G. et au service chargé de la publication, dès que l'article a été accepté, le copyright correspondant y compris tous droits de reproduction photographique ou par microfilm, de traduction et de tirage à part.

Le manuscrit ne doit présenter aucun aspect commercial. Cependant, l'auteur ne doit pas hésiter à citer les noms propres nécessaires à la compréhension du sujet.

Tous les manuscrits sont examinés par le Comité de Lecture de la Revue. Ceux dont la publication a été refusée, comme ceux dont la rédaction ou spécialement les figures ne respectent pas les recommandations faites ci-dessous, seront retournés à l'auteur.

Les manuscrits doivent être adressés en triple exemplaire pour examen au Comité de Lecture de la Revue Française de Géotechnique, Presses de l'E.N.P.C.-B. Mandagaran, 28, rue des Saint-Pères — 75007 Paris.

L'auteur recevra gratuitement vingt-cinq tirés à la suite. Toute commande supplémentaire et à titre payant devra être adressée au moment de l'acceptation de l'article par le comité de rédaction.

PRÉSENTATION DU MANUSCRIT

1. Le manuscrit original rédigé en français doit être écrit à la machine avec un double interligne (y compris les résumés, les appendices, la bibliographie, les notes en bas de page, les tableaux et les légendes des illustrations), sur du papier 21 × 29,7 et doit comprendre les illustrations originales.

Les trois exemplaires requis peuvent se composer de l'original et de deux photocopies à conditions que celles-ci soient parfaitement nettes et lisibles.

L'ensemble doit pouvoir être expédié dans une enveloppe de format ordinaire.

La longueur totale du manuscrit (texte à double intervalle, tables, figures et annexes) ne doit pas dépasser trente pages (recto uniquement, verso blanc).

On indiquera clairement le découpage retenu pour l'article, et l'information relative à un paragraphe donné ne figurera que dans ce paragraphe. On évitera les répétitions et les notes en bas de page ou en fin d'article pour les explications nécessaires à la compréhension de l'article.

2. Le titre doit être composé de mots qui décrivent suffisamment le contenu de l'article et doit contenir des mots clés principaux pour pouvoir être facilement indexé par les divers centres de documentation.

Le nom de l'auteur sera donné en première page après le titre et sera suivi de la position actuelle (fonction, emploi, lieu) décrite avec précision et concision.

Un résumé bilingue, en français et en anglais, ne dépassant pas une centaine de mots dans chaque langue (en plus du titre et du nom de l'auteur), doit accompagner le manuscrit. Il décrira les objectifs, les résultats et les conclusions de l'article de manière aussi précise que possible. Toute information originale, nouvelle ou importante doit être mise en évidence dans les premières phrases du résumé. Le résumé ne doit contenir aucune information qui n'est pas présentée dans l'article.

L'auteur utilisera dans le texte l'expression impersonnelle. Il soulignera les mots qu'il faut faire ressortir par une impression en italique, particulièrement les noms de personnes, d'organismes ou de lieux.

La numérotation des chapitres et paragraphes sera décimale et utilisera exclusivement les chiffres arabes: elle sera limitée à trois caractères: X, x, x.

La conclusion tentera de dégager les efforts fondamentaux du travail présenté et les conséquences importantes sur les travaux futurs. Eventuellement, elle pourra être consacrée à une discussion brève de l'interprétation des travaux présentés.

Les appendices et encarts sont utiles pour présenter des informations complémentaires dont l'inclusion dans le corps de l'article briserait l'écoulement logique du texte, aussi bien que des données ou des analyses trop longues dont les détails ne sont pas indépendants pour la bonne compréhension du texte. Ils sont pris en compte dans le nombre de pages.

3. Les unités et symboles à utiliser sont dans tous les cas ceux du Système International.

Dans le cas où les symboles utilisés dans le corps de l'article sont particuliers, on les regroupera en début d'article. Si un petit nombre seulement de symboles non standardisés sont utilisés, il est nécessaire de les définir parfaitement le plus tôt possible dans le corps de l'article.

4. Les illustrations seront aussi dépouillées que possible; sur les graphiques, les écritures seront réduites au minimum et remplacées par des repères explicites en légendes. On évitera, par exemple, de mettre plus de trois courbes sur le même graphique; on pourra, au besoin, décomposer une figure en plusieurs graphiques illustrant chacun un aspect de ce que l'on veut montrer.

La taille des figures sera tout au plus celle d'une page (210 × 297 mm).

Les photographies ne seront acceptées que si elles présentent un intérêt particulier et sont réellement indispensables à la compréhension du texte. Les photographies (exemplaire original bien contrasté, sur papier brillant) seront fournies en trois exemplaires. Elles seront numérotées suivant l'ordre «chronologique» d'apparition des figures et photographies et leur légende sera donnée dans le texte. Les photographies présentées seront prises en compte avec toutes les figures pour l'évaluation de la longueur totale du manuscrit.

Les figures seront dessinées à l'encre de Chine et sur calque. On fournira ce calque et deux tirages (sur fond blanc). La dimension des figures (et photographies) sera telle qu'une réduction conduira à une largeur «publiée» dans la R.F.G. de 75 à 85 mm. Les lettres devront être bien lisibles après réduction. On utilisera sur l'original des lettres (Letraset, par exemple) ayant au moins 5 mm de haut et 4 mm de large avec une épaisseur de 1,5 mm et si possible 2 mm. Les explications et descriptions seront données dans le texte en rappelant entre parenthèses le numéro (défini ci-dessus) de la figure considérée. Les indications portées sur les figures devront se borner à des symboles et dimensions avec un seul titre très concis.

Il est demandé aux auteurs d'envoyer à la revue des figures originales présentant les caractéristiques ci-dessus (une variation de ± 1 cm sur la largeur est tolérée pour les figures présentées sur une colonne et de ± 2 cm sur la largeur des figures présentées sur deux colonnes, car la réduction ou la dilatation au moment de la photogravure permet d'effectuer la correction). Pour une bonne qualité de reproduction des photos, il est indispensable d'utiliser des films noir et blanc.

5. Les tableaux seront dactylographiés séparément et fournis en triple exemplaire (format 210 × 297 mm, recto). Des exemples et une explication pour chaque tableau doivent figurer dans le texte. Les tableaux feront l'objet d'une numérotation particulière en séquence suivant leur ordre d'apparition. Ne pas utiliser d'abréviations autres que les unités ou symboles dans les tableaux. Eventuellement, numéroter les diverses colonnes des tableaux afin d'en faciliter l'explication et l'illustration dans le texte.

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

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

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

Tout symbole manuscrit ou pouvant faire l'objet de confusions doit être identifié en marge (par exemple: prime et un, o et zéro, Zed et deux, elle et un, etc.). Les lettres grecques doivent être également identifiées dès leur première apparition. Toutes ces identifications seront faites en marge au crayon.

Chaque équation ou groupe d'équations doit être centré pour faciliter la lecture.

Généralement, la plupart des expressions mathématiques sont composées en italique. Cependant, les abréviations de fonctions trigonométriques (sin, cos, tg, etc.) et des logarithmes naturel ou vulgaire (Ln et log) sont imprimées en caractères romains. Les vecteurs et matrices le sont en caractères gras.

Les fractions simples apparaissant dans le texte s'écrivent sur une seule ligne avec des parenthèses, par exemple $1/(a + b)$ et non sous la forme $1/a + b$ ou $\frac{1}{a + b}$. On portera un soin particulier à l'emploi des accolades, crochets et parenthèses en respectant la hiérarchie suivante: $\{[(())]$. On utilisera l'exposant $1/2$ de préférence au signe $\sqrt{\quad}$ et l'exposant -1 de préférence au signe $/$. Exemple: écrire $(ax^{-1} \text{ tg } y)$ plutôt que $(a/x) \text{ tg } y$. Pour l'emploi d'exponentielles avec exposants compliqués, écrire:

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

L'auteur devra également surveiller l'emploi de ', ", des indices supérieurs et inférieurs et penser à les faire bien apparaître dans la liste des notations.

7. Les références citées dans le texte doivent être rassemblées en ordre alphabétique dans une «liste de références» donnée en annexe à la fin du manuscrit. Toutes les références données doivent être accessibles et il faut proscrire d'une manière générale les informations non publiées.

Le classement se fait suivant le nom de l'auteur suivi de l'année de publication (ex.: Dupont A. — 1975). S'il y a au plus trois auteurs, citer les noms de chacun d'eux. S'il y a quatre auteurs ou plus, citer le premier

et le faire suivre de la mention « et al. ». Quand deux ou plusieurs références concernent un même auteur, les classer par ordre chronologique à la suite les unes des autres. Toute référence faite dans le texte à un auteur donné, devra comporter le nom du premier auteur et l'année de publication entre crochets. D'une manière générale, toutes les références données en annexe doivent être citées dans le texte, sauf si la liste constitue une bibliographie. Dans ce cas, l'annexe correspondante sera appelée « bibliographie ».

Articles de revues

Faire suivre la référence (auteur, année, titre de l'article entre guillemets) du nom complet de la revue en italique, du numéro du volume, du numéro de la revue, du lieu de publication, du mois et de l'année, des numéros de la première et dernière pages (cf. exemple ci-dessous).

WOODS, R.D. (1968). — « *Screening of Surface Waves in Soil* ». — *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the A.S.C.E.*, vol. 94 n° S.M.4, Ann Arbor, Mich. U.S.A., juillet 1968, pages 951-954.

Livres

Faire suivre le nom de l'auteur de celui du chapitre entre guillemets, de celui du livre en italique, du numéro de l'édition, du numéro du volume, du nom complet de l'éditeur, du lieu d'édition, de l'année,

éventuellement du numéro des pages concernées (cf. exemple ci-dessous).

TERZAGHI, K. (1943). — « *Chap. IX Stability of Slopes* ». — *Theoretical Soil Mechanics*, 4^e édition John Wiley and Sons Inc., 1947, pages 144-152.

Thèses

Faire suivre le nom de l'auteur du titre entre guillemets puis donner obligatoirement les indications suivantes: thèse présentée à l'Université de (nom) soutenue le (date) pour obtenir le grade de Docteur (ès-Sciences, d'Université, Ingénieur) (cf. exemple ci-dessous).

ROCOPLAN, J.-A. (1964). — « *Contribution à l'Etude des Appareils de Mesure de Densité au Moyen de Rayons Gamma* ». — Thèse présentée à l'Université de Paris, soutenue le 16 juin 1964, pour obtenir le grade de Docteur-Ingénieur.

Communication à un Congrès (ou Conférence)

Faire suivre le nom des auteurs du titre entre guillemets, puis indiquer le mois et l'année et donner le nom complet du Congrès ainsi que le lieu du Congrès ou Conférence (cf. exemple ci-dessous).

DANTU, P. (1961). — *Etude Mécanique d'un milieu Pulvérulent Formé de Sphères égales de Compacité Maxima*. — juillet 1961, *Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Paris.

