# Sommaire

5 - NOV. 2001

Electronicus Inductión

Apercu historique sur la notion de la pression de l'eau dans les sols et les milieux fissurés du xville au début du xxe siècle, en France 3 J.-L. BORDES Calcul en éléments finis des déformations des sols non saturés : équations et exemples 17 M. WONE, J.-P. MAGNAN Les pieux maritimes du pont Vasco de Gama 27 M. WASTIAUX, J. DUCROQ, F. CORBETTA La formule des Hollandais ou le conformisme dans l'enseignement 35 H. GONIN Pénétration statique dans les graviers sableux denses, la molasse et les marnes compactes 43 G. SANGLERAT, M. PETIT-MAIRE, F. BARDOT, P. SAVASTA Caractérisation et renforcement des sols avec inclusion de nappes plastiques souples discontinues 55 T. MESSAS Perméabilité estimée par la granulométrie 63 V. SAVATIER Note technique Sols argileux normalement consolidés, reconstitués par gradient hydraulique M.-P. LUONG, J. RIVIÈRE

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE N° 87 2° trimestre 1999

# CONSEIL DU COMITÉ DE LECTURE

Dans le but de rendre plus transparent le fonctionnement du comité de lecture de la *Revue* française de géotechnique, un Conseil du comité de lecture a été établi paritairement entre les trois comités français de Mécanique des sols, de Mécanique des roches et de Géologie de l'ingénieur. Le rôle de ce Conseil sera de choisir et d'orienter chaque article reçu par la *Revue* vers deux lecteurs particulièrement compétents en fonction des sujets traités.

La composition du Conseil du Comité de Lecture est la suivante :

• pour la Mécanique des sols :

- G. AUVINET E. FLAVIGNY J. SALENÇON
- F. Schlosser
- pour la Mécanique des roches :
  - E. DETOURNAY
  - M, PANET
  - G. VOULL
- pour la Géologie et l'ingénieur :
  - R. COJEAN
    - J.-L. DURVILLI
    - J.-L. GIAFFERI
  - A. Parriaux

L'actuel directeur de la Revue française de Géotechnique saisit cette occasion pour citer tous ceux qui l'ont assisté bénévolement dans cette mission essentielle pour le rayonnement de la Revue, et c'est pour lui un plaisir de remercier MM. AMAR, AURIAULT, BAGUELIN, BENAMAR, BERGUES, MME BERNAUD, MM.BÉREST, BIAREZ, BILLAUX, BORDES, BOULON, BRULOIS, DE BUHAN, CORDARY, DELAGE, DORMIEUX, DUFFAUT, DUPEUBLE, FEUGA, FRANK, FRY, GAMBIN, GARNIER, GARY, MME GENTIER, MM. GHOREYCHI, ISNARD, LECA, LONDE, LUONG, MAGNAN, MALATRAIT, A. MONNET, J. MONNET, PANET, PIGUET, PHILIPPONNAT, PICARD, POUYA, RADENKOVIC, ROUSSET, SALENÇON, SCHLOSSER, SHAHROUB, SIRIEYS, SU KUN, TCHENG, THOREL, TOURET, VOUILLE, WEBER et probablement quelques autres dont les noms sont égarés dans les archives des numéros de la Revue française de Géotechnique.

# REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Directeur de la Publication : P. Habib Président du Comité de Direction : **J. Lagardère** Comité de Direction : **M. Londez, P. Berest, J.P. Tisot** (Présidents des trois comités) Comité de Rédaction : **E. Absi, P. Antoine, F. Bonnechère, Prof. Descœudres, P. Duffaut, J. Kérisel, P. La Rochelle, P. Londe, L. Parez, F. Schlosser** 

Revue trimestrielle

Abonnement 1999 (numéros 86 à 89) franco : 685 F Prix au numéro franco : 198 F (valable également pour les numéros anciens) La revue est expédiée par avion dans les D.O.M.-T.O.M. et à l'étranger. Sommaires des numéros anciens sur demande.

Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées 28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris - Tél. : 01 44 58 27 40 Impression : Corlet, Imprimeur, S.A. 14110 Condé-sur-Noireau. N° d'imprimeur : 38497, Dépôt légal : août 1999

(©) 1999 Commission paritaire nº 60855 ISSN 0181 — 0529

resses de l'école nationale des

ts et chaussées

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. Aperçu historique sur la notion de la pression de l'eau dans les sols et les milieux fissurés du XVIII<sup>e</sup> au début du XX<sup>e</sup> siècle, en France



L'étude de l'effet de l'eau dans les sols et les roches a demandé près de deux siècles d'observations et de tâtonnements, avant qu'il soit possible d'arriver à une formulation théorique qui a aidé, sinon permis, la réalisation des ouvrages de génie civil nécessaires aux très grands aménagements hydrauliques de notre époque.

Brief history of water pressure concept in porous and fissured media, from XVIIIth to beginning XXth centuries in France



For nearly two centuries, observation and experimentation about water pressure in soils, rocks and structures have been carried out before succeeding in building up a theoritical model, which helped if not allowed the construction of large civil engineering works, required by the water management projects of our time.

J.-L. BORDES 20, rue de Madrid 75008 Paris « Par exemple, les uns comprennent bien les effets de l'eau, en quoi il y a peu de principes ; mais les conséquences en sont si fines, qu'il n'y a qu'une extrême droiture qui puisse y aller. » Blaise Pascal

On connaît le rôle primordial joué par l'eau dans l'équilibre interne des massifs de fondations des ouvrages hydrauliques, des talus et les massifs en remblai ou en maçonnerie constituant les barrages. La notion de pression interstitielle ou de pression neutre est le fruit des travaux de Terzaghi (1883-1963), publiés dans les années 20, et a été explicitement définie en 1924. Il s'agit d'une avancée fondamentale qui, par la compréhension qu'elle apportait au comportement des sols, a permis pour partie le développement de la géotechnique et des ouvrages en terre ou fondations exceptionnelles réalisés depuis.

Or on avait beaucoup construit avant. Il a paru intéressant de retracer le chemin malaisé de l'appréhension du rôle de l'eau dans les sols, les roches et les massifs faits de main d'homme, et sa conceptualisation en particulier en France, et d'en montrer les conséquences sur la conception et la construction des ouvrages de stockage et de conduite des eaux.

# Les précurseurs au xvIII<sup>e</sup> siècle

Nos prédécesseurs savaient bien que l'eau s'écoulait plus ou moins à travers les milieux naturels sur lesquels ils construisaient canaux, barrages et écluses. Ils en connaissaient certains des effets pernicieux tels que, pertes d'eau et « renards ». Mais, en l'absence de toute théorie, si leurs observations étaient justes, les conséquences qu'ils en tiraient sur les remèdes étaient souvent contradictoires.

Bélidor (1693-1761) écrivait dans le dictionnaire portatif de l'ingénieur :

« La transpiration en terme d'hydraulique s'entend de l'eau qui transpire et se perd à travers les pores de la terre. Quand on creuse un canal de navigation dans un terrain sablonneux, les transpirations sont quelquefois si considérables que la plus grande partie des eaux s'y perd et qu'il n'en reste point assez pour la navigation projetée. »

L'abbé Bossut (1730-1814) fut le professeur de Coulomb à l'École de génie de Mezières. Il est l'auteur, en 1762, d'un traité sur la construction des digues en terre ou en maçonnerie<sup>(1)</sup>. On assure, disait-il, l'étanchéité des digues en terre par le choix d'une terre de remblai d'une « ténacité suffisante » pour empêcher la filtration des eaux ou par la mise en place d'un corroi derrière le revêtement amont. La filtration, était à son avis, une des causes de la rupture des digues. Il insistait sur les soins à apporter si on ne peut pas éviter de mettre un corps étranger dans la digue, telle une conduite. Il soulignait l'importance de la qualité de compactage « *la foulure »*, en fonction de l'humidification et l'utilité de la présence de sable dans l'argile pour arriver à un bon résultat. En 1769, dans la traduction française de son ouvrage sur la théorie des fleuves, Silberschlag, après avoir décrit le mécanisme d'alimentation d'une rivière par la nappe de rive et en avoir donné les preuves par la mesure des niveaux d'eau dans les puits, continuait :

« Les liquides pénètrent les corps poreux jusqu'à ce qu'ils trouvent des pores plus fermés qui les arrêtent, ou jusque-là somme des forces attractives de chaque interstice soit en équilibre avec la force avec laquelle le liquide agit.

« L'eau s'écoulerait d'elle-même de l'éponge qui la contient si la force attractive ne la retenait dans ses larges pores ; et une eau qui coule sur des roches ne pénétrera point dans le terrain à moins qu'il ne s'y trouve des fentes ; si elle n'en trouve pas ce serait en vain qu'on voudrait creuser des puits dans les environs.

« La glaise ne laisse pas non plus pénétrer l'eau bien avant, mais il n'y a que bien peu, ou peut être point de rivière qui coule sur de la glaise. Ordinairement, elles coulent sur un fond de sable ou entre des roches. »

En 1773, Coulomb (1736-1806) dans son célèbre mémoire<sup>(2)</sup>, insistait sur l'augmentation de la poussée qui s'exerce sur un revêtement par suite de la difficulté à drainer les terres derrière le mur, et de la diminution du frottement des terres due à l'augmentation de l'humidité ainsi que du gonflement corrélatif.

Bossut, Dubuat (1734-1809) père de l'hydraulique moderne, Lespinasse au canal du Midi, Delius auteur allemand, Prony (1755-1839) s'intéressèrent avec des objectifs différents à l'écoulement de l'eau dans de petits orifices ou des canalicules.

Prony avait dû tenir compte de ces phénomènes dans l'exercice de son métier d'ingénieur qui a œuvré dans les marais de Rochefort ou les marais Pontins. Il suppose que les eaux pluviales « comme les gouttes d'eau à travers les particules de pierre et de sable » coulaient sans accélération en suivant la plus grande pente.

Sa description du ruissellement de l'infiltration plus ou moins rapide en fonction de la « perméabilité » ou de la « fissuration » des roches avec la mise en charge de nappe, suivant la géométrie des couches, est tout à fait remarquable par la prise en compte des différents facteurs agissant sur l'écoulement de l'eau dans les sols.

Il y avait, chez tous ces auteurs, une démarche véritablement scientifique mais encore non aboutie, dans laquelle la notion de pression de l'eau avait sa place, mais n'était pas explicitée en l'absence d'un modèle de comportement des sols et du rocher soumis à des sollicitations hydromécaniques.

# Les canaux, leurs grands barrages et la stabilité de leurs fondations

La Restauration relance le programme de travaux de canaux entamés au XVII<sup>e</sup> siècle, et continués et projetés tout au long du XVIII<sup>e</sup> siècle. Le problème de l'action de l'eau à travers les massifs et fondations ne pouvait ne pas être au centre des préoccupations des constructeurs.

<sup>&</sup>lt;sup>(1)</sup> Bossut C. et Vialet, Recherches sur la construction la plus avantageuse des digues..., Paris, 1764.

<sup>&</sup>lt;sup>(2)</sup> Coulomb C.A., « Essais sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture ». Mémoire de mathématiques et physique présentés à l'Académie royale des sciences par divers savants étrangers et lus par ses assemblées, Mémoires Académie royale des sciences, 1773, Paris, vol. 7, p. 343-382.

En 1831, Beaudemoulin (1790-1875), ingénieur des ponts et chaussées qui fut affecté, en particulier, au canal du Rhône au Rhin et au canal du Berry de 1821 à 1828, publiait un article <sup>(3)</sup> sur la profondeur à laquelle il convient généralement d'établir la fondation des ouvrages hydrauliques. Il décrivait fort bien le mécanisme de l'érosion régressive et du renard se développant de l'aval vers l'amont.

Toutefois, sa méconnaissance tout à fait normale des lois de l'écoulement (pression, débit) dans les milieux poreux et des conditions d'équilibre dans un massif ne lui permettait pas de conduire son analyse jusqu'à des conclusions correctes. La charge qu'il prenait en compte n'était fonction que de la cote de l'eau amont. Il préconisait l'allongement des lignes de courant par un tapis aval qu'il appelait un arrière radier, et considérait comme nocifs les parafouilles aval. Malgré son allusion à l'action de l'eau dans les interstices, il ne pensait qu'en termes de débit de fuite et de vitesse d'écoulement, et imaginait que les migrations internes de particules permettaient d'obtenir une étanchéité quasi absolue. La pression de l'eau tout au long des lignes d'écoulement était une notion qui lui était étrangère.

Navier (1785-1836) dans son cours à l'École des ponts et chaussées [14], relatif aux ouvrages de soutènements, consacrait un paragraphe aux « *effets de l'eau pénétrant les terres »*, et ne faisait qu'effleurer le problème.

Minard (1781-1870) dans son cours de construction pour la navigation intérieure<sup>(4)</sup>, qui fit autorité pendant des décennies, écrivait sur les fondations des barrages en maçonnerie.

« Les premières conditions exigent un terrain ferme et compact. Pour empêcher l'eau de s'introduire sous les fondations on forme plusieurs enracinements en contrebas du plan général de dérasement du terrain (Figs 576, 579, 580, 618) ; ils descendent d'un mètre à 1,50 m en contrebas ; ils ont de 1 à 3 m d'épaisseur. Ces enracinements dans le fond des vallons donnant lieu à des fouilles profondes, découvrent des sources qu'il est quelquefois nécessaire d'encaisser et qu'on étouffe quand les maçonneries sont arrivées à leur niveau.

« Il est très essentiel d'empêcher l'eau de pénétrer sous le mur. Lors même qu'elle ne le traverserait pas entièrement, elle exercerait une action de bas en haut qui diminuerait beaucoup la pression du mur sur le terrain et par conséquent sa stabilité. C'est dans ce but, comme dans celui de géner l'eau dans sa pénétration, qu'on abaisse la fondation, laquelle éprouve alors de la part du terrain en aval une résistance opposée au glissement.

« Les conséquences de la grande pression exercée en amont des digues de hautes retenues, sont les filtrations qui s'établissent dans le terrain naturel, soit enfin à travers la digue même.

« C'est ainsi qu'au réservoir de Tillot (canal de Bourgogne) on a remarqué que les prés en aval du mur se tiennent beaucoup plus humides qu'avant l'existence de la retenue. C'est ainsi qu'au réservoir de Couson, en aval du mur du milieu, ont apparu des sources qu'il a fallu diriger par des conduits et des barbacanes dans l'aqueduc inférieur de décharge pour les détourner de l'issue qu'elles se frayaient dans le talus extérieur de la digue, et qu'elles auraient promptement dégradé. L'imperméabilité de cette digue n'est rien moins qu'obtenue : l'eau dégoutte de la voûte de l'aqueduc qui conduit aux robinets.

« La communication peut avoir lieu sous les murs à travers des terrains compacts en apparence. Les argiles à feuillets minces et très serrés sur lesquelles est fondé le mur de Grosbois, et qu'on n'entamait qu'au pic et à la mine, en ont fourni la preuve ; il a été reconnu, lors de la construction de cette digue, que les épuisements des fouilles en aval des fondations faisaient baisser le niveau des eaux des fouilles en amont ; les craintes qu'inspirait cette communication ont donné lieu à un corroi de béton b (Fig. 576) descendant à 1,50 m au-dessous des enracinements sur une longueur de 160 mètres. »

Ce texte appelle de nombreux commentaires :

Paradoxalement on partira de la fin de l'extrait. Il y est fait référence à la pression de l'eau sous la fondation du barrage. Ceci renvoie à l'analyse qu'avait faite Bonnetat (1783-1870), directeur du canal de Bourgogne de 1829 à 1840, lorsqu'il avait dû rechercher avec A. Collin les raisons des fissures apparues à la première mise en eau, en février 1838, en vue de réparer le barrage et d'assurer sa mise en service. Les observations rapportées par Minard sont très vraisemblablement les siennes, comme le montrent les documents d'archives. L'examen de l'ouvrage avait conduit Bonnetat à calculer la stabilité au renversement et au glissement du barrage de Grosbois en admettant une « pression s'exerçant de bas en haut uniforme », égale à 25, 50 et 100 % de la charge d'eau du réservoir sur toute l'étendue de la base du barrage. Il lui permettait alors de montrer que le barrage ne pouvait pas avoir basculé, mais qu'il avait glissé<sup>15</sup>.

La pression de l'eau y était prise en compte. La figure 1 dont les éléments sont extraits d'un plan qui accompagnait le rapport du 6 août 1838 montre la section étudiée. On y a reporté les formules employées par Bonnetat. On remarquera sur la coupe le double enracinement ou bêche amont et aval.

Minard, en tant que membre de la section navigation du Conseil général des ponts et chaussées, devait connaître ce document. La similitude des termes employés le prouverait. Mais cet auteur pensait qu'une barrière étanche amont (corroi de béton) descendue à une profondeur suffisante, supprimait l'existence de ce qu'on n'appelait pas encore les sous-pressions car le « siphonnage n'était pas possible ». C'est l'objet du début du texte qui fait référence en dernier recours à l'étouffement des sources, pour rétablir l'imperméabilité des couches.

C'était une pratique ancienne. On lit dans le dictionnaire déjà cité de Belidor à l'article *sources* :

« Lorsqu'il se rencontre quelques sources dans les fondations d'un bâtiment, il faut faire jeter aussitôt beaucoup de cendres et de chaux sur l'endroit et garnir le dessus avec de bons moellons ou briques posés en bain de mortier gras et de bonne qualité, observant d'élever le travail avec beaucoup de diligence pour surmonter promptement l'eau. »

<sup>&</sup>lt;sup>(3)</sup> Beaudemoulin L.A., « Notice sur la profondeur à laquelle il convient généralement d'établir la fondation des ouvrages hydrauliques », Bulletin des sciences technologiques rédigé par MM. Gaultier de Caullery et Nestor Urbain, 4<sup>e</sup> section du Bulletin universel, sous la direction de M. le Baron de Ferussac, tome 17, 1831.

<sup>&</sup>lt;sup>(4)</sup> Minard C.J., *Cours de construction des ouvrages qui établissent la navigation des rivières et canaux*, École des ponts et chaussées, 1832-1841, Carilian Goeury et Delmont, Paris, 1841.

<sup>&</sup>lt;sup>(5)</sup> « Rapport de l'ingénieur en chef directeur soussigné sur le mouvement subi par une partie du barrage réservoir de Grosbois et les lézardes qui en sont résulté », le 6 août 1838. Archives nationales, F/14/6861, canal de Bourgogne.



La procédure systématique de l'étouffement des sources est décrite par de très nombreux et éminents auteurs. Il s'agit toujours de la même méthode qui consiste à ménager un ou plusieurs exutoires à l'eau pour permettre la mise en place des parties basses des fondations et d'éviter ainsi le délavage des bétons ou du mortier de la maçonnerie. Dès que la maçonnerie atteignait le niveau piézométrique de la source, on fermait la partie basse de l'exutoire, ou on arrêtait de pomper dans le puisard qui avait été ménagé. Ces dispositions dépendaient de la topographie du terrain. Puis on procédait à l'injection au mortier avec une *«pompe foulante »* à partir de l'aval des sources par des tuyaux verticaux ménagés dans le ou les drains de conduite des sources à l'aval.

Il y a une contradiction fondamentale entre ce que dit Minard sur les infiltrations possibles et leurs effets, et la recommandation d'étouffer les sources avec leurs conséquences sur la stabilité des barrages, qui ne pouvaient être que néfastes, si l'on ne connaissait pas les modifications apportées, au réseau d'écoulement.

Le but en étouffant les sources, c'est-à-dire, en les refoulant dans le terrain « *pour les forcer à prendre leur écoulement par d'autres voies »* selon Guillemain (1823-1907), était vraisemblablement de chercher à ne pas perdre d'eau. Elle était fondée sur la conviction que l'on pouvait mettre un poids sur la bonde du tonneau de Pascal. Guillemain soulignait, néanmoins, que les conditions d'équilibre des massifs pouvaient être modifiées par l'introduction de pression dans des fissures préexistantes.

Comme Mary (1791-1870) le proposait également, mais sans s'étendre, il y a des cas, écrivait-il, où il vaut mieux les éloigner des parties où elles pourraient faire un apport nuisible, en les isolant bien des couches qu'elles traversent puis les abandonner à elles-mêmes. A Bouzey, par exemple, les travaux du mur de garde (parafouille amont) du barrage avaient pris du retard à cause de l'aveuglement des sources, de 1878 à 1880, qui sont à l'origine du premier accident de 1884. La description de l'exécution des travaux est révélatrice des mentalités de l'époque.

On cherchait à couper toutes possibilités d'écoulement en descendant un parafouille jusqu'à un rocher supposé imperméable en drainant les venues d'eau à différents niveaux avant de les étouffer, non sans difficulté, et avec la garantie d'une tenue à une pression de l'ordre de quelques mètres, alors que la charge attendue devait atteindre 20 mètres.

On peut lire le texte de deux façons. Dans la première, on admirera l'intuition qui a guidé la réalisation de cette coupure étanche fort justement située à l'amont. C'est la préfiguration de certaines solutions modernes, mais descendue dans le terrain avec les matériaux et moyens de l'époque.

Dans la seconde on regrettera que les ingénieurs de l'époque n'aient pas associé à l'aval de la coupure le drainage, car l'injection, puisqu'il s'agit en fait de cela, faite en aveugle, pouvait avoir des effets très dangereux. Le drainage aurait été, associé ou non, une démarche utile. Mais il serait allé à l'encontre du souci d'assurer la plus grande étanchéité possible.

Ces méthodes se rattachaient aux pratiques d'injection qui avaient été développées dès 1802 par Bérigny à l'écluse de Dieppe, et employées à de nombreuses reprises dans des fouilles d'écluses ou pour injecter des bétons présentant des vides.

Beaudemoulin en 1851 soulignait les dangers de ces méthodes dans un article publié dans les Annales des ponts et chaussées :

« Ce procédé d'aveugler les sources, presque toujours impuissant, est cependant d'un usage général. Les trémies, les grandes caisses, sont des variantes de la même idée ; il semble qu'on ne voit pas bien clair encore dans la question. Le raisonnement a plus de valeur que la force brutale pour triompher des difficultés : j'ai déduit de la théorie des sources exposée dans mes Recherches théoriques etc., un moyen plus rationnel, et partant plus efficace que l'aveuglement, le refoulement : c'est le détournement par des puisards d'éventation. »

En effet, dès 1829, Beaudemoulin avait publié un ouvrage<sup>(6)</sup> intitulé Recherches théoriques et pratiques sur la fondation par immersion, dans la deuxième partie duquel il proposait pour exécuter les structures des écluses dans les conditions les meilleures, de décomprimer la nappe au moyen de puisards disposés autour de la fouille. Comme le montre la reproduction de la figure 2, le problème était de diminuer les circulations d'eau dans les bétons coulés par immersion, dans la mesure où la charge du niveau d'eau dans la fouille de l'écluse était inférieure à celle du « réservoir » des sources. Il y a dans les développements justifiant ce dispositif un ensemble de remarques montrant un très grand sens physique et une approche très pénétrante des conditions de circulations de l'eau dans les différentes couches de sol. Il définit la notion de rayon d'action du puisard, celle d'écoulement non permanent. Il préconise la reconnaissance de la stratigraphie par sondeuse.

<sup>&</sup>lt;sup>60</sup> Beaudemoulin L.A., Recherches théoriques et pratiques sur la fondation par immersion des ouvrages hydrauliques, Carilian-Goeury, Paris, 1829.



C'est dans ce même ouvrage que l'on trouve pour la première fois, semble-t-il, le mot sous-pression, qu'il reprend en 1851. Ce mot désignait la pression appliquée à la base de radier d'écluse résultant d'infiltration d'eau depuis la fondation. Il est aussi employé par Mary en 1850 dans son cours de navigation intérieure.

Comme Buffon qui parlait de la « perméabilité non absolue imparfaite et inégale de toute matière solide », Beaudemoulin fait observer « que les mots perméables et étanches indiquent des qualités soit absolues, soit relatives. Aucune des couches superposées peut n'être parfaitement étanche ; mais celle qui est le plus perméable offrant plus de facilité au passage des filtrations, exerce sur elles une sorte d'attraction, ainsi que nous le verrons plus tard, et par rapport à celles-là, les autres couches peuvent être considérées comme étanches. »

Il est assez clair que tout ce travail n'a guère été compris, car il aurait dû tout naturellement conduire à une pratique raisonnée du drainage. Beaudemoulin, dans son analyse parlait non seulement de lignes de courant et de débit, mais aussi de pression :

« Lorsque avec une sonde de fontenier, on fore un trou à travers une couche de marne ou de glaise, on fait souvent jaillir une source. L'eau s'élève à la hauteur due à la pression du réservoir moins les causes retardatrices comme frottement... »

Malgré un avis très favorable du Conseil général des ponts et chaussées, Beaudemoulin dut éditer luimême le résultat de son travail.

Les ingénieurs de l'époque avaient une conscience physique erronée des propriétés des mortiers en leur attribuant une résistance à la traction sur laquelle on puisse compter, négligeant par ailleurs tous les risques et mécanismes de fissuration. Deux accidents survenus au canal du Verdon donnent une idée de la façon dont les ingénieurs traitaient ce problème.

Le siphon des Bagnols soumis à une charge maximale de 24 m d'eau avait été construit en 1874 au moyen d'un tuyau posé en surface, en béton de ciment Vicat non armé, évidemment, avec un diamètre intérieur de 1 m et une épaisseur de 20 cm soit donc avec une traction maximale de l'ordre de 3,6 kg/cm<sup>2</sup>. Des ruptures successives montrèrent qu'il était vain de faire travailler le matériau dans ces conditions. Le siphon de Saint-Paul était le plus important par sa longueur et la pression, parmi quatre ouvrages identiques prévus, consistant en deux puits verticaux en haut des flancs des vallées à traverser, reliés par une galerie horizontale. Construit de 1865 à 1869, il avait 282 m de long et une charge maximale de 60 m. L'étanchéité devait être assurée par un revêtement en maçonnerie. L'équilibre global de la galerie résultait du report de la pression sur le rocher encaissant. Malgré un avis défavorable du Conseil général des ponts et chaussées, les travaux furent entrepris et se soldèrent après une série d'échecs répétés, par l'abandon de l'ouvrage en 1874.

On retiendra qu'en présence d'eau, la solution consistait à s'opposer en force à l'action de celle-ci chaque fois que cela était nécessaire. On le constate encore dans le soin avec lequel on bouchait au mortier les fissures du rocher en amont de la fondation du barrage du Furens, ce qui était loin d'être inutile mais insuffisant.

Ces pratiques trouvent peut-être leur origine dans la crainte de la destruction des ouvrages par la formation de renard. Ce phénomène avait été observé depuis toujours dans les digues et batardeaux. La rupture du barrage de Puentes en est un exemple trop fameux. Par ailleurs, 90 % de l'alimentation en eau des canaux étaient requis pour compenser les fuites. La recherche de l'étanchéité maximale était une priorité.

Par absence d'un modèle de référence et par manque de données d'observations fiables, les ingénieurs ne voyaient pas les dangers qui résultaient des pratiques adoptées, sur la répartition des pressions, surtout lorsque l'étanchéité était implantée ou améliorée dans la partie aval des ouvrages.

L'évolution des méthodes de calcul des barrages allait plutôt dans le sens qui ne facilitait pas la prise en compte de la pression de l'eau.

Jusqu'alors, la stabilité des barrages en maçonnerie était vérifiée par un calcul à la rupture au renversement et au glissement, dont le mode est défini dans l'ouvrage de Bossut et repris par la suite par Prony, Navier, Minard, dans chacun de leurs traités. Des pratiques avaient été fixées concernant les valeurs des coefficients de sécurité, 1,5 pour la stabilité au renversement, 2 lorsque la fondation était compressible. Pour la stabilité au glissement, le rapport des forces horizontales aux forces verticales ne devait pas être inférieur à 0,75.

Le développement de la théorie de l'élasticité et de la résistance des matériaux à partir de 1821, les progrès faits dans la fabrication des chaux hydrauliques et des ciments allaient conduire les ingénieurs à s'intéresser à la détermination des efforts se développant à l'intérieur des massifs en maçonnerie pour arriver à une meilleure adéquation des qualités des matériaux et de la forme des massifs. C'est Tortonné de Sazilly qui donna, dans un article des *Annales des ponts et chaussées*, en 1853, la méthode de détermination du profil de ce qui allait devenir le barrage français, qui inspira tous les ouvrages en maçonnerie de la deuxième moitié du XIX<sup>e</sup> siècle dans le monde. La grande réalisation, produit de cette démarche allait être le barrage du Furens étudié à partir de 1858 et réalisé de 1862 à 1866.

Mais, compte tenu de l'approche théorique, plus encore que dans le calcul à la rupture, l'eau n'est qu'un paramètre qui reste extérieur à la structure. Le fait que Sazilly qui s'était occupé de mur de soutènement dans les chemins de fer, n'avait jamais œuvré pour les ouvrages hydrauliques, a peut-être contribué à cette dérive.

# Excavation et talus, écoulement de l'eau dans le sol et drainage des talus

Pour la construction des canaux et chemins de fer qui avait demandé d'importants travaux, les ingénieurs avaient eu à traiter le problème de la stabilité des talus de déblais et remblais en terre. Un remarquable ouvrage<sup>(7)</sup> de synthèse a pour titre *Recherches expérimentales sur les glissements spontanés des terrains argileux*. Il fut publié à compte d'auteur avec l'aide de subventions de divers ministères en 1846, après que deux projets de mémoire à l'Académie des sciences, en 1840 et 1844, et qu'une proposition d'article dans les Annales *des ponts et chaussées*, en 1841, n'avaient pas pu être publiés à cause de problèmes éditoriaux et des réticences de certaines autorités, comme Poncelet.

L'auteur A. Collin (1808-1890), ingénieur des ponts et chaussées, fut en poste notamment de 1832 à 1844 au canal de Bourgogne. Il a fait la synthèse des données et observations de ruptures survenues dans cinq digues, sept remblais de canaux, deux talus en déblais de route et douze tranchées de canaux, soit un total de vingt-six sites Il avait été le témoin de six d'entre elles, l'acteur de l'analyse des causes et le projeteur des réparations. Sur certains sites, il y avait eu non pas un, mais plusieurs glissements.

S'inscrivant dans une lignée d'ingénieurs qui comprend Vauban, Perronnet et Girard, dont il reprend opinions et expériences, il a réuni de précieuses observations sur le terrain, en notant les formes des glissements, leur position par rapport à différentes couches, les conditions dans lesquelles se sont produites les ruptures.

Il s'est intéressé aux propriétés de l'argile en faisant des essais de cisaillement en laboratoire, en fonction de la teneur en eau et de la vitesse de sollicitation. Et a fait des remarques sur la stabilité à long terme et sur la stabilité à court terme des talus.

Sa démarche s'appuie sur l'élaboration d'une théorie à partir d'une analyse aussi rigoureuse que possible des observations sur le terrain. Dans un autre domaine, c'est ainsi qu'à Grosbois, dans le cadre de l'expertise des désordres ayant affecté le barrage, il a procédé, en 1838, à des essais de chargement *in situ* des marnes de fondations du barrage de Grosbois pour estimer leur déformabilité.

Dès 1833, au moyen de puits, il avait effectué un relevé pour la première fois, dans l'histoire du génie civil de la surface d'un glissement en rive gauche du même barrage.

À la différence de beaucoup d'ingénieurs de son époque qui avaient tendance à prendre les problèmes en force, A. Collin savait qu'on ne pouvait pas s'opposer à un glissement qui a démarré, et que l'eau intérieure ou celle infiltrée à partir des pluies était à l'origine de la plupart des sinistres par les modifications apportées au comportement de l'argile dans son ensemble. Aussi distinguait-il sans les opposer les moyens répressifs et préventifs (réparation de l'accident et prévention) des moyens seulement préventifs, comme contreforts et aqueducs souterrains.

Ces propositions s'appuyaient non seulement sur la forme des glissements, les conditions de survenance des accidents mais sur une analyse du comportement des matériaux argileux qui le conduisaient à dire :

« Nous devons donc conclure de ce qui vient d'être dit que le frottement des massifs argileux est subordonné à des variations très considérables, et que, l'influence de l'humidité ou de la sécheresse pouvant modifier dans d'énormes proportions l'énergie de cette résistance, l'on doit toujours s'attendre, dans la pratique, à voir ces massifs obéir difficilement aux lois d'équilibre que la science leur assigne, à moins qu'on ne puisse les soustraire aux actions variables et contraires de la chaleur et de l'humidité. C'est à ce but que doivent tendre les efforts et les soins des constructeurs. Dériver les sources superficielles ou souterraines et les eaux pluviales, soit par des fossés, soit par des aqueducs, pierrées ou fascinages ; couvrir les talus et plates-formes de végétations épaisses, d'arbrisseaux ou de plantes fourragères dont l'élagage et la coupe ne seront faits qu'après la saison des fortes chaleurs ; y répandre une couche de sable, de graviers ou de terres maigres ; y poser à plat de larges pierres, des schistes ou dalles brutes semblables à celles qui servent pour la toiture des habitations dans quelques localités ; enfin les revêtir au besoin de tuiles protégées par une couche de terre pour les soustraire aux chocs extérieurs et à l'action de la gelée ; tels sont les moyens préventifs que l'on pourra mettre en œuvre dans bien des cas. »

Skempton voit dans le peu d'écho rencontré par la vision de Collin, une des raisons de la stagnation du développement de la mécanique des sols et des ouvrages en terre au XIX<sup>e</sup> jusqu'au début du XX<sup>e</sup> siècle. Il est certain que l'absence d'outil théorique explique qu'au début du XIX<sup>e</sup> siècle prévalait l'opinion qu'un barrage en terre ne devait pas dépasser 15 m, et 30 m au début du XX<sup>e</sup> siècle.

Les propositions de Collin concernant la forme des surfaces de rupture, avaient été réfutées en partie par Poncelet qui entendait s'en tenir au plan de rupture proposé par Coulomb, oubliant que celui-ci n'en avait pas fait un absolu mais « la simplicité des résultats que donne cette supposition, la facilité de leur application à la pratique, le désir d'être utile et entendu des artistes sont les raisons qui nous ont décidés ». Cet énoncé était de plus suivi d'une proposition de méthode de calcul de l'équilibre d'un coin de terre délimité par une surface courbe (Fig. 3).

Poncelet (1788-1867) considérait en effet le plan de Coulomb comme le résultat de l'observation des faits naturels et permettant l'explication de tous les problèmes de soutènements. Il négligeait systématiquement la cohésion et critiquait l'analyse de Collin en considérant comme possible l'effet de la cohésion mais limité à un effet de surface.

Cependant, dans son mémoire sur la stabilité des revêtements et de leurs fondations<sup>(8)</sup>, qui marque une étape dans le développement de la mécanique des sols

<sup>&</sup>lt;sup>(7)</sup> Collin A., Recherches expérimentales sur les glissements spontanés des terrains argileux, Carilian-Goeury et Dalmont, Paris, 1846.

<sup>&</sup>lt;sup>(8)</sup> Poncelet J.V., Mémoire sur la stabilité des revêtements et de leurs fondations, Mémorial de l'officier du génie, n° 13, Bachelier, Paris, 1840.



FIG. 3 Figures extraites du mémoire de Coulomb (bibliothèque de l'Académie des sciences). Sketches from Coulomb's memoir.

par les prolongements donnés à la méthode de Coulomb et un premier calcul de force portante, on trouve des considérations très pertinentes sur l'effet de l'eau. En particulier pour les calculs dans les terrains immergés, Poncelet déclarait que les calculs devaient être conduits en considérant séparément l'effet de l'eau, et celui des terres déjaugées, ce qui est une application du principe de la notion de contrainte effective ou neutre énoncé par Terzaghi quelque quatre-vingts ans plus tard. On voit donc toute la complexité du problème, chacun pouvant approcher une partie de la vérité.

En 1856, la loi de Darcy (1803-1858) constituait un nouveau pas dans la compréhension de l'écoulement de l'eau dans les sols. Darcy était en charge de l'alimentation en eau de Dijon. Le problème n'était considéré que sous l'angle du débit pour l'alimentation en eau des nappes. Il s'agissait d'estimer le débit à travers une couche de sable naturel in situ ou artificielle dans le cas d'un filtre. Dans le dispositif expérimental utilisé par Darcy, la pression n'était mesurée qu'aux deux extrémités de la couche traversée (9). Les fondements théoriques de la loi de Darcy étaient contenus dans les travaux de Poiseuille (1799-1869) et sa loi d'écoulement en régime laminaire dans les tubes (1842). Comme à la fin du XVIIIe siècle, le rapprochement entre les conditions d'écoulement dans un tube capillaire et dans les sols n'était pas fait.

En 1886, un Autrichien P. Forchheimer (1852-1933), professeur renommé d'hydraulique en Allemagne, démontrait que l'écoulement de l'eau en régime permanent obéissant à la loi de Darcy dans les sols, dérivait d'un potentiel (Laplacien nul). On pouvait alors calculer la pression en tout point du réseau d'écoulement. En 1914, il définissait la méthode graphique pour dessiner les réseaux. C'est du côté anglo-saxon qu'eurent lieu des développements sur la connaissance expérimentale des écoulements dans un remblai ou dans une fondation perméable, à la fin du XIX<sup>e</sup> siècle, avec Cliborn en 1896 et Beresford en 1898.

Mais le lien théorique entre la pression de l'eau et la stabilité des massifs en terre n'est pas encore établi.

# L'enseignement des accidents

« L'insignifiance apparente des causes et l'effroyable enchaînement des effets, les avertissements répétés de la nature et l'aveuglement insensé des gens, l'habitude prise pour la sécurité, la soudaineté de l'attaque et, le jour venu, l'inconscience du public, ces traits se retrouvent presque toujours dans les accidents de barrage. »

C'est ainsi qu'André Coyne (1891-1960) caractérisait les accidents de barrages qu'il traitait en tout début de ses leçons sur les grands barrages données à l'École des ponts et chaussées <sup>(10)</sup>. Il insistait sur le rôle fondamental de l'eau comme moteur de toutes les catastrophes.

La Commission internationale des grands barrages a fait un inventaire exhaustif des ruptures de grands barrages, c'est-à-dire d'une hauteur supérieure à 15 m au-dessus du niveau des fondations<sup>(11)</sup>. Jusqu'en 1900, on a dénombré 55 accidents (dont 13 avant 1800), pour un total de 427 barrages existants, soit 13 %, ou près de 1 sur 8. On recense 117 ruptures jusqu'en 1950 pour 5628 barrages construits (2 %), 59 de 1950 à 1986 pour 12 138 barrages supplémentaires (0,5 %). Ces chiffres ne tiennent pas compte de la Chine, qui compte environ 18 000 barrages pour 18 000 dans le reste du monde.

En France, pour 35 grands barrages construits avant 1900, on compte une rupture, celle du barrage de Bouzey. Mais trois ruptures sur cinq ouvrages réalisés au XIX<sup>e</sup> siècle survinrent en Algérie qui appartenait alors à l'aire technique française.

Ces quelques chiffres montrent avec le temps, la diminution du nombre et de la fréquence des ruptures. Une lecture attentive des statistiques montre qu'une meilleure connaissance de l'hydrologie et des lois qui régissent le comportement des ouvrages, est la raison de la réduction du nombre des accidents.

Nous nous arrêterons à quelques-uns de ceux qui relèvent des effets internes de l'eau, soit dans le corps du barrage, soit dans les fondations, en nous attachant aux barrages en maçonnerie.

Le premier cas est celui du barrage de Puentes près de Lorca, dans le Sud de l'Espagne, construit de 1785 à 1791. Il fonctionna pendant onze ans et fut détruit par les eaux le 30 avril 1802. Il avait 50 m de hauteur, 46 m de largeur à la base, 10,89 m en crête. Il était en maçonnerie.

Le projet prévoyait de fonder le barrage au rocher. Mais le sillon alluvial profond rempli d'alluvions perméables ne permit pas de creuser des fouilles que l'on puisse épuiser, à cette époque. Le barrage fut alors fondé en rive sur le rocher sain et dans le lit de la rivière sur des pieux battus de 6,70 m de longueur, disposés en quinconce et noyés sur 2,25 m dans la maçonnerie du barrage.

Rien ne se passa tant que l'eau de la retenue ne dépassa pas la moitié de la charge prévue, à cause d'une série d'années sèches. Le 30 avril 1802, les eaux s'élevèrent à 47 m et la fondation alluviale dans la partie basse céda. Il y eut 608 morts et des dégâts matériels considérables.

<sup>&</sup>lt;sup>10</sup> Coyne A., « Leçons sur les grands barrages », Cours à l'École nationale des ponts et chaussées, 1943.

<sup>&</sup>lt;sup>(9)</sup> Darcy H., Les fontaines publiques de la ville de Dijon, Paris, Victor Dalmont, 1856.

<sup>&</sup>lt;sup>(11)</sup> Commission Internationale des grands barrages, « Rupture de barrages, analyse statistique », *Bulletin* 99, 1995.

Les causes de la rupture ne furent pas intelligibles aux contemporains. Il s'agit d'une rupture par renard, conséquence d'une érosion régressive due à un gradient hydraulique excessif pour ce type de terrain constitué par un remplissage alluvial. Un tel phénomène ne fut pas explicité avant le début du xx<sup>e</sup> siècle.

Le barrage en maçonnerie de l'Habra, construit en Algérie près d'Oran, de 1865 à 1871 (de 37 m de hauteur retenant 30 millions de mètres cubes) se rompit en décembre 1881 à la suite d'une crue qui entraîna la submersion du barrage à cause d'une capacité d'évacuation insuffisante en le soumettant à des sollicitations supérieures à celles pour lesquelles il avait été dimensionné. Une commission mandatée par le ministère de l'Agriculture, dont le secrétaire était Clavenad examina les conditions de la rupture. Son rapport ne fut jamais publié. La consultation des archives ne permet pas de connaître les raisons. Tout au plus comprend-on que le problème se limita un différend entre la société concessionnaire et l'État dont les ingénieurs avaient fait les études. Il fallait connaître les responsabilités pour déterminer qui paierait la reconstruction. L'affaire fut donc jugée devant le Conseil d'État. Il y avait eu 400 morts. C'est la partie supérieure du barrage qui fut emportée. Plusieurs années après, à partir d'un article publié en 1887 par Clavenad, on peut comprendre de nos jours que le mécanisme de rupture était le même que celui qui devait se manifester à Bouzey en 1895. Des filtrations suspectes à travers les fondations et le barrage s'étaient établies dès 1872, lors d'une crue et de la mise en eau, conséquence d'une mise en extension de la fondation et du corps du barrage.

La catastrophe de Bouzey (1895) devait mettre enfin au premier plan l'importance du rôle mécanique de l'eau (Fig. 4). La commission d'enquête imputa la rupture à l'existence de sous-pression créée par l'eau de la retenue dans une fissure dans le corps du barrage qui se développa à partir du parement amont, et dont l'existence est la conséquence d'un profil insuffisant. Il y eut 87 morts. Le barrage de 22 m de hauteur, d'une capacité de 7 millions de mètres cubes avait été construit de 1878 à 1881. En 1884 un premier accident dû à un glissement sur la fondation avait conduit à un renforcement du profil effectué de 1888 à 1889. Le premier accident est intéressant par l'éclairage qu'il apporte sur l'approche des techniciens quant au fonctionnement mécanique de la fondation. L'analyse du dossier<sup>(12)</sup> des différentes réparations proposées est à ce point de vue révélateur. Il est tenu compte explicitement des sous-pressions négligées dans les calculs initiaux pour expliquer le glissement du barrage sur sa fondation. Dans un des projets qui n'a pas été retenu, il avait été prévu une galerie de drainage située au point bas de la fondation.

En conclusion à sa réflexion sur l'accident de 1895, M. Lévy (1838-1910), dans une note (13) à l'Académie des sciences datée du 5 août 1895, proposa, pour éviter les dangers résultant de la sous-pression, d'établir à l'avenir en amont des barrages à construire un système de puits constituant un masque qui aurait pour conséquence d'annuler toutes sous-pressions dans le barrage. Pour les ouvrages existants ou ceux qui ne pourraient pas être munis du dispositif qu'il proposait, il énonçait sa célèbre condition, à savoir qu'en tout point du parement amont du barrage la contrainte verticale devait être supérieure à la valeur de la pression de l'eau de la retenue en ce même point. Mais dans son esprit, ceci n'était qu'un palliatif. La solution véritable consistait dans l'annulation des sous-pressions comme il l'affirmait :

« Le danger spécial aux barrages de grande hauteur tels qu'ils ont été établis jusqu'ici, aussi bien à l'étranger qu'en France, provient de la sous-pression ou pression ascendante qu'y produit l'eau lorsque, par des fissures, elle parvient à pénétrer dans la maçonnerie sur une étendue suffisante.

« Une augmentation même exagérée de leurs dimensions ne ferait pas complètement disparaître ce danger. Il est assez analogue à celui que présenterait une chau-

<sup>&</sup>lt;sup>(13)</sup> Lévy M., « Quelques considérations sur la construction des grands barrages », comptes rendus des séances de l'Académie des sciences, T. CXXI, séance du 5 août 1895.



<sup>&</sup>lt;sup>(12)</sup> Canal de l'Est, « Projet de reprise en sous-œuvre de la digue de réservoir de Bouzey » D. Hauser, 26 avril 1887, relevé piézométrique novembre 1889 et décembre 1890, Archives nationales, F/14/13056.

dière sans soupape de sûreté, et le seul remède radical consisterait, je crois, à leur donner désormais l'équivalent de cet appareil.

« Parmi les moyens que l'on peut imaginer dans ce but, j'ai pensé au suivant » ; suivait alors la description du masque qu'il proposait.

Dans la suite des développements techniques dans le cadre de l'analyse de la catastrophe, l'accent ne fut pas mis sur le drainage. On doit noter que Lévy luimême, après avoir souligné l'importance de la pression de l'eau dans les fissures, s'est ensuite attaché à la détermination des contraintes de cisaillement. Il ne s'est guère non plus attardé sur le problème de la pression de l'eau dans les fissures lors du procès de Bouzey, auquel il fut appelé pour témoigner.

Le problème de la fondation ne fut pas traité, alors que les premiers ennuis observés à Bouzey en 1884 étaient la conséquence d'une stabilité insuffisante des fondations qui avaient été diminuées par des souspressions. Celles-ci résultaient de l'existence de sources dont l'aveuglement dans la fondation du parafouille amont avait été difficile et, en définitive, infructueux.

L'administration française, par la décision ministérielle du 10 mars 1896, retiendra seulement qu'il faut éviter les fissures de traction dans les parements amont des barrages. Elle imposera donc la condition de non-extension sur le parement amont et, à ce titre, la vérification de tous les barrages existants. Cette condition était moins sévère que celle de Lévy. En conséquence, lorsque celle-ci n'a pas pu être vérifiée, un certain nombre de masques de Lévy furent exécutés (La Mouche, les Settons). Or la condition de nonextension avait été recommandée dès 1872 par Rankine en Grande-Bretagne (14). En France, dans des articles dans les Annales des ponts et chaussées, Clavenad en 1887 et Pelletreau en 1892, avaient également souligné les risques de l'existence de zone de traction dans les barrages. Elle avait été considérée comme une simple précaution et non une obligation jusqu'en 1896 en France.

Dans la circulaire du 15 juin 1897 prescrivant les conditions de vérifications des barrages dépendant du ministère de l'Agriculture, on pouvait lire :

« On déterminera avec le plus grand soin et par les procédés qui seront jugés les plus convenables, le poids du mètre cube de la maçonnerie sèche.

« C'est ce poids qui servira à calculer le travail des maçonneries à vide.

« On le diminuera de 100 kg pour le calcul de la maçonnerie en charge, afin de tenir compte de l'effet nuisible que peuvent produire les eaux qui s'infiltrent dans la maçonnerie et viennent suinter sur le parement aval. »

En fin de la circulaire, on trouvait néanmoins :

« Cas particuliers : Les formules qui précèdent supposent que l'on n'a pas d'autre sous-pression à craindre que celle que peuvent produire les eaux qui s'infiltrent dans la maçonnerie et viennent suinter sur le parement aval et, s'il en était autrement, on aurait à tenir compte des sous-pressions spéciales qui seraient susceptibles de se produire.

<sup>(14)</sup> Rankine W.J.M., « Report on masonry dams », *The Engineer*, vol. 33, 1872. « Si, par exemple, le sol de fondation était perméable, l'eau en mouvement qui le traverserait exercerait sur la base du barrage une sous-pression qui ne changerait pas le travail de la maçonnerie dans le massif du barrage, mais qui modifierait l'effort transmis par ce massif au sol de fondation, et on aurait à tenir compte de cette sous-pression pour déterminer les efforts supportés par le sol de fondation, et s'assurer que le barrage n'est pas exposé à glisser sur ce sol. »

Il y a derrière cette formulation toujours l'idée qu'une fondation imperméable empêche les sous pressions de se développer alors qu'une fondation perméable est le siège de sous-pressions. Cette idée était partagée par tous les ingénieurs à l'époque.

On peut lire par exemple dans le rapport du 29 juillet 1895 de la Commission spéciale du ministère des Travaux publics sur la rupture du barrage de Bouzey<sup>(15)</sup>:

« Effets d'une sous-pression à la base du mur.

« Les calculs qui précèdent supposent que l'eau ne pénètre pas dans le sol de fondation et dans la maçonnerie.

« Mais il peut n'en être pas ainsi et, si le sol de fondation est perméable, l'eau qui le traversera, exercera sur la base du mur une sous-pression qui aura son point d'application en k. »

Et en rappel de l'accident de 1884, on lit dans le même rapport :

« La Commission (celle de 1884) a reconnu... et que l'accident devait être uniquement imputé à la nature du terrain et principalement aux sous-pressions résultant de la perméabilité du sol de fondation. »

L'idée de s'opposer en force aux effets de l'eau demeurait fût-ce de façon inconsciente. L'existence de l'écoulement de l'eau au contact du corps du barrage et de sa fondation en rocher quelle que fut l'imperméabilité, n'était toujours pas admise avec la conséquence des sous-pressions induites sur l'équilibre du corps du barrage.

Les enseignements à tirer des deux accidents de la digue de Bouzey n'étaient pas complets, et ceux des autres accidents plus ou moins occultés. Ce n'est qu'avec le temps qui apportera de nouvelles observations que toutes les leçons seront tirées.

#### 5

# Le drainage des fondations de barrage en maçonnerie

Les Anglais construisirent le barrage en maçonnerie de Vyrnwy<sup>(16)</sup>, de 1882 à 1890, pour l'alimentation en eau de Liverpool. Celui-ci avait une capacité de 55 millions de mètres cubes et une hauteur de 49,10 m audessus des fondations.

<sup>&</sup>lt;sup>(16)</sup> « Rupture de la digue de Bouzey », rapport de la Commission spéciale du ministère des Travaux publics, Archives nationales, F.14/14537.

<sup>&</sup>lt;sup>116</sup> Davidson I., « Georges Deacon (1843-1909) and the Vyrnwy works », Transactions, Newcomen Society, vol. 59, 1987-1988.

Au cours des études, le profil du barrage fut épaissi. Il avait été initialement dessiné en référence aux critères français qui admettaient alors encore des tractions. En 1872, Rankine avait insisté sur la nécessité qu'aucune contrainte de traction ne se développe. En 1881, alors que les plans étaient terminés, le barrage de l'Habra se rompait à la suite d'une surcharge due à la surélévation du niveau de la retenue résultant d'une capacité insuffisante de l'évacuateur qui provoqua la submersion de la crête.

Hawskley, ingénieur conseil du barrage associé à Georges Deacon, (1843-1909) maître d'ouvrage, aurait été informé du mécanisme de rupture de l'Habra et de l'importance de la sous-pression par ses relations en France. Mais la liaison reste encore à prouver. Les historiens anglais n'ont pas d'éléments précis sur les contacts qui auraient eu lieu. Deacon, plus au fait qu'Hawskley des problèmes des barrages en béton, proposa d'annuler les sous-pressions par un réseau de drains verticaux dans la fondation, reliés à une galerie située au niveau des eaux à l'aval. Pour les calculs de stabilité, il retint une hypothèse de répartition des souspressions tout à fait convenable. La figure 5 montre les diagrammes correspondants. A titre de comparaison, on a rassemblé les hypothèses utilisées par les projeteurs des barrages en maçonnerie au cours du XIX<sup>e</sup> siècle. Un croquis rappelle le calcul de Bonnetat de 1838 qui fut celui appliqué au barrage de Gileppe. Enfin, on a indiqué les hypothèses prises en compte de nos jours. Il semble que la démarche du projeteur de Vyrnwy n'ait pas été comprise, aussi bien en Angleterre qu'à l'étranger. Dumas, dans ses articles dans le *Génie civil* de 1892, consacrés à ce barrage, ne parle pas du système de drainage, pas plus que dans sa grande étude sur les barrages réservoirs de 1895.

C'est au seul corps du barrage que s'intéressèrent Pelletreau et Bellet dans l'esprit défini par Lévy, c'est-àdire le drainage de fissures sur le parement amont.

Les Allemands s'appuyèrent sur les rapports de la catastrophe de Bouzey pour modifier la conception du barrage d'Alfeld (1883-1888) en y adossant, en 1897, une recharge en enrochements à l'aval. Mais ces derniers, en 1883, avaient déjà tenu compte d'une souspression sous la fondation variant dans le plan d'un joint horizontal de façon linéaire de l'amont vers l'aval (Fig. 5). Ce ne fut publié qu'en 1889<sup>(17)</sup>. L'idée était dans l'air. Les Belges avaient calculé le barrage de Gileppe (1875) en tenant compte d'une hypothèse excessive en supposant une sous-pression uniforme égale à la charge de la retenue sous toute la fondation du barrage, comme l'avait admis Bonnetat en 1838 comme hypothèse extrême.

En Allemagne avec O. Intze (1843-1904), on trouve un nouvel exemple de rideau de drainage dans le corps du barrage de Urft, bâti de 1901 à 1904, puis en Australie avec le barrage de Cataract (1902-1907) et aux États-Unis avec le barrage d'Olive Bridge à Ashokan (1908-1914).

<sup>&</sup>lt;sup>(17)</sup> Fecht H., Anlage von Stauweihern in den Vosgesen, Bau des Stauweihers im Alfeld, Zeitschrift Bawesem, Verlag von Ernst & Korn, Berlin, 1889.



 FIG. 5
 Évolution des hypothèses de pression de l'eau, u, à l'interface du corps du barrage et de la fondation.

 Various assumptions of water pressure, u, along dam and foundation interface.

Enfin, les fondations du barrage d'Elephant Butte (1902-1916) et d'Arrow Rock (1912-1916), encore aux États-Unis, sont drainées par un rideau de forages verticaux.

Le barrage d'Éguzon, construit de 1920 à 1924, sera le premier en France, réalisé avec un rideau de drainage. La circulaire ministérielle de 1923 prendra pleinement en compte le problème des sous-pressions avec des commentaires extrêmement détaillés, en reprenant les termes mêmes de Lévy sur la nécessité d'annuler les sous-pressions.

Le texte ministériel faisait référence aux barrages américains, cités plus haut, qu'avait visités une mission française.

Toutefois Wegman, dans l'édition de 1928 de son traité The design and construction of dams (p. 50), tout en recommandant le drainage du corps du barrage et des fondations, posait la question de l'efficacité de tels dispositifs. Ce n'était que la suite de longues discussions, dont la revue The Engineer s'était fait l'écho trente ans plus tôt, en 1895. Au siège de l'ASCE à New York, au cours d'une réunion, il avait été affirmé que les ruptures des barrages de Puentes, l'Habra et Bouzey n'étaient pas dues à des erreurs de conception mais à des fautes d'exécution. La prise en compte d'une sous-pression au contact barrage fondation rencontrait beaucoup de réticences de la part des membres présents qui ne croyaient pas à la réalité physique du phénomène, lorsque le contact était bien assuré. Il faudra encore de nombreuses mesures pour que l'évidence s'impose.

# La notion de pression interstitielle dans les sols

Il avait fallu plusieurs accidents, une rupture et des dizaines d'années de réflexion, pour que soit plus ou moins bien accepté le concept d'une rupture sur un plan horizontal le long duquel la résistance au cisaillement soit réduite par la pression de l'eau qui s'écoule entre le corps du barrage et la fondation. Il faudra encore longtemps pour que ce concept soit étendu aux milieux fissurés en général. Pour les milieux plus continus comme les sols, les choses n'étaient pas aussi avancées, malgré de nombreux accidents de talus dans les barrages en terre, qui heureusement n'avaient pas abouti à la rupture des ouvrages, du moins en France. La voie ouverte par Collin n'avait pas été explorée.

Dans le courant des années 20, peu avant que Terzaghi ne publiât ses travaux sur la consolidation des argiles, les plus hautes autorités techniques de l'administration française se penchaient sur un cas de rupture qui s'inscrivait dans ce que l'un de ses représentants appelait le long martyrologue des digues françaises.

La lecture des analyses et discussions à ce sujet<sup>(18)</sup> montre que, si l'on avait la conscience exacte de l'influence de la pente des talus, de la nature des terres, du retrait, on était incapable de remonter aux causes premières en l'absence d'une théorie sur un mécanisme de déformation et de rupture qui prenait en compte tous les paramètres et, en particulier, l'effet de l'eau. Bien plus, certaine idée fausse demeurait dans l'esprit des techniciens comme celle de l'imperméabilité absolue d'un corroi argileux *« égale à celle d'une feuille de métal »*. Ce n'était que l'équivalent de celle qui prévalait pour les fondations de barrages établis sur le rocher considéré comme imperméable. Frontard (1884-1962) qui, depuis la rupture du barrage de Charmes<sup>(15)</sup> sentait le rôle mécanique de la pression de l'eau, envisageait alors de faire des petits forages dans le corroi d'une digue pour vérifier qu'un niveau d'eau pouvait s'y établir et se faire comprendre de ses contradicteurs. Quatre-vingts ans après le travail de Collin, les idées n'avaient que très peu évolué.

En même temps qu'il montrait l'importance de la cohésion et des caractéristiques « élastiques » des sols, Terzaghi<sup>(20)</sup> établissait que les sollicitations extérieures qui s'exercent sur un massif saturé d'eau se répartissaient entre le squelette ou ensemble des grains constituant la partie solide du sol, et l'eau ou pression interstitielle. Seul le squelette constitué par les grains présente une résistance mécanique ou résistance au cisaillement pour équilibrer les sollicitations extérieures. Cette résistance sera d'autant plus réduite que la pression de l'eau sera plus élevée. Ce principe unificateur permit alors un développement sans précédent de la géotechnique. Il fut énoncé explicitement en 1923 en relation avec le phénomène de la consolidation de l'argile. Le livre de Terzaghi, Erdbaumechanik, fondait la mécanique des sols comme une discipline à part entière du génie civil.

La méthode de travail de Terzaghi mérite d'être soulignée. En 1927 il écrivait <sup>(21)</sup> :

« Les problèmes de fondations sont toujours tels qu'une approche strictement théorique et mathématique sera toujours impossible. La seule façon de les résoudre avec efficacité consiste tout d'abord à découvrir ce qui s'est passé dans des cas analogues, ensuite le type de sol concerné, et finalement, pourquoi les opérations ont conduit à certains résultats. En accumulant systématiquement un tel savoir, les données empiriques étant bien définies par une reconnaissance correcte des sols, le calcul des fondations pourrait se développer sous la forme d'une science semi-empirique.

« ... L'essentiel de ce travail, l'accumulation systématique de résultats empiriques, reste à faire. »

C'était une démarche identique à celle qu'avait suivie Collin, et elle allait être menée sinon à son terme, du moins suffisamment loin pour que des progrès très importants puissent être enregistrés, dans les décennies qui suivirent.

<sup>&</sup>lt;sup>INBI</sup> Archives de la DDE de la Côte-d'Or, « Contre-barrage de Grosbois, correspondance Frontard-Galliot, 1922 », rapport de commission au Conseil général des ponts et chaussées, séance du 15 juin 1922.

<sup>&</sup>lt;sup>(19)</sup> Frontard J. « Notice sur l'accident de la digue de Charmes », Annales des ponts et chaussées, vol. 23, 1914.

<sup>&</sup>lt;sup>(20)</sup> Skempton A.W., Terzaghi's discovery of effective stress, From theory to practice in soils mechanics (ed. Bjerrum, Casagrande, Skempton), New York, J. Wiley, 1960.

<sup>&</sup>lt;sup>(21)</sup> Terzaghi K., « La science des fondations. Son état actuel, son avenir », communication à la Société des ingénieurs civils américains, Technique des travaux vol. 4, vol. 5, 1929, traduction des *Proceedings* ASCE, vol. 53 et 55, 1929.

# Génie civil et méthodologie

7

L'apport de Terzaghi permettait de comprendre enfin que l'imperméabilité d'un milieu qui n'était toujours que relative, n'excluait pas l'existence de pression dans les pores de ce milieu, et la diminution en conséquence de sa résistance.

La vision subjective qui semble ne pas manquer de bon sens, il n'y a de sous-pression que là où l'eau circule, avait égaré les esprits. C'était le cas de Beaudemoulin qui s'imaginait que la barrière imperméable résultant de la migration des particules fines dans les alluvions stoppait tout écoulement. De Grosbois à Bouzey, c'était la croyance qu'une bêche suffisamment profonde atteignant un substratum imperméable coupait toute communication et donc empêchait le développement de sous-pressions à l'aval.

Les ingénieurs étaient conscients de la nécessité de comprendre pour aller de l'avant. Le nombre et la conséquence des accidents sont là pour rappeler le coût de l'ignorance.

Mais le problème de l'écoulement de l'eau dans les sols et de ses effets, mettait en jeu des connaissances scientifiques relevant de la mécanique des fluides, de la mécanique des milieux continus dont la théorie de l'élasticité, mais aussi les mécanismes de la rupture et les lois de comportement des matériaux avant la rupture.

Il requérait des connaissances pratiques de la fabrication des matériaux en usine ou en place, des moyens pour la détermination de leur propriété, pour la reconnaissance des sols et roches de fondations, des instruments pour le recueil de données d'observations et de mesure du comportement des ouvrages, toutes choses qui n'existaient pas ou qui en étaient à leurs balbutiements.

Les travaux de barrage au XIX<sup>e</sup> siècle, comparés à ceux entrepris dans les ports ou pour les chemins de fer, ont été modestes. On a construit en moyenne un grand barrage tous les trois ans en France, qui était le pays qui en totalisait le plus grand nombre en Europe à la fin du XIX<sup>e</sup> siècle derrière l'Angleterre. Ceci n'est pas la moindre des raisons de la lenteur des progrès.

La construction d'un modèle explicatif devant se faire à partir d'une observation rigoureuse des phénomènes naturels, Dubuat, le père de l'hydraulique, écrivait, en 1786, dans la préface de la première édition de son traité d'hydraulique :

« Nous raisonnons juste quand nous n'appliquons à un sujet que les idées qui sont prises dans la nature des choses ; mais on donne au contraire dans toutes sortes d'erreurs, quand on se préoccupe en voulant conclure avant de raisonner, raisonner avant de connaître, et connaître avant d'avoir examiné. »

Les progrès, disait-il encore seraient alors fonction du soin apporté à observer, pour autant que la mesure des phénomènes soit faite à l'échelle nécessaire. Collin faisait écho à Dubuat dans la préface de son ouvrage sur les glissements, en écrivant soixante ans plus tard :

« La nécessité de reconstituer sur d'autres bases, la théorie du mouvement des terres étant admise, nous trouvons devant nous deux routes pour nous conduire au but : la méthode syllogistique et la méthode inductive. Nous n'avons point hésité à nous engager dans la seconde. C'est comme personne ne l'ignore et nonobstant les prétentions contraires de l'École cartésienne, à la méthode expérimentale que l'on doit les immenses progrès dans l'étude des phénomènes naturels, les découvertes de Galilée, de Torricelli, de Newton et de leurs successeurs...

« C'est par l'association de l'induction et du syllogisme que la science peut prospérer : l'exclusion de la méthode expérimentale, qui semble décrétée par quelques géomètres n'aboutirait qu'à la propagation de l'erreur. »

En avance sur la méthodologie qui sera préconisée par Terzaghi, Collin annonçait un travail long et laborieux :

« Nous devons en terminant, prévenir les lecteurs qu'ils trouveront dans ce mémoire tout ce qu'ils y chercheront, c'est-à-dire, une théorie basée sur ces nouveaux principes. Avant d'arriver à ce résultat, il faudra faire faire des expériences nombreuses et surtout précises pour déterminer la loi des variations d'une force que l'on a négligée jusqu'ici, la cohésion. »

Les praticiens rencontraient de multiples difficultés: absence d'outils théoriques, manque de mesures, échelle des temps des phénomènes à observer très étendue, réticence devant la méthodologie à suivre. Les premiers laboratoires d'essais des matériaux ne furent pas créés avant 1850.

Ceci explique les pertes de mémoire, les fausses interprétations, les rapprochements qui ne furent pas faits. Ce ne sont pas pourtant les monographies sur les ouvrages qui manquaient. Les conditions d'exécution, leurs incidents et le comportement en service ont été rapportés souvent de façon très détaillée. Mais sans théorie d'ensemble et sans mesures fiables, la mémoire ne retient que des faits anecdotiques.

Coulomb, Prony, Beaudemoulin, Collin avaient implicitement posé le problème des effets mécaniques internes de l'eau. Lorsque Minard décrit l'action de la pression de l'eau dans une fondation de marne fissurée à la suite du calcul de Bonnetat et des questions posées par le comportement de Grosbois, on s'attend à une poursuite de la réflexion. Les publications de Beaudemoulin des années 1830 avaient apporté des éléments fondamentaux de réflexion. En 1853, le problème de la stabilité d'un barrage, jusque-là posé en terme de calcul à la rupture, dans lequel la sous-pression de l'eau avait tout naturellement sa place, appliquée aux limites du corps rigide dont on vérifiait l'équilibre, devient un problème où l'eau est réduite à l'expression de sa résultante sur le parement amont du barrage, dans lequel on calcule le niveau de contrainte en référence à une valeur considérée comme admissible.

Cette vision élasticienne est réductrice. L'eau n'existe alors que comme un fluide qu'il faut contenir : étouffement des sources, obturation des fissures dans le rocher de fondations en amont du mur du barrage. Le développement des ciments, à partir de Vicat, conduisait à croire que l'on possédait les moyens de fabriquer un matériau à la fois imperméable et résistant à la traction.

Mais c'était oublier les deux termes du problème, pression et débit. A force de réduire le débit, on faisait monter la pression et pas forcément là où il fallait.

Toutes les réflexions et efforts se sont concentrés sur l'objet le plus facile à modéliser et donc à maîtriser, le barrage en maçonnerie, parce que fait de la main de l'homme. Dans le domaine des fondations tout particulièrement, l'ingénieur doit observer avant d'agir, et vérifier ensuite, au fur et à mesure, les effets de son action, comme le préconisait Dubuat. Cette démarche constitue d'ailleurs, de nos jours, une des méthodes de conception dans le domaine géotechnique appliqué au génie civil.

Le modèle explicatif, fruit de l'observation, est soumis ensuite à l'épreuve de l'expérience par des mesures continues sur l'ouvrage réalisé. Il faut être patient et prudent, car l'accident peut survenir des dizaines d'années après l'erreur. Des années de suivi sont nécessaires pour comprendre les mécanismes de comportement d'un ouvrage. Le temps est un paramètre, dont on ne connaît pas *a priori* le poids.

Pour progresser dans la maîtrise des sciences de la nature, c'est l'esprit de finesse défini par Pascal qui compte avant l'esprit de géométrie. L'opposition entre Poncelet et Collin est à ce titre exemplaire. Ce fut le défaut d'une certaine formation française lié à une trop grande pratique des mathématiques, que les Anglais, par exemple, ne manquèrent pas de faire remarquer, spécialement lors des accidents.

Tout dans un barrage, en effet, ne se calcule pas. On vérifie sa stabilité en imaginant des modes possibles de déformation et de rupture. Cette vérification ne vaut que par les hypothèses, sur les données géologiques, géotechniques, hydrologiques, et par la modélisation mécanique retenue, fruit du raisonnement et de l'expérience.

L. Giuliani, en 1973, analysant cette méthodologie très particulière, en un domaine où l'expérimentation préalable est impossible, en montrait la difficulté<sup>(22)</sup>:

« On en saisit aussitôt la limite ; si l'on ne trouve que ce que l'on cherche, si l'on ne cherche que ce que l'on soupçonne, si l'on ne soupçonne que ce que l'on sait déjà, le moment doit venir où, à défaut d'expérience déjà faite, seul l'événement peut instruire... Il ne faudrait pas conclure que la technique des constructions ne fait de pas décisifs qu'à coup de catastrophes. Heureusement, les semonces de la Nature ne sont le plus souvent que des annonces détectées par de fines mesures, les accidents ne sont que des incidents, perçus des seuls techniciens, sans conséquence pour les personnes et les biens.»

Les techniques d'auscultation répondent au souci de mieux entendre les semonces de la Nature qui passèrent inaperçues à l'Habra comme à Bouzey. Elles étaient rudimentaires au XIX<sup>e</sup> siècle. Mais le barrage de Grosbois fut l'objet d'un suivi topographique dès 1853. L'auscultation avec l'instrumentation, qui lui est associée, est, de nos jours, un des outils majeurs du contrôle de la sécurité des grandes infrastructures de génie civil, et un des moyens d'une connaissance toujours plus fine des structures.

Dans ces conditions, la diffusion de l'expérience apparaît à la fois comme une nécessité et une obligation. Le champ d'activité est étroit, l'échange entre tous les acteurs doit se faire bien au-delà de toutes les frontières. En France, la pratique s'est établie spontanément, d'abord de façon empirique par l'envoi de nombreuses missions en Angleterre et aux États-Unis au début du XIX<sup>e</sup> siècle. Après 1880, de façon de plus en plus institutionnelle, avec les congrès organisés par les sociétés savantes, les échanges se firent encore plus fréquents. Parallèlement, les publications techniques se multipliaient. La revue du *Génie civil* fut fondée en 1880. Le nombre des périodiques reçues à la bibliothèque de l'École des ponts et chaussées s'élevait à 12 en 1840, 32 en 1860, 50 en 1880, 97 en 1900 soit un doublement entre 1880 et 1900, dont 30 % de publications étrangères.

Mais le risque de perdre le bénéfice des leçons de l'expérience n'est pas évité pour autant. Il ne suffit pas qu'un homme ait compris. La compréhension doit être celle de toute une communauté technique, afin que toutes les pratiques soient modifiées en conséquence. Des décennies peuvent être alors nécessaires pour progresser. Les débats auxquels ont donné lieu la catastrophe de Bouzey montrent toute la difficulté à comprendre, alors que les moyens d'informations, à la fin du siècle, étaient déjà très développés.

L'oubli jusqu'à nos jours, dans lequel sont tombés les travaux ou analyses de Collin, Bonnétat, Beaudemoulin, ou la lecture incomplète de Lévy montrent toute la difficulté d'une communauté technique à faire sienne l'expérience de ses membres et à en garder la mémoire.

Le Conseil général des ponts et chaussées qui jouait un rôle très efficace dans la diffusion de la connaissance technique au XIX<sup>e</sup> siècle, n'a pas réussi dans un domaine qui relevait aussi des mentalités.

# Conclusion

La complexité du modèle polyphasique à élaborer, exigeait que des progrès dans des domaines connexes fussent accomplis en parallèle, comme cela est de règle dans l'évolution de tout système technique.

La référence aux données de l'observation était le fondement et la condition de toute avancée. Ceci ne fut pas admis autant qu'il aurait fallu. Les observations sur le comportement des ouvrages existants, réalisées seulement à quelques dizaines d'exemplaires en Europe au XIX<sup>e</sup> siècle, furent difficiles à faire, à réunir et à transmettre. L'analyse des accidents, forme extrême de pathologie, ne fut pas forcément plus porteuse d'enseignements que celle des mesures recueillies patiemment sur de longues périodes.

La difficulté à accepter les faits à travers des mesures souvent disparates, par une partie significative de la communauté technique, et les pertes de mémoire furent quelques-unes des raisons du frein au développement des connaissances. L'obligation de se référer à l'observation des ouvrages reste une leçon toujours actuelle.

NDLA : Les références infra-paginales ne concernent qu'une faible partie de celles qui ont servi pour la rédaction de cet article et que l'on pourra retrouver, dans une thèse consacrée aux barrages réservoirs en France de 1750 à 1920, qui sera soutenue à Paris I, fin 1999 début 2000.

<sup>&</sup>lt;sup>1221</sup> Giuliani L., « Technique et morale », Symposium national, sol et sous-sol et sécurité des constructions, organisé par le BRGM, le CFMS et le CFGI, 1973.

REMERCIEMENTS

L'auteur tient à remercier tout particulièrement J. Biarez, professeur de mécanique des sols à l'École centrale de Paris et S. Benoît, professeur agrégé à l'université d'Évry, pour les nombreuses suggestions et remarques qu'ils lui ont faites au cours de l'élaboration de cet article.

# Calcul en éléments finis des déformations des sols non saturés : équations et exemples



bstrac

Cet article présente un modèle numérique en éléments finis construit sur la base des équations de la consolidation des sols élastoplastiques non saturés. Ce modèle a été programmé dans le code de calcul CESAR-LCPC.

Les équations du modèle tiennent compte de l'interaction des déformations du squelette, des écoulements de l'eau et de l'air ainsi que des mouvements de l'air dissous dans l'eau. La résolution numérique de ces équations associe la méthode des éléments finis pour discrétiser l'espace et un schéma d'intégration implicite pour discrétiser le temps. Les déformations du squelette sont décrites selon l'approche des variables indépendantes. Deux applications sont décrites, à un tube épais en condition axisymétrique et à un massif de sol en déformation plane.

# Finite element analysis of the deformations of unsaturated soils: equations and exemples

This paper describes a finite element numerical model derived from the basic equations of elastoplasticity and consolidation of unsaturated soils. The model was implemented in the finite element program CESAR-LCPC.

The equations of the model account for the interaction of the deformation of the soil skeleton, of the flow of water and air and of the movement of the air dissolved in the pore water. The numerical solution of these equations is based on the finite element method for space discretisation and on an implicit method for time discretisation. The deformations of the soil skeleton are described within the framework of the independent variable approach.

Two applications of this model to an axisymmetric problem (thick tube) and to a plane strain problem (2-D consolidation of a soil mass) are presented.

#### M. WONE J.-P. MAGNAN

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées 58, boulevard Lefebvre 75732 Paris Cedex 15

# Introduction

La modélisation du comportement mécanique des sols non saturés ne fait pas l'objet d'un consensus parmi les spécialistes de la géotechnique. L'extension de la notion de contraintes effectives, telle qu'elle a été proposée par Bishop (1961) pour servir de cadre à la description des sols, a fait l'objet de différentes critiques, souvent étayées par des résultats expérimentaux obtenus en laboratoire (Jennings et Burland, 1962 ; Matyas et Radakrishna, 1968 ; Fredlund et Morgenstern, 1976). D'autres approches, comme celles d'Alonso *et al.* (1988, 1990), ou de Fredlund (1989) semblent apporter une réponse plus complète et mieux décrire la réalité par une modélisation physique avec deux champs de contraintes indépendants.

Différents modèles théoriques et numériques basés sur les modèles physiques en contraintes effectives ou en variables indépendantes sont apparus depuis une dizaine d'années, comme ceux d'Alonso *et al.* (1988), de Nanda (1989), de Gens *et al.* (1995) et de Gatmiri *et al.* (1995).

L'étude présentée dans cet article a été réalisée au moyen du code de calcul en éléments finis CESAR-LCPC et a cherché à appliquer à la programmation des équations des sols non saturés la même démarche systématique que pour les calculs relatifs aux sols saturés. Pour décrire le comportement des sols non saturés, nous avons utilisé une formulation couplée et un comportement élastoplastique avec écrouissage du squelette du sol, qui permet de prendre en compte l'irréversibilité des déformations.

Cet article rappelle les équations qui représentent le comportement élémentaire des sols non saturés, décrit les étapes de leur transformation en équations matricielles adaptées à leur résolution par la méthode des éléments finis, puis présente quelques résultats de calcul.

# Hypothèses et définitions

La représentation mécanique que nous avons adoptée pour la modélisation numérique des sols non saturés repose sur la superposition de trois milieux continus, qui couvrent chacun l'ensemble de l'espace occupé par le sol :

- le milieu global (sans distinguer de phases : on admet que les modifications de la composition de ce milieu triphasé par suite des mouvements de l'eau et de l'air ont un effet négligeable sur ses propriétés physiques et mécaniques, c'est-à-dire que l'on peut définir une loi de comportement à partir de son état initial);

 le milieu continu « air » et le milieu continu « eau » (ces deux milieux peuvent se déplacer l'un par rapport à l'autre à l'intérieur du milieu global et en sortir ou y entrer).

#### 2.1

2

#### Champs de contraintes

Trois champs de contraintes sont définis respectivement dans le milieu global, l'eau et l'air : la contrainte totale  $\sigma$ , la pression de l'eau  $p_w$  et la pression de l'air  $p_a$ .

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 82 2º trimestre 1999 Les conventions de signe utilisées dans les équations sont des conventions « mixtes » : contraintes totales négatives en compression, pressions d'eau et d'air positives en compression.

Pour le calcul, les pressions d'eau et d'air sont remplacées par les charges d'eau  $h_w$  et d'air  $h_a$  définies, selon les habitudes de la mécanique des sols, par:

$$h_w = \frac{P_w}{\gamma_w} + z$$
 et  $h_a = \frac{P_a}{\gamma_a} + z$ 

avec:

 $\gamma_w$ : poids volumique de l'eau ;

 $\gamma_a$ : poids volumique de l'air ;

z : altitude par rapport à un repère fixe.

Le champ de contraintes du milieu global dépend directement de la pesanteur et des conditions aux limites et, indirectement, de la loi de comportement et des autres conditions aux limites. Le champ associé à la pression de l'eau (respectivement, à la pression de l'air) dépend directement de la pesanteur et des conditions aux limites sur la charge d'eau (respectivement, la charge de l'air) et, indirectement, de la loi de comportement du matériau global et des autres conditions aux limites.

2.2

#### Champs de déplacements et de déformations

Trois champs de déplacements, auxquels sont associés trois champs de déformations, sont utilisés pour décrire l'état du sol non saturé :

– un champ de déplacements associé au milieu continu global ou « champ principal », noté  $\vec{u}$ ;

– un champ de déplacements associé à l'eau, noté  $\vec{u}_w$  ;

– un champ de déplacements associé à l'air, noté  $\vec{u}_a$ .

Au champ de déplacements principal  $\vec{u}$  est associé le champ de déformations totales du milieu global  $\epsilon$ . Le champ de déplacements associé à l'eau est utilisé sous la forme du vecteur des vitesses moyennes d'écoulement de l'eau  $\vec{v}_w$  et sous la forme d'un scalaire égal au flux d'eau sortant d'un volume unitaire, div  $\vec{v}_w$  (et de même pour les déplacements associés à l'air :  $\vec{v}_a$  et div  $\vec{v}_a$ ).

Les déformations totales  $\varepsilon$  sont négatives en contraction, et les flux sont positifs quand ils sortent du volume élémentaire.

# **Comportement mécanique**

On suppose que les déformations du milieu peuvent être induites par une variation de la contrainte totale  $(\sigma + p_a)$  et/ou de la succion  $(p_a - p_w)$ , considérées comme variables indépendantes. La loi de comportement est de type élastoplastique avec écrouissage. Elle est décrite dans cet article avec les équations proposées par Alonso *et al.* (1990), mais peut être transformée aisément pour accueillir d'autres formes de lois élastoplastiques avec ou sans écrouissage.

Les contraintes et les déformations doivent satisfaire simultanément les équations d'équilibre et la loi de comportement.

# Équations d'équilibre

$$\begin{split} \sigma_{ij,\,j} + F_i &= 0 \\ avec : \\ \sigma_{ij} : \text{tenseur des contraintes totales ;} \\ F_i : \text{forces volumiques.} \end{split}$$

3.2

# Loi de comportement du milieu global (Alonso *et al.*, 1990)

Cette loi de comportement est écrite sous la forme incrémentale :

$$\label{eq:star} \begin{split} d\sigma_{ij} &= D^{ij}_{epkl} d\epsilon_{kl} + (F_e-1) \; dp_a \delta_{ij} + F_e dp_w \delta_{ij} \\ avec: \end{split}$$

 $D_{ep}$  : matrice de souplesse du milieu global relative aux variations de  $~\sigma_{ii}+p_a\delta_{ii}$  ;

 $d\epsilon_{kl}$  : incrément du tenseur des déformations (du milieu global) ;

 $F_e = D_{ep}D_s;$ 

 $D_{\rm s}$  : matrice de souplesse du milieu global relative aux variations de  $(p_{\rm a}-p_{\rm w})$  ;

 $\delta_{ii}$  : symbole de Kronecker ;

dp<sub>a</sub> : incrément de pression d'air ;

dp,, : incrément de pression d'eau.

# Écoulements de l'eau et de l'air dans le milieu poreux

L'eau et l'air se déplacent dans l'espace occupé par le milieu global en respectant, d'une part, des lois de conservation de la masse et, d'autre part, des lois reliant les vitesses moyennes d'écoulement aux gradients de charge (loi de Darcy pour chaque phase). Ces vitesses moyennes désignent les vitesses relatives des fluides par rapport au solide, comme si tout l'espace (solide+pores) leur était offert.

### Équation de conservation de la masse d'eau

$$\frac{\partial}{\partial t} \left( \rho_{w} n S_{r} \right) + div \left( \rho_{w} \vec{v}_{w} \right) = 0$$

avec :

 $\rho_w$  : masse volumique de l'eau ;

n : porosité du massif ;

 $\vec{v}_w$  : vitesse moyenne d'écoulement de l'eau ;

 $S_r$ : degré de saturation en eau, qui dépend des pressions d'eau et d'air et de  $\underline{g}$ . On a adopté pour décrire cette dépendance la relation utilisée par Matyas et Radakrishna (1968) et reprise par Alonso *et al.* (1988):

$$\begin{split} S_r = S_{ro} - \left[a_s + b_s \Big(\sigma_{ij} + p_a \delta_{ij}\Big)\right] \Big\{1 - exp \Big[-c_s \Big(p_a - p_w\Big)\Big]\Big\} \\ \text{avec}: \end{split}$$

 $S_m$  : degré de saturation initial ;

a, b, c: constantes.

4.2

## Équation de conservation de la masse d'air

$$\frac{\partial}{\partial t} \left[ \rho_a n \left( 1 - S_r + HS_r \right) \right] + div \left[ \rho_a \left( \vec{v}_a + H\vec{v}_w \right) \right] = 0$$

avec :

ρ<sub>a</sub> : masse volumique de l'air ;

H : coefficient de solubilité de l'air dans l'eau ou coefficient de Henry (H = 0,02);

 $\vec{v}_a$  : vitesse moyenne d'écoulement de l'air.

4.3

#### Loi de Darcy pour l'eau

La loi de Darcy s'écrit :

$$\vec{v}_w = -k_w \text{ grad } h_w$$

avec :

h...: charge hydraulique;

<u> $k_w$ </u>: tenseur des coefficients de perméabilité à l'eau (les coefficients de perméabilité dépendent de façon générale de l'indice des vides ou de la porosité, du degré de saturation, de la température et de la nature du fluide).

La fonction adoptée pour décrire les variations des coefficients de perméabilité à l'eau est la même que celle utilisée par Alonso *et al.* (1988), Nanda (1989) et Abida (1992) :

$$k_w = a10^{\alpha e} \left[\frac{S_r - S_{ru}}{1 - S_{ru}}\right]^3$$

avec :

a,  $\alpha$  : constantes ;

e : indice des vides ;

S<sub>r</sub> : degré de saturation ;

S<sub>m</sub> : degré de saturation résiduel.

#### 4.4

#### Loi de Darcy pour l'air

On admet que l'écoulement de l'air est également régi par la loi de Darcy (Yoshimi, 1969) :

$$\vec{v}_a = -\underline{k}_a \operatorname{grad} h_a$$

avec :  $\underline{\underline{k}_a}$  : tenseur des coefficients de perméabilité à l'air.

La fonction décrivant les variations des coefficients de perméabilité à l'air est celle utilisée par Alonso *et al.* (1988), Nanda (1989) et Abida (1992) :

$$k_a = b \frac{\gamma_a}{\mu_a} \left[ e (1 - S_r) \right]^c$$

avec :

b, c : constantes adimensionnelles ;

- $\gamma_a$  : poids volumique de l'air ;
- $\mu_a$  : viscosité de l'air ;

e : indice des vides.

# **Conditions aux limites**

Les conditions aux limites imposées aux inconnues (déplacements et pressions) sont des déplacements ou forces imposés au milieu global, des flux ou des charges d'eau imposés pour l'eau et des flux ou des charges d'air imposés pour l'air.

# **Conditions initiales**

6

Dans les calculs de comportement des milieux poreux non saturés, il est souvent difficile d'imaginer l'état initial. En effet, les distributions des contraintes totales, des charges d'eau et des charges d'air doivent être en équilibre compte tenu de la répartition des phases dans l'espace (indice des vides et degré de saturation), si l'on veut que les résultats des calculs ne combinent pas l'effet de l'évolution spontanée de l'état initial et l'effet du chargement.

Pour définir un état initial en équilibre, nous avons appliqué une procédure qui consiste à calculer l'état initial de la manière suivante :

 – on effectue à partir d'un état initial estimé mais pas nécessairement en équilibre un premier calcul avec pour seul chargement mécanique le poids du massif de sol, jusqu'à stabilisation des charges d'eau et d'air et des contraintes;

 on prend les résultats de ce calcul comme état initial des calculs ultérieurs en annulant les déplacements.

# Choix d'un principe variationnel

Le passage des équations précédentes à une formulation variationnelle permettant d'associer la solution cherchée (un état d'équilibre local) à un extrémum d'une fonctionnelle (minimum ou maximum) n'est pas une opération classique dans le cas des milieux triphasiques.

La procédure que nous avons adoptée comporte deux étapes :

• Dans la première étape, on fige l'état des fluides et on se préoccupe de trouver l'état d'équilibre du milieu global en minimisant son énergie potentielle, c'est-à-dire que l'on écrit un « principe des travaux virtuels » dans lequel le travail interne (déduit de la loi de comportement) est équilibré par le travail des forces externes (forces de pesanteur et forces de surfaces, c'est-à-dire pressions totales) :

$$\int_{\Omega} \sigma_{ij} \delta \epsilon_{ij} d\Omega - \int_{\Omega} F_i \delta u_j d\Omega - \int_{S_{\sigma}} T_i \delta u_j dS_{\sigma} = 0$$

Cette intégrale correspond au travail de la contrainte totale. Le champ de contrainte  $\sigma$  est défini sur le milieu global et correspond à  $\epsilon$ .

• Dans la seconde étape, on s'occupe des équations d'écoulement et on écrit des équations correspondant aux bilans globaux des mouvements des masses fluides (eau et air) présentes dans le sol, compte tenu de l'écoulement, de la compressibilité des fluides, des variations du degré de saturation et des variations des volumes des pores : – pour l'eau :

$$\begin{split} &\int_{\Omega} a_{w} n S_{r} \dot{p}_{w} \delta p_{w} d\Omega + \int_{\Omega} \rho_{w} n \dot{S}_{r} \delta p_{w} d\Omega - \int_{\Omega} \rho_{w} S_{r} \delta_{ij} \dot{\epsilon}_{ij} \delta p_{w} d\Omega - \\ &\int_{\Omega} div \left[ \rho_{w} k_{w} grad \left( \frac{P_{w}}{\gamma_{w}} + z \right) \right] \delta p_{w} d\Omega + \int_{S_{\phi_{w}}} \phi_{W} \delta p_{w} dS_{\phi_{w}} = 0 \end{split}$$

– pour l'air :

$$\int_{\Omega}\rho_{a}\big(1-S_{r}+HS_{r}\big)\delta_{ij}\hat{\epsilon}_{ij}\delta p_{a}d\Omega -\int_{\Omega}div\Bigg[\rho_{a}k_{a}grad\Bigg(\frac{P_{a}}{\gamma_{a}}+z\Bigg)\Bigg]\delta p_{a}d\Omega -$$

$$\int_{\Omega} div \Biggl[ \sigma_a H k_w grad \Biggl( \frac{P_w}{\gamma_w} + z \Biggr) \Biggr] \delta p_a d\Omega + \int_{S_{\varphi_a}} \varphi_a dS_{\varphi_a} = 0$$

Le couplage entre le solide et l'eau est assuré par la présence de la pression d'eau dans la première intégrale et de la variation du volume du sol dans la deuxième intégrale. Le couplage entre le solide et l'air est assuré par la présence de la pression d'air dans la première intégrale et de la variation du volume du sol dans la dernière intégrale. Le couplage entre l'eau et l'air est assuré par la présence du coefficient de solubilité de l'air dans la dernière intégrale.

L'application du principe variationnel choisi à l'analyse du comportement au cours du temps des massifs de sols élastoplastiques non saturés donne le système d'équations suivant, que l'on doit résoudre dans le domaine fixe  $\Omega$ :

$$\begin{split} dF &= \int_{\Omega} D_e \epsilon_{ij} \delta \epsilon_{ij} d\Omega + \int_{\Omega} \gamma_a (F_e - 1) h_a \delta \epsilon_{ij} d\Omega - \int_{\Omega} \gamma_w F_e h_w \delta \epsilon_{ij} d\Omega - \\ &- \int_{\Omega} F_i \delta u_i d\Omega - \int_{S_\sigma} T_i \delta u_i dS_\sigma - \int_{\Omega} (F_e - 1) \gamma_a z \delta \epsilon_{ij} d\Omega + \\ &\int_{\Omega} F_e \gamma_w z \delta \epsilon_{ij} d\Omega = 0 \end{split} \\ dF_w &= \int_{\Omega} \gamma_w \left( ng_1 m_1^T D_e + S_r \delta_{ij} \right) \frac{\partial \epsilon_{ij}}{\partial t} \delta h_w d\Omega - \\ &\int_{\Omega} n \gamma_w^2 \left( g_2 + g_1 F_e \right) \frac{\partial h_w}{\partial t} \delta h_w d\Omega + \\ &+ \int_{\Omega} n \gamma_a \gamma_w \left( g_2 + g_1 F_e \right) \frac{\partial h_a}{\partial t} \delta h_w d\Omega + \int_{\Omega} k_w h_{w,j} \gamma_w \delta h_{w,j} d\Omega + \\ &+ \int_{S_{V_w}} \gamma_w \varphi_w \delta h_w dS_{V_w} = 0 \end{aligned} \\ dF_a &= \int_{\Omega} \gamma_a \rho_a \Big[ n(H - 1) m_1^T g_1 D_e + (1 - S_r + HS_r) \Big] \frac{\partial \epsilon_{ij}}{\partial t} \delta_{ij} \delta h_a d\Omega - \\ &- \int_{\Omega} \gamma_a \gamma_w \Big[ \rho_a n(H - 1) g_1 F_e + \rho_a n(H - 1) g_2 \Big] \frac{\partial h_w}{\partial t} d\Omega + \\ &+ \int_{\Omega} \gamma_a^2 \rho_a n(H - 1) g_1 F_e \frac{\partial h_a}{\partial t} \delta h_a d\Omega + \int_{\Omega} \gamma_a^2 \rho_a n(H - 1) g_2 \frac{\partial h_a}{\partial t} \delta h_a d\Omega + \\ &+ \int_{\Omega} \gamma_a^2 C_a n(1 - S_r + HS_r) \frac{\partial h_a}{\partial t} \delta h_a d\Omega + \\ &+ \int_{\Omega} \gamma_a k_a h_{a,j} \delta h_{a,j} d\Omega + \int_{\Omega} \gamma_a H k_w h_{w,j} \delta h_{a,j} d\Omega + \\ &+ \int_{\Omega} \gamma_a k_a h_{a,j} \delta h_{a,j} d\Omega + \int_{\Omega} \gamma_a H k_w h_{w,j} \delta h_{a,j} d\Omega + \\ &+ \int_{\Omega} \gamma_a k_a h_{a,j} \delta h_{a,j} d\Omega + \\ &+ \int_{\Omega} \gamma_a k_a h_{a,j} \delta h_{a,j} d\Omega + \\ &+ \int_{\Omega} \gamma_a k_a h_{a,j} \delta h_{a,j} d\Omega + \\ &+ \int_{\Omega} \gamma_a k_a h_{a,j} \delta h_{a,j} d\Omega + \\ &+ \int_{\Omega} \gamma_a k_a h_{a,j} \delta h_{a,j} d\Omega + \\ &+ \int_{\Omega} \gamma_a k_a h_{a,j} \delta h_{a,j} d\Omega + \\ &+ \int_{\Omega} \gamma_a k_a h_{a,j} \delta h_{a,j} d\Omega + \\ &+ \int_{\Omega} \gamma_a k_a h_{a,j} \delta h_{a,j} d\Omega + \\ &+ \int_{\Omega} \gamma_a k_a h_{a,j} \delta h_{a,j} d\Omega + \\ &+ \int_{\Omega} \gamma_a k_a h_{a,j} \delta h_{a,j} d\Omega + \\ &+ \int_{\Omega} \gamma_a k_a h_{a,j} \delta h_{a,j} d\Omega + \\ &+ \int_{\Omega} \gamma_a k_a h_{a,j} \delta h_{a,j} d\Omega + \\ &+ \int_{\Omega} \gamma_a k_a h_{a,j} \delta h_{a,j} d\Omega + \\ &+ \int_{\Omega} \gamma_a k_a h_{a,j} \delta h_{a,j} d\Omega + \\ &+ \int_{\Omega} \gamma_a k_a h_{a,j} \delta h_{a,j} d\Omega + \\ &+ \int_{\Omega} \gamma_a k_a h_{a,j} \delta h_{a,j} d\Omega + \\ &+ \int_{\Omega} \gamma_a k_a h_{a,j} \delta h_{a,j} d\Omega + \\ &+ \int_{\Omega} \gamma_a k_a h_{a,j} \delta h_{a,j} d\Omega + \\ &+ \int_{\Omega} \gamma_a k_a h_{a,j} \delta h_{a,j} d\Omega + \\ &+ \int_{\Omega} \gamma_a k_a h_{a,j} \delta h_{a,j} d\Omega + \\ &+ \int_{\Omega} \gamma_a k_a h_{a,j} \delta h_{a,j} d\Omega + \\ &+ \int_{\Omega} \gamma_a k_a h_{a,j} \delta h_{a,j} d\Omega + \\ &+ \int_{\Omega} \gamma_a k_a h_{a,j} \delta h_{a,j} d\Omega + \\ &+ \int_{\Omega} \gamma_a k_a$$

et auquel il faut ajouter les conditions aux limites et les conditions initiales.

Les notations utilisées sont les suivantes :

 $\delta h_a dS_{v_a} = 0$ 

dF : fonctionnelle associée aux déformations du squelette ;

 $\begin{array}{l} dF_w: \text{fonctionnelle associée à l'écoulement de l'eau ;} \\ dF_a: \text{fonctionnelle associée à l'écoulement de l'air ;} \\ D_e: \text{matrice de souplesse du milieu global relative aux} \\ variations de \sigma_{ij} + p_a \delta_{ij}. \end{array}$ 

 $\epsilon_{\mu}$ : tenseur des déformations du milieu global ;

 $\gamma_a$ : poids volumique de l'air (kN/m<sup>3</sup>) ;

 $\gamma_{\omega}$ : poids volumique de l'eau (kN/m<sup>3</sup>) ;

 $F_e = D_e D_s;$ 

 $D_{\rm s}$  : matrice de souplesse du milieu global relative aux variations de  $p_{\rm a}-p_{\rm w}$  ;

 $h_a$ : charge d'air (m);

h<sub>w</sub>: charge d'eau (m);

F<sub>1</sub>: forces volumiques (kN/m<sup>3</sup>);

T.: forces surfaciques (kPa) ;

z : cote du point courant (m) ;

 $\rho_a$ : masse volumique de l'air (kg/m<sup>3</sup>);

n : porosité du sol ;

H: coefficient de Henry (H = 0,02);

 $m_1^T = [0 \ 1 \ 0];$ 

 $g_1$  : dérivée de la fonction de saturation par rapport à  $\sigma_{ij} + p_a \delta_{ij} (k P a^{-1})$  ;

 $g_2$  : dérivée de la fonction de saturation par rapport à  $p_a - p_w(kPa^{-1})$  ;

S, : degré de saturation ;

8

C<sub>a</sub> : compressibilité de l'air (kPa<sup>-1</sup>) ;

k. : coefficient de perméabilité à l'air (m/s) ;

k<sub>w</sub> : coefficient de perméabilité à l'eau (m/s).

# Méthode de résolution numérique

L'application du principe variationnel aux équations et la discrétisation dans l'espace (éléments finis) et dans le temps (méthode implicite) conduisent au système matriciel suivant :

$$\left[K_{H}\left(U_{i}^{j}\right)\right]\left\{\Delta U_{i}^{j+1}\right\} = \left[K_{M}\left(U_{i}^{j}\right)\right]\left\{U_{i-1}^{j}\right\} + \left\{F_{i}^{j}\left(t+\Delta t\right)\right\} + \left\{F_{\Delta\sigma_{i}}^{-j}\left(t\right)\right\} - F_{\sigma_{i-1}}$$

avec:

$$\begin{split} K_{H} = \begin{bmatrix} R & -C_{uw} & C_{ua} \\ C_{wu} & -C_{ww} + \Delta t K_{w} & C_{wa} \\ C_{au} & -C_{aw} + \Delta t K_{wa} & E_{a} + \Delta t K_{a} \end{bmatrix} & \Delta U = \begin{cases} \Delta U \\ \Delta H_{w} \\ \Delta H_{a} \end{cases} \\ \\ K_{M} = \begin{bmatrix} 0 & C_{uw} & -C_{ua} \\ 0 & -\Delta t K_{w} & 0 \\ 0 & -\Delta t K_{wa} & -\Delta t K_{a} \end{bmatrix} & U = \begin{cases} U \\ H_{w} \\ H_{a} \end{cases} \\ \\ \begin{bmatrix} F(t + \Delta t) \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} F_{\sigma}(t) \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} F_{\Delta\sigma}(t) \end{bmatrix} \end{split}$$

$$F(t + \Delta t) = \begin{cases} Q_w(t + \Delta t) \\ Q_a(t + \Delta t) \end{cases} \quad F_{\sigma}(t) = \begin{cases} 0 \\ 0 \\ 0 \end{cases} \quad F_{\Delta\sigma}(t) = \begin{cases} 0 \\ 0 \\ 0 \end{cases}$$

Dans la méthode de résolution décrite ici, le schéma numérique implicite, plus stable numériquement, a été choisi en raison du caractère non linéaire du problème.

La résolution du problème est réalisée par un procédé itératif. A chaque itération on cherche les valeurs des inconnues principales, des inconnues secondaires, du résidu et du paramètre d'écrouissage de telle façon que, pour j (nombre d'itérations) tendant vers l'infini, les champs de valeurs des inconnues soient solution du problème complet. Si l'on admet la solution connue à l'itération j – 1, la détermination des inconnues principales, des inconnues secondaires, du résidu et des paramètres d'écrouissage s'effectue en deux étapes.



#### Première étape

On détermine les inconnues principales (déplacements u et v, charges d'eau et d'air) et secondaires (contraintes et vitesses d'écoulement de l'eau et de l'air) solutions du problème linéaire statiquement et cinématiquement admissibles, de sorte que les contraintes et les déformations soient reliées par la loi de comportement élastique linéaire.

#### 8.2

#### Deuxième étape

Le problème est ici non linéaire. A partir des inconnues principales et secondaires statiquement et cinématiquement admissibles déterminées précédemment, on détermine les déplacements, les contraintes, le résidu et les forces d'écrouissage de façon que la contrainte généralisée associée et la force d'écrouissage soient plastiquement admissibles, c'est-à-dire telles que f( $\sigma$ , k)  $\leq$  0, et que les incréments des contraintes et des pressions soient statiquement admissibles.

# **Exemples de calculs**

9.1

#### Consolidation élastoplastique en milieu non saturé

Ce premier exemple porte sur la modélisation axisymétrique d'un tube épais, de rayon intérieur  $r_i = 2 m$ et de rayon extérieur  $r_e = 12 m$ . Le maillage et les conditions aux limites sont représentés sur la figure 1 (déplacements radiaux uniquement ; surface externe imperméable et immobile ; surface interne perméable avec des charges d'air et d'eau constantes). Une pression uniformément répartie de 100 kPa est appliquée à l'intérieur du tube. Dans cet exemple, le sol est supposé élastoplastique et représenté par le modèle d'Alonso *et al.* (1990). Les données numériques utilisées pour cet exemple sont rassemblées dans le tableau I (exemple 1).

Les figures 2, 3, 4 et 5 présentent respectivement l'évolution des déplacements radiaux, des déformations plastiques totales, des charges d'eau et des charges d'air suivant la coupe AB (Fig. 1).

Les résultats de ce calcul sont conformes à ce qu'une analyse physique du problème suggère : une



Paramètre	Exemple 1	Exemple 2
Poids volumique du sol γ (kN/m³)	20	0
Module d'Young E (kPa)	10 000	9 600
Coefficient de Poisson v	0,2	0,4
Module de déformation volumique en succion (kPa-1)	18 000	54 500
Indice des vides initial e <sub>o</sub>	0,34	0,9
Coefficient de perméabilité à l'eau du sol saturé k <sub>w.sat</sub> (m/s)	10 <sup>-8</sup>	6.10-10
Constante du degré de saturation a <sub>s</sub>	1	1
Constante du degré de saturation b <sub>s</sub> (kPa <sup>-1</sup> )	- 0,0001	- 0,00001
Constante du degré de saturation c <sub>s</sub> (kPa <sup>-1</sup> )	0,012	5.10-4
Degré de saturation résiduel S <sub>ru</sub>	0	0
Constante pour la perméabilité à l'eau α	3	3
Constante pour la perméabilité à l'air b	1,8.10-10	0,41.10-6
Constante pour la perméabilité à l'air c	1	3
Contrainte verticale $\sigma_{_{y}}$ (kPa)	200	200
Poids volumique de l'eau $\gamma_w(kN/m^3)$	10	10
Poids volumique de l'air $\gamma_a$ (kN/m³)	0,012	0,012
Coefficient de Henry H	0,02	0,02
Coefficient de compressibilité de l'air C <sub>a</sub> (kPa <sup>-1</sup> )	1,2. 10-5	1,2.10-5
Pente de la courbe vierge $\lambda$	0,014	
Pente des courbes de déchargement-rechargement ĸ	0,024	
Paramètre définissant la rigidité du sol r	0,82	
Paramètre contrôlant l'augmentation de la rigidité du sol avec la succion $\beta$ (kPa^-1)	16 400	
Pression de préconsolidation initiale P <sub>co</sub> (kPa)	100	
Contrainte de référence P, (kPa)	100	
Coefficient contrôlant l'augmentation de la cohésion avec la succion P <sub>tk</sub>	0,02	
Pente de la courbe d'état critique M	1,24	





TABLEAU | Valeurs numériques des paramètres de calculs.









augmentation instantanée des charges d'eau et d'air au départ, puis leur diminution au cours du temps, qui traduit le processus de consolidation lié au drainage des deux fluides ; les déformations plastiques et les déplacements radiaux augmentent au cours du temps, en partant de la paroi intérieure du tube, ce qui traduit respectivement la plastification progressive du matériau et le transfert des sollicitations appliquées des fluides vers le squelette du sol.

#### 9.2

#### Diffusion couplée en milieu déformable

Nous avons effectué un calcul bidimensionnel qui permet de tester les conditions d'écoulements des deux fluides (eau et air). Ce test a été effectué sur un carré de 10 m de côté, dont les conditions aux limites sont représentées sur la figure 6. Le côté AB est soumis à des conditions de charge d'eau imposée, égale à 10 m (le repère des altitudes est placé à la base du maillage), et de flux d'air nul ; sur la surface AE du massif, la pression d'eau et la pression d'air sont nulles (charge constante égale à 10 m) ; le côté DE est soumis à des conditions de surface de suintement (charges d'eau et d'air égales à la cote du point courant) et, enfin les côtés BC et CD sont soumis à des conditions de flux nul pour les deux phases. Le sol est considéré comme élastique linéaire et aucun chargement mécanique n'est appliqué. Les paramètres du calcul sont donnés dans le tableau I (exemple 2).

Les conditions initiales du calcul sont que les charges d'eau et d'air sont égales à 10 m et que les déplacements verticaux et horizontaux sont nuls.

Ce problème correspond donc au drainage par une tranchée maintenue vide (pressions d'air et pressions d'eau nulles sur ED) d'une couche de sol non saturé initialement en équilibre hydrostatique, avec des pressions d'eau et d'air nulles sur la surface AE, deux surfaces imperméables à l'eau et à l'air (BC, CD) et une surface AB imperméable à l'air mais maintenue en équilibre hydrostatique pour l'eau.

Pour illustrer les résultats de ce calcul, nous avons représenté sur les figures 7 à 10 les équipotentielles et les lignes de courant pour l'eau et pour l'air à deux instants : t = 24 000 s et t = 2 698 000 s. La figure 11 montre pour sa part l'allure des déplacements verticaux à l'instant t = 24 000 s.

Les écoulements de l'eau et de l'air dans le sol évoluent séparément en fonction de leurs propres conditions aux limites. Pour comparer les distributions de charges d'eau et d'air dans le sol aux résultats connus des calculs d'écoulements permanents, nous avons effectué, avec les mêmes conditions aux limites, des calculs d'écoulements dans lesquels le massif est supposé homogène, avec, d'une part, les conditions aux limites de l'écoulement de l'eau et, d'autre part, les conditions aux limites de l'écoulement de l'air. Les résultats sont représentés, respectivement, sur les figures 12 et 13. On observe que l'état des écoulements à l'instant t = 2 698 000 s est pratiquement identique à l'écoulement permanent de chacune des phases en milieu homogène saturé. Cette observation traduit la faiblesse de l'influence des conditions d'interaction des phases en milieu non saturé dans les conditions de ce calcul.

# Conclusion

Cet article a décrit de façon sommaire les équations qui nous ont servi à développer un modèle numérique pour l'analyse du comportement couplé des massifs élastoplastiques non saturés. Ce modèle a été implanté dans le code de calcul aux éléments finis CESAR-LCPC.



FIG. 7 Équipotentielles et lignes de courant de l'eau au temps t = 24 000 s (environ 6,7 h): AB, AE - équipotentielles ; BC, CD - lignes de courant ; ED - surface de suintement. Equipotentials and flow lines for water at time t = 24,000 s (approximately 6.7 h): AB, AE equipotentials; BC, CD - flow lines; ED seepage surface.



FIG. 9 Équipotentielles et lignes de courant de l'eau au temps t = 2698000 s (environ 31j): AB, AE - équipotentielles ; BC, CD - lignes de courant ; ED - surface de suintement. Equipotentials and flow lines for water at time t = 2,698,000 s (approximataly 31 days): AB, AE - equipotentials; BC, CD - flow lines; ED seepage surface.



FIG. 8 Équipotentielles et lignes de courant de l'air au temps t =  $24\ 000\ s$  : AE - équipotentielle ; AB, CD, CE - lignes de courant ; ED - surface de suintement. Equipotentials and flow lines for air at time t = 24,000 s : AE - equipotentials ; AB, CD, CE flow lines; ED - seepage surface.



équipotentielle ; AB,CD, CE - lignes de courant ; ED - surface de suintement. Equipotentials and flow lines for air at time t = 2,698,000 s : AE - equipotential, AB, CD, CE - flow lines; ED - seepage surface.

Les tests effectués dans les cas uni- et bidimensionnels et sur deux géométries différentes (plane et axisymétrique) ont montré les aptitudes de ce modèle à reproduire de façon satisfaisante les conditions des tests proches de l'état de ces matériaux in situ. Ses développements passent par l'amélioration des équations élémentaires, pour assurer une bonne représentativité des résultats des calculs.



Équipotentielle h<sub>w</sub>=10m E h<sub>w</sub>(m) 9,5 9 8,5 8 7,5 Équipotentielle 6.5  $h_w = 10m$ 6 5,5 D В Ligne de courant C

> FG. 12 Équipotentielles et lignes de courant pour un écoulement permanent dans les conditions définies pour l'écoulement de l'eau dans le massif : AB, AE – équipotentielles ; BC, CD – lignes de courant ; ED – surface de suintement. Equipotentials and flow lines for steady seepage of water with the same boundary conditions as in Fig. 7 and 9.





#### REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient Nabila Sellali pour son aide lors de la préparation de cet article.

### Bibliographie

Abida H. – « La modélisation des sols non saturés – Analyse numérique ». Thèse de doctorat, École nationale des ponts et chaussées, Paris, 1992, 271 p. Alonso A.E., Batlle F., Gens A., Lloret A. – « Consolidation analysis of partially saturated soils. Application to earthdam construction ». Proceedings, 6th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck, Balkema, 1988, p. 1303-1308. Alonso E.E., Gens A., Hight D.W. – « Spe-

#### Bibliographie

cial problems soils – General Report (session 5) ». Proceedings, 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, vol. 5, 1987, p. 1-60.

- Alonso A.E., Gens A., Josa A. « A constitutive model for partially saturated soils ». *Géotechnique* 40, n° 3, 1990, p.405-430.
- Alonso E.E., Gens A., Lloret A. « Double structure model for the prediction of long-term movements in expansive materials ». Computer Methods and Advances in Geomechanics, Rotterdam, Balkema, 1991, p. 541-548.
- Biarez J., Fleureau J.M, Zerhouni M.I., Soepandji B.S. – « Variations de volume des sols argileux lors des cycles de drainage-humidification ». Revue française de géotechnique, n° 41, 1988, p. 63-71.
- Bishop A.W., Blight G.E. « Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils ». *Géotechnique*, vol. 13, n° 3, 1963, p. 177-197.
- Bishop A.W., Donald I.B. « The experimental study of partly saturated soils ». Géotechnique, vol. 13, n° 3, 1961, p. 177-197.
- Fredlund D.G. « Discussion leader's report ». Proceedings, 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, vol. 5, 1989, p. 2861-2878.
- Fredlund D.G., Morgenstern N.R. « Constitutive relations for volume change in unsaturated soils ». *Canadian Geotechnical Journal*, n° 13, 1976, p. 261-276.
- Gatmiri B., Tavakoli S., Moussavi S., Delage P. – « Numerical approach of elastoplastic consolidation of unsaturated soils ». Proceedings of the first Inter-

national Conference on Unsaturated Soils, /UNSAT'95 Paris/, France, vol. 2, 1995, p. 1057-1064.

- Gens A., Vaunat J., Ledesma A. « Analysis of hydratation of an engineered barrier in a radioactive waste repository scheme using an elastoplastic model ». Proceedings of the first International Conference on Unsaturated Soils, /UNSAT'95 Paris/, France, vol. 2, 1995, p. 1057-1064.
- Hayes L.J. « Finite element patch approximations and alternating directions methods ». Mathematics and Computer in Simulation, XXII, 1980, p. 25-29.
- Hayes L.J. « A modified backward time discretization for nonlinear parabolic equations using patch approximations ». *SIAM J. Numer. Anal.*, vol. 18, n° 5, 1981, p. 781–793.
- Jennings J.E.B., Burland J.B. « Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils ». *Géotechnique*, 12, n° 2, 1962, p. 125-144.
- Karube D., Kato S. « Yield functions of unsaturated soil ». Proceedings, 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, vol. 1, 1989, p. 615-618.
- Kohgo Y., Nakano M., Miyazaki T. «Theoretical aspects of constitutive modelling for unsaturated soils ». *Soils and Foundations*, vol. 33, n° 4, 1991, p. 49-63.
- Musy A. « Simulation des écoulements en milieu poreux non saturé ». *Journal* of Hydrology, n° 29, 1976, p. 1-21.
- Nanda A. « Finite element analysis of unsaturated coupled flow and deformation ». Rapport CERMES, École nationale des ponts et chaussées, 1989, 18 p.

- Narasimhan T.N., Neuman S.P., Witherspoon P.A. – « Finite element method for subsurface hydrology using a mixed explicit-implicit scheme ». Water Resources Research, vol. 14, n° 5, 1978, p. 863-877.
- Narasimhan T.N., Witherspoon P.A. «Numerical model for saturated-unsaturated flow in deformable porous media. "Theory" ». Water Resources Research, vol. 13, n° 3, 1977, p. 657-664. Narasimhan T.N., Witherspoon P.A. –
- Narasimhan T.N., Witherspoon P.A. «Numerical model for saturated-unsaturated flow in deformable porous media. "Algorithm" ». Water Resources Research, vol 14, n° 2, 1978, p. 255-261.
- Research, vol. 14, n° 2, 1978, p. 255-261. Narasimhan T.N., Witherspoon P.A. – «Numerical model for saturated-unsaturated flow in deformable porous media. "Applications" ». Water Resources Research, vol. 14, n° 6, 1978, p. 1017-1034.
- Shrefler B.A., Zhan Xiaoyong. « A fully coupled model for water flow and airflow in deformable porous media ». Water Resources Research, vol. 29, n° 1, 1993, p. 155-167.
- Matyas E.L, Radhakrishnan A.S. «Volume change characteristics of partially saturated soils ». Géotechnique, vol. 18, 1968, p. 432-448.
- Touma J., Vauclin M. « Experimental and numerical analysis of two-phase infiltration in a partially saturated soil ». Transport in Porous Media, n° 1, 1986, p. 27-55.
- Wone E.M. « Contribution à la modélisation du comportement hydrique et mécanique des remblais routiers en matériaux fins ». Thèse de doctorat, École nationale des ponts et chaussées, Paris, 1995, 210 p.

# Les pieux maritimes du pont Vasco da Gama

Résumé

M. WASTIAUX J. DUCROQ

F. CORBETTA

Bernard SGE

de-Lesseps

Cedex

5, cours Ferdinand-

92851 Rueil-Malmaison

NOVAPONTE, Campenon

Les pieux maritimes du pont Vasco da Gama constituaient un de ses enjeux techniques principaux pour le groupement d'entreprises NOVAPONTE (piloté par Campenon Bernard SGE), qui avait pris à son compte les aléas de fondations. Quelques chiffres en témoignent : – 8 km d'estuaire à franchir, soumis à l'action de la marée; – 860 pieux de 1,70 à 2,20 m de diamètre pour des capacités portantes supérieures à 3 000 t sous séisme, fondés jusqu'à – 85 m sous le niveau moyen du fleuve ; – des cadences de production moyennes de deux pieux battus et un pieu foré par jour.

# Maritime piles of Vasco da Gama bridge

Abstract

Construction of maritime piles of Vasco da Gama bridge were one of its main technical challenges for the joint venture NOVAPONTE (led by Campenon Bernard SGE), which was carrying the foundation risks. Some figures are self explanatory :

8 km of estuary to be crossed, under tide effects;
 860 piles, from 1,70 to 2,20 m diameter, with a bearing capacity of more than 3 000 t under earthquake, founded until -85 m under water level;

 average rates of construction of two driven piles and one bored pile per day.

# Description générale du projet

### Données générales

La nouvelle traversée du Tage a été construite afin de faire face au trafic croissant qui amenait le *Ponte 25 de Abril* à saturation. Elle permet de dévier le trafic autour de Lisbonne, en joignant l'autoroute du Nord A1 en direction de Porto avec la bretelle de Coina et l'autoroute A2 en direction de l'Algarve et de l'Espagne. Elle participe au nouveau développement de la région de Sacavem.

• La traversée fait 17 300 m de long, englobant trois échangeurs, 5 km sur terre et un viaduc continu de 12 300 m, d'une largeur de 30 m.

• Le pont franchit la principale ligne ferroviaire au nord et 9 km d'estuaire avec trois voies maritimes. Il se termine au sud sur un espace protégé de marais salants.

• La protection de l'environnement comprend la protection contre le bruit, le traitement des eaux de drainage des tabliers dans la zone des marais salants, le contrôle des dragages et un programme de suivi durant la construction.

• Le cas de charge de séisme correspond à une accélération horizontale de 0,45 g, représentant 4,5 fois celle supposée durant l'événement historique du l<sup>er</sup>novembre 1755, ce qui a conduit à une augmentation considérable de la capacité des fondations, des piles, des appuis et des joints de dilatation. Différents systèmes antisismiques (amortisseurs, butées latérales) ont été incorporés dans la conception.

# 1.2

#### Date du projet

• 1990 : décision de construire la nouvelle traversée et commencement des études préliminaires.

1992 : décision de lancer une consultation en concession.
Janvier 1994 : sélection de deux groupements et commencement des négociations.

• Avril 1994 : adjudication du contrat de conception et construction au groupement NOVAPONTE (Campenon Bernard SGE pilote).

- Décembre 1994 : début des installations sur site.
- · Août 1995 : début des travaux permanents.
- Janvier 1998 : fin de la construction.
- 29 mars 1998 : ouverture au trafic.

### Les différentes structures (Figs. 1 et 2)

Le pont de 12 300 m de long est divisé en cinq structures :

• Le viaduc Nord, d'une longueur de 488 m (11 travées d'une moyenne de 45 m) est un tablier à nervures multiples en T, d'une hauteur de 3,40 m, d'une largeur variable de 37 à 60 m. Les piles, une par nervure, sont construites chacune sur 4 pieux de 1 m de diamètre.

• Le viaduc Expo, de 672 m de long (12 travées de 45 m à 62 m), est un double caisson, de la même hauteur que



FIG. 1 Vue générale depuis le viaduc central avec le pont principal à haubans en fond. General viewtaken from central viaduct towars main cable stay bridge.



FIG. 2 Vue en plan schématique du projet. Schematic plan view of the project.

le viaduc Nord. Les piles comportent deux fûts fondés sur un socle massif ou une semelle avec 12 pieux de 1,70 m de diamètre.

• Le pont principal, à haubans, fait 820 m de long, avec une portée centrale de 420 m au-dessus du principal chenal navigable. C'est un tablier entièrement suspendu (2,60 m de haut) avec deux poutres en béton longitudinales et des poutres transversales en acier tous les 4,40 m. Les 8 x 24 haubans sont ancrés sur des pylônes en forme de H, d'une hauteur de 150 m. Le tablier est maintenu transversalement par trois doubles piles de chaque côté de la travée principale. Les fondations sont réalisées en pieux de 2,20 m (44 par pylône, construits dans un batardeau). • Le viaduc central a une longueur de 6 531 m, en 9 viaducs de 9 travées de 80 m environ. Chaque travée est faite de 2 caissons préfabriqués de 2 000 t, de 4 m de haut, transportés et placés en une seule pièce. Chaque chenal navigable comporte des travées spéciales (93,5 m ; 130 m ; 93,5 m) construites en voussoirs, en caisson de hauteur variable. Les piles à doubles fûts reposent sur 8 pieux (1,70 m pour les travées standards, 2,20 m pour les travées de navigation).

• Le viaduc Sud, de 3 825 m de longueur, a une section similaire à celle du viaduc Nord. Le tablier est supporté par des chevêtres, chacun construit sur 4 piles-pieux de 1,80 m ou 2 m de diamètre.

#### Principales quantités

Dragages :	3 300 000 m <sup>3</sup>
Terrassements généraux :	1 570 000 m <sup>3</sup>
Pieux \$\$\phi\$ 0,700 m; a 2,200 m :	1 916
Bétons :	700 000 m <sup>3</sup>
Surface de tabliers :	400 000 m <sup>2</sup>
Coffrages :	1 218 000 m <sup>2</sup>
Armatures passives :	100 000 t
Aciers de précontrainte :	15 000 t
Aciers pour haubans :	1 670 t
Effectif maximal de la maîtrise :	350 personnes
Effectif maximal des ouvriers :	3 000 personnes

# Données géotechniques

### La campagne géotechnique complémentaire

Elle s'est déroulée de juillet à novembre 1994, à partir de trois barges travaillant en parallèle. Au droit de chaque pile en rivière une reconnaissance a été faite incluant suivant les cas :

- des pénétromètres statiques (SPT) ;
- des pénétromètres dynamiques (CPT) ;
- des carottages et prélèvements d'échantillons intacts;
- des scissomètres dans les vases ;
- quelques pressiomètres à titre complémentaire ;

des essais dynamiques (cône sismique et crosshole).
 Sur les échantillons prélevés, on a pratiqué une

– analyses granulométriques, chimiques, de densité et de perméabilité ;

- teneurs en eau et limites d'Atterberg ;

- triaxiaux statiques (UU, CU, CD) et cycliques ;
- essai de cisaillement ;
- colonne résonnante, torsion cyclique ;
- œdomètres.

#### 2.2

### Profil au droit de l'ouvrage (Fig. 3)

Le sol de fondation consiste essentiellement en la superposition de deux complexes stratigraphiques :

#### 1) Le complexe alluvial holocénique

Il comprend les dépôts alluvionnaires existant dans l'estuaire du Tage, d'épaisseur totale 65 m à 80 m, divisé en quatre couches différentes :

• la couche  $a_0$  : vase fine noire avec quelques inclusions de sable et coquillages, d'épaisseur de 30 à 40 m :

- SPT : de 0 et 4 (dans les 10 premiers mètres),

- Cu : de 6 à 40 kPa (dans les 10 premiers mètres) ;

• la couche a<sub>1</sub> constituée de sable fin à moyen, gris marron sombre :



- passant au tamis 200 : 10 à 20 %,
- SPT : de 15 à 60,
- CPT : qc compris entre 3 et 30 MPa,
- –Ø:36°;
- la couche  $a_2a$  d'argile silteuse, beige à gris sombre ;
- SPT de 10 à 45,
- CPT : qc compris entre 1 et 5 MPa,
- Cu : 100 kPa ;

 la couche a,b constituée de sable moyen à grossier, beige à gris clair :

- passant au tamis 200 : 5 à 15 %,
- SPT de 15 à 60,
- CPT : qc compris entre 10 et 35 MPa,
- Ø : 40° ;
- la couche a3 de graviers et galets fins à grossiers.
- SPT > 60 ;
- $-\emptyset = 42^{\circ}$ .

#### 2) Le subtratum pliopléistocène (PQ)

Il comporte des alternances de couches compactes en majorité sableuses (sable fin à grossier) et argileuses (raides à dures) quelquefois cimentées.

La stratification est peu régulière avec un pendage moyen de 5 à 7° vers l'est :

– SPT de 15 à 60 (argiles) ;

 $-\emptyset = 40^{\circ}$  (sables).

3

# Critères de définition des pieux maritimes

#### 3.1

# Les quantités et les charges

• Pont principal à haubans :	152 pieux de diamètre 2,20 m, charge verticale Q = 31 000 kN ;
• Viaduc central	584 pieux de diamètre 1,70 m, charge verticale Q = 20 000 kN, à 30 000 kN, 64 pieux de diamètre 2,20 m, charge verticale Q = 60 000  kN;
• Viaduc Sud (partie maritime)	60 pieux de diamètre 2,20 m.

#### 3.2

#### Les contraintes à respecter

Les principales contraintes liées au site étaient les suivantes :

• L'étendue du site : l'ensemble des 860 pieux maritimes s'étend sur une longueur de 7 900 m.

• La marée : le plan d'eau est soumis aux effets de la marée bidiurne. L'amplitude maximale est de 4,00 m.

• Un clapot d'amplitude maximale 1,20 m peut intervenir, généré par le vent ; ce phénomène est plus particulièrement sensible dans la zone sud du chantier. • Les courants de marée dont la vitesse en surface peuvent atteindre 3 nœuds dans les passes navigables.

• La bathymétrie du site. La majorité du tracé, hormis les zones des passes navigables, émerge à marée basse de vives eaux. Un chenal d'accès de largeur 200 m, perpendiculaire à l'estuaire, a été dragué de manière à garantir l'accès à toute heure de la marée à des embarcations de deux mètres de tirant d'eau.

• La permanence de la navigation commerciale dans les passes navigables et l'obligation de garantir la permanence de ce trafic. Cette contrainte s'est révélée légère.

• L'environnement maritime du site, la présence de la faune, la gestion des zones de dépôt des matériaux excavés.

• La difficulté relative à identifier et négocier l'utilisation de zones terrestres en bordure d'estuaire permettant la fabrication, le stockage, le chargement ou déchargement des éléments constitutifs des pieux.

Les principales contraintes liées au projet étaient : • La définition des pieux avec des charges importantes imposant l'usage de matériels relativement lourds dans des eaux peu profondes.

• Le programme d'exécution des fondations pieux, batardeaux, caissons, très tendu. Les cadences moyennes des pieux étaient de : 1 pieu par jour pour le pont à haubans et de 2 pieux par jour pour le viaduc central.

#### 3.3

# Le choix de la technique de construction des pieux

3.3.1

Entre la solution des pieux forés chemisés et celle des pieux en acier battus partiellement remplis de béton, l'argumentaire de choix s'établit comme suit :

#### a) Pieux forés chemisés

Les points forts :

- une capacité portante plus élevée au ml ;
- une meilleure durabilité ;

 des machines moins lourdes, donc des équipements plus facilement mobilisables;

– des chemises métalliques moins épaisses, plus faciles à fabriquer et à transporter ;

- une technique usuelle au Portugal.

Les points faibles :

 des contraintes beaucoup plus sévères à la réalisation (pour pallier les risques durant le forage et le bétonnage);

 une logistique très importante : une dizaine de barges par atelier, dont une centrale à béton flottante de capacité 120 m<sup>3</sup> /h (Figs. 4 et 5);

une cadence faible par atelier : 2 jours par pieu ;

- la nécessité de recéper les têtes de pieu.

b) Pieux aciers battus, partiellement remplis de béton

Les points forts :

- une cadence élevée (2 pieux par jour) ;
- une méthode simple et fiable (Figs. 6, 7 et 8) ;



FIG. 4 Centrale à béton flottant. Floating batching plant.



FIG. 7 Levage d'un pieu battu. Lifting of a casing for a driven pile.



FIG. 5 Vue d'ensemble d'un batardeau de pylône. Overall view of a pylon cofferdam.



FIG. 6 Barge de battage. Pile driving barge.

- un atelier de battage plus concentré et mobile.

 la possibilité de contrôler la portance des pieux durant le battage et de la corriger facilement si elle est insuffisante;

 la dissociation des opérations de battage, d'excavation (partielle) et de bétonnage, améliorant la flexibilité de la réalisation.



FIG. 8 Mise en fiche d'un pieu battu. Placing of a pile into driving position.

Les points faibles :

- une capacité portante moins bonne au ml ;

 un marteau de battage de très forte puissance difficile à remplacer en cas d'avarie (Fig. 9);

 la nécessité d'armer la partie supérieure du béton (sur 15 à 17 m) pour s'affranchir des problèmes de corrosion (Fig. 10) ;

 – un approvisionnement plus difficile des chemises métalliques.



FIG.9 Marteau Menck 500 de 85 t. Menck 500 hammer, weight 85 t.



FIG. 10 Vue intérieure d'un caisson de fondation avec la partie supérieure des cages d'armatures des pieux battus. Inside of a precast foundation caisson with top of pile cages protuding.

- Le viaduc central (parties courantes) :
- site entièrement maritime ;
- grandes cadences ;
- on retient les pieux battus.
- Le viaduc central (passes navigables) :
- portance requise très élevée ;
- on sélectionne les pieux forés.
- Le viaduc Sud (passes navigables) :
- site mixte à majorité terrestre ;
- on choisit les pieux forés.



4,1

4

#### Programme des essais

a) Essais de chargement horizontal. Deux essais ont été réalisés : un pour les pieux battus à 80 m de la pile 8 (P8) du viaduc central et un pour les pieux forés à 120 m du pylône Sud (PS). Le diamètre était de 1,20 m. La charge appliquée a été de 500 kN en P8 et 1 000 kN en PS. Ces essais ont permis de déterminer les courbes (p, y) de réaction latérale du sol.

b) Essais de chargement vertical. Au total, neuf essais ont été réalisés sur les différents sites :

- PS (2) : pieux forés ;

- P8, P31 (2), P79 (2) P12 (2) : pieux battus. Le diamètre des pieux tests était de 1,20 m sauf pour P12 (0,80 m).



FIG. 11 Dispositif pour un essai de pieu. Pile test facility.

#### 3.3.2

Les choix retenus résultent d'un compromis pour chaque ouvrage

- Le pont à haubans :
- site mixte terrestre/maritime ;
- pieux concentrés en majorité sous les deux pylônes ;
- on choisit les pieux forés.

#### 1

### Les résultats

• *Pieux forés* : les paramètres de frottement latéral sont supérieurs à la prévision (formules du fascicule 62). Le terme de base est élevé dans le cas d'une base injectée. Ces éléments favorables ont permis de confirmer largement la portance des pieux du pont principal à haubans, tels que dimensionnés à l'origine, et ont également permis d'assurer le fonctionnement correct des fondations encadrant les passes navigables. • Pieux battus : au contraire des précédents, les paramètres de frottement latéral sont plus faibles que la prévision des formules de Tomlinson. On note l'absence de formation de bouchon. Entre toutes les méthodes envisagées, on a retenu celle du battage du tube sans sabot et de la substitution par du béton sur une partie de la hauteur (jusqu'à 5 m environ dans les alluvions sous-jacentes à la vase). Cette disposition permet de mobiliser le frottement sur les deux faces de la chemise métallique et a l'avantage d'une grande simplicité d'exécution.

Ces résultats de portance plus faibles que prévu ont obligé à faire pénétrer les pieux les plus chargés dans le substratum pliopléistocénique, pour lequel on disposait de peu d'essais géotechniques. Il a fallu déterminer des critères de battage précis pour pallier ce manque d'information.

# Le suivi et les contrôles à la construction

Le suivi de la construction s'est déroulé dans le cadre du système global de qualité mis en place par NOVAPONTE qui intégrait toute la chaîne d'études, de préparation et de production pour les travaux propres et sous-traités conformément à la norme ISO 9001.

**Pieux forés**: 276 pieux de diamètre 1,80 m, 2 m et 2,20 m ; de longueur maximale 65 m pour le pont principal à haubans, 78 m pour les passes navigables.

L'exécution des pieux proprement dits (hors batardeaux) a été sous-traitée à l'entreprise italienne TREVI.

Les contrôles à la construction ont porté sur les paramètres classiques :

- implantation, verticalité, niveau du fond de pieu ;

– niveau du fluide de forage, viscosité ;

- contrôle des matériaux excavés ;

- nettoyage du fond de pieu ;

- contrôle de la cage d'armatures ;

- niveau et volume de béton mis en place ;

– auscultation sonique sur toute la hauteur (3 tubes  $\phi$  50, 1 tube  $\phi$  100) ;

- injection de pied à travers les tubes soniques (pression maximale 8 MPa). Mesure des pressions et débits.

Trois non-conformités ont été enregistrées (dont deux avec effondrement partiel du forage et une avec perte d'outil). Elles ont été résolues par adjonction de pieux supplémentaires, d'une manière compatible avec la géométrie de la fondation concernée. Les pieux battus : 584 pieux de diamètre 1,70 m, de longueur maxi 85 ml.

Les opérations de battage ont été sous-traitées au groupement Volker Stevin-Ballast Nedam. Le positionnement des pieux avec une tolérance absolue de 5 à 10 cm a été obtenu grâce au GPS différentiel. On s'est ainsi affranchi des conditions de visibilité dans l'estuaire.

Pour les raisons indiquées plus haut, il a été nécessaire de développer une procédure de contrôle de la force portante à partir des résultats du battage. Pour établir cette procédure de contrôle, on s'est appuyé sur des mesures dynamiques faites sur certains pieux par le laboratoire hollandais TNO (en vue de déterminer le rendement énergétique, les coefficients de viscosité des sols) et sur des mesures de refus au battage et au rebattage sur les pieux d'essai et les premiers pieux de l'ouvrage.

La procédure retenue se résume ainsi :

 détermination de la force portante Qkd nécessaire pour un pieu, compte tenu des charges appliquées et de certains facteurs parasites comme la liquéfaction sous séisme;

 détermination des résistances statiques nécessaires au battage et au rebattage à 1 jour :

$$Q_{B0} = \frac{Qkd}{1,39}$$
 et  $Q_{B1} = \frac{Qkd}{1,12}$ 

- calcul par le logiciel WEAP des nombres de coups par mètre nécessaires, respectivement  $B_n$  et  $B_1$ ;

– vérification du critère de battage : nombre de coups  $B > B_{\rm cr}$  ;

 si le critère de battage n'est pas vérifié, vérification du critère de rebattage à 1 jour (B > B<sub>s</sub>)

 si ce deuxième critère n'est pas vérifié, reprise du battage en vue d'approfondir le pieu.

# Conclusion

Les fondations maritimes du Pont Vasco da Gama ont été riches d'enseignements. Le groupement d'entreprises ayant pris à son compte l'aléa du sol et des systèmes de fondation dans un site alluvionnaire, avec un délai global très tendu, il était nécessaire :

 de prévoir une campagne géotechnique complémentaire relativement lourde, ainsi qu'un grand nombre d'essais de pieux *in situ*;

 de choisir un éventail de méthodes de construction éprouvées et permettant de répondre aux problèmes potentiels;

 de se doter de moyens surpuissants en capacité et en cadence,

# La formule des Hollandais ou le conformisme dans l'enseignement

Résumé

On analyse, dans cet article, la façon dont les ondes de compression nées du choc d'un marteau sur une tige sont utilisées pour la pénétration au cours d'une succession de réflexions aux extrémités. Le nombre d'ondes réfléchies utilisables pour la pénétration dépend du rapport entre la résistance à la pénétration en pointe dans le milieu rigide-plastique considéré,  $q_{d'}$  et la valeur maximale de la contrainte incidente  $\sigma_{imax}$ . On se livre, par la même occasion, à une critique

On se livre, par la même occasion, à une critique argumentée de la formule de battage dite « des Hollandais », basée sur un raisonnement qui ne respecte pas la conservation de l'énergie et qui est donc en contradiction avec les principes fondamentaux de la Mécanique rationnelle.

# Dutch Formula or teaching mistakes

Abstract

In this article, the tip-penetration due to incident and reflected stress-waves issued from the impact of one hammer on a rod is analysed. The number of reflected stress-waves used for penetration is conditioned by the value of the quotient of tip-resistance q<sub>d</sub> characterizing the rigid-plastic medium considered by maximum value of the incident stress-wave  $\sigma_{imax}$ . The opportunity is taken for a rational review of the driving formula called « Dutch Formula », based on a demonstration leaving out conservation of energy, that is therefore contradictory with basic principles of the rational Mechanics.

H. GONIN 42, villa Brimborion 92190 Meudon

L'indépendance d'esprit est un don précieux, qui conduit à n'accepter que ce qui a été assimilé au prix d'un effort personnel de réflexion et de « re-découverte», évitant ainsi le piège confortable des préjugés. Le cas de la fameuse « formule des Hollandais », qui concerne l'enfoncement par battage, et dont la «démonstration » est exposée sans discernement dans de nombreux traités techniques sur le sujet, constitue une bonne illustration des méfaits du conformisme dans l'enseignement. Pour bien le comprendre, il nous faut revenir au principe de base de la conservation de la quantité de mouvement, appliqué aux chocs entre corps déformables. Ce qui suit paraîtra élémentaire aux théoriciens de la mécanique, mais je m'adresse, sans prétention, à des ingénieurs ou techniciens de génie civil de formation très générale, dont je fais évidemment partie.

### La quantité de mouvement

Newton, ce grand génie, a su, le premier, définir la masse d'un corps (m) et sa quantité de mouvement (mv). La notion de force intervient pour caractériser dans le temps les variations de la quantité de mouvement :

$$\Delta(mv) = F \times \Delta t \qquad (1)$$

Ce retour à la source met en évidence la lumineuse simplicité des concepts de base, fruits de l'observation, et nous nous émerveillons encore, trois siècles plus tard, devant leur extraordinaire fécondité, en dépit de leur récente remise en cause pour « se mettre en accord avec l'ensemble des faits observés », suivant l'expression même d'Einstein.

De (1) découle, en faisant intervenir la notion de vecteur, si m est invariable, la relation classique :

$$\vec{F} = m$$
,  $\frac{dv}{dt} = m$ ,  $\vec{\gamma}$ 

Puis le travail élémentaire dW étant défini comme le produit scalaire d'une Force  $\vec{F}$  par son déplacement infinitésimal  $\vec{ds}$ :

$$\frac{dw}{dt} = \vec{F}, \ \frac{\vec{ds}}{dt} = m, \ \frac{\vec{dv}}{dt}, \ \vec{v} = \frac{d}{dt}(1/2mv^2)$$

Le travail utilisé pour amener une masse m de l'immobilité à la vitesse  $\vec{v}$  est mesuré par son énergie cinétique  $1/2 \text{ mv}^2$ .

Si la force F dérive d'une énergie potentielle

 $\overline{F} = -\text{grad } \Psi$ , il est immédiat que la quantité 1/2 mv<sup>2</sup> +  $\Psi$  est constante pendant le mouvement : la somme de l'énergie cinétique et de l'énergie potentielle est constante (conservation de l'énergie).

Ce qui précède s'accorde bien avec le concept de corps formés d'un assemblage indéformable de points massiques : par exemple, le champ de la pesanteur exerce sur un corps de masse m supposé indéformable une force  $\vec{F} = m\vec{g}$  appliquée à son centre de gravité, et pour un corps en chute libre d'une hauteur H, 1/2 mv<sup>2</sup> = mgH : énergie cinétique gagnée et énergie potentielle perdue sont égales. Mais cela devient moins clair lorsqu'une force s'exerce localement sur un corps déformable : c'est le cas de deux corps, animés de vitesses différentes, dont les trajectoires se rencontrent et qui s'entrechoquent.

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 87 95 transstre 1999 Un corps soumis à une action extérieure subit des déformations, donc il échange de l'énergie avec l'extérieur. Pour un corps élancé supposé élastique, en petites déformations, le principe de linéarité externe est respecté, et le théorème de Clayperon nous apprend que l'énergie de déformation, pour passer d'un état initial non sollicité à un état d'équilibre sous un changement F, est égal à la moitié du travail des forces extérieures produisant la déformation totale (voir l'exemple de la figure 1).

Que se passe-t-il donc pour le choc de deux corps élastiques, où le chargement F apparaît au moment de leur rencontre, sans passer par une succession d'états d'équilibre ? On peut penser que la moitié de l'énergie étant consacrée à déformer les corps entrés en contact, l'autre moitié l'est à modifier leurs quantités de mouvement, le bilan total restant constant. On distinguera donc, pour un corps ayant subi un choc, la vitesse des points massiques du corps non déformé et la « vitesse particulaire » obtenue en un point par la déformation consécutive au choc. Mais les principes de Newton restent applicables ; si aucune force extérieure n'intervient, il y a conservation à la fois de la quantité de mouvement et de l'énergie du système : le « chargement » F résultant du choc est le même, dans son intensité et dans sa durée, pour chacun des deux corps qui se sont entrechoqués : ce que l'un perd, l'autre le gagne !



# La formule des Hollandais

Les Hollandais sont, depuis des siècles, des batteurs de pieux émérites, et c'est sans doute pour cela que cette fameuse formule, destinée à vérifier la force portante de pieux battus, leur est attribuée. Si elle n'est plus utilisée pour cela, même sous des formes corrigées (formules de Hiley et autres), elle l'est encore beaucoup pour apprécier la « résistance dynamique » des sols à l'aide de pénétromètres dynamiques, jusqu'à apparaître dans nos normes !

La formule des Hollandais résulte d'un raisonnement ; elle n'est ni déduite de constatations expérimentales, ni confirmée par les observations, quoi qu'en disent ses utilisateurs inconditionnels. Ce raisonnement est le suivant :

Une masse M (mouton) tombe sur une tige de masse totale m d'une haut<u>eur</u> H (voir figure 2). La vitesse à l'impact est  $V_M = \sqrt{2gH}$ .

Immédiatement avant le choc, la quantité de mouvement totale est égale à MV<sub>M</sub>, la tige étant immobile.


Après le choc, la conservation de la quantité de mouvement (aucune action extérieure autre que la gravité, d'effet négligeable) permet de calculer la vitesse V de l'ensemble du mouton et de la tige devenus solidaires :

$$V = \frac{M}{M+m}V_M$$

L'énergie cinétique de la masse (M + m) lancée à la vitesse V est donc :

$$\frac{1}{2}(M+m)V^{2} = \frac{1}{2}\frac{M^{2}V_{M}^{2}}{M+m} = \frac{1}{2}MV_{M}^{2} \times \frac{M}{M+m} = MgH \times \frac{M}{M+m}$$

C'est cette énergie qui est utilisée pour la pénétration. Si la résistance du milieu est constante et égale à  $Q_d$  et l'enfoncement égal à S, on peut écrire :

$$Q_d \times S = MgH \times \frac{M}{M+m}$$

D'où  $Q_q$  en fonction de l'énergie et de la masse du mouton, de l'enfoncement et de la masse totale des tiges.

Ce raisonnement n'est ni approché, ni valable sous conditions : il est faux, car il ne respecte pas les principes fondamentaux de la Mécanique rationnelle. Quelle erreur que de croire qu'il puisse être validé par l'expérience !

## Choc d'un mouton sur une tige : analyse respectant les principes de Newton

Le concept de corps indéformables n'est qu'une abstraction sans réalité ; pour étudier un choc, rencontre entre deux corps animés de vitesses différentes, on ne peut évidemment pas faire abstraction de leur déformabilité : c'est elle qui permet un échange d'énergie. L'hypothèse de corps parfaitement élastiques, homogènes et isotropes, permet l'abord théorique du problème. La réversibilité effort-déformation annule toute fonction dissipative et la totalité de l'énergie reçue ou fournie par un corps lors d'un choc l'est sous forme d'énergie cinétique, d'une part, et d'énergie de déformation, d'autre part ; d'après le théorème de Clapeyron (voir plus haut), ces deux parts sont égales. Tant que dure le contact, l'énergie perdue par l'un des corps est absorbée par l'autre ; dès que le contact cesse, l'échange est interrompu.

Pour mieux comprendre, considérons un cas simple: un mouton et une tige constitués de tiges cylindriques identiques, verticales et coaxiales, de section droite a, de matière homogène, isotrope et élastique, de module d'Young E, de masse volumique p et de longueurs respectives L et kL. La tige du haut tombe d'une hauteur H sur la tige du bas. On néglige les déformations horizontales des deux tiges.

La vitesse du mouton à l'impact est  $V_M = \sqrt{2gH}$ , la tige étant immobile ; cette dernière repose à son extrémité basse sur un milieu de comportement rigide-plastique qui offre une résistance  $Q_d = aq_d$  (voir figure 3).

A l'instant du choc, il y a modification de la quantité de mouvement simultanément dans le mouton et dans la tige : il naît donc une force de compression F à leur contact, supposé parfait sur toute la section droite. Par raison de symétrie, dans les premiers instants après le choc, la vitesse particulaire au contact est  $V_M/2$ ; si, au temps dt, la longueur comprimée de la tige est cdt, la relation (1) fondamentale  $\Delta(mv) = F \times \Delta t$  nous permet d'écrire :  $F \times dt = \rho acdt \times \frac{V_M}{2}$  (2).

La déformation de la tige étant  $\frac{V_M}{2}dt$ , la loi de Hooke donne :  $\frac{V_M}{2}dt = \frac{F}{aE} \times cdt$  (3),

de (2) et (3), on tire : 
$$c = \left(\frac{E}{\rho}\right)$$
.

Le principe de Newton et la loi de Hooke ont donc pour conséquence directe que l'onde de compression née du choc, qui véhicule une discontinuité de vitesse constante égale à  $\frac{V_M}{2}$ , se propage en sens opposés dans le mouton et dans la tige avec une célérité constante c qui ne dépend que des propriétés de la matière qui les constitue. La longueur de la partie comprimée croît à une vitesse égale à 2c, son raccourcissement croit à la vitesse  $V_M$ ; au bout d'un temps  $t = \frac{L}{c}$ , sa longueur est 2L, sa quantité de mouvement devient égale à celle du mouton à l'impact :  $2aL\rho \times \frac{V_M}{2} = aL\rho V_M$ .

Cette flèche comprimée, lancée vers le bas dans la tige à la vitesse c, contient alors toute l'énergie du mouton, sous forme d'énergie de compression et d'énergie cinétique, qui sont égales :

- énergie de compression :

$$\frac{1}{2}F \times V_M \times \frac{L}{c} = \frac{1}{4}aL\frac{E}{c^2}V_M^2 = \frac{1}{4}aL\rho V_M^2$$

- énergie cinétique :  $\frac{1}{2} \times 2aL\rho \times \frac{V_M^2}{4} = -\frac{1}{4}aL\rho V_M^2$ 

– énergie totale :

Elle ne peut donc que poursuivre (vers le bas) son chemin dans la tige avec une célérité égale à c, laissant le mouton immobile et complètement vidé de son énergie

à partir du temps 
$$t = \frac{2L}{c}$$
 après le choc

 $\frac{1}{2}aL\rho V_M^2 = \frac{1}{2}MV_M^2$ 





Ce raisonnement, déjà exposé, sous une forme un peu différente, dans de précédents articles (voir bibliographie), se fonde directement sur les principes de base établis par Newton et Hooke à la fin du XVII<sup>e</sup> siècle.

Analysons maintenant l'utilisation de l'énergie en pointe pour la pénétration : nous voyons bien que l'on ne peut pas admettre, comme pour établir la formule des Hollandais, qu'une partie de l'énergie du mouton se volatilise au moment du choc, sans chercher à savoir où elle est passée !

L'onde de compression (onde rectangulaire « créneau ») véhicule une énergie totale  $Ei = 2\frac{aL}{E}\sigma_i^2(\sigma_i = \frac{EV_M}{2c})$ 

Lorsqu'elle arrive en pointe, l'application des principes de la mécanique nous conduit aux résultats suivants (voir figure 4) :

1) si  $q_d > 2\sigma_r$ , aucun échange énergétique, donc aucune pénétration n'est possible ; l'onde incidente est réfléchie dans la tige en sens inverse en onde de compression de même intensité  $\sigma_i$  (donc de même énergie  $2\frac{aL}{E}\sigma_i^2$ );

E 2) si  $\sigma_i < q_d < 2\sigma_r$  l'onde incidente est réfléchie en sens inverse en onde de compression d'intensité  $\sigma_r = q_d - \sigma_i$ ; la pénétration a lieu à vitesse constante égale à  $\frac{c}{E}(2\sigma_i - q_d)$ pendant un temps égal à 2L/c. Le même résultat est obtenu en écrivant que l'énergie de l'onde incidente  $E_i = 2\frac{aL}{E}\sigma_i^2$  diminuée de l'énergie de l'onde réfléchie  $E_r = 2\frac{aL}{E}\sigma_r^2$  est égale à l'énergie utilisée pour la pénétration (énergie « utile ») Eu = aq\_is:

$$2\frac{aL}{E}(\sigma_i^2 - \sigma_r^2) = aq_d s_{\rm S} = p\acute{\rm en\acute{e}tration}.$$

Dans ce cas, on a  $0 < \sigma_r < q_d/2$ , ce qui entraîne que l'onde de compression réfléchie se propage (vers le haut) dans le mouton, auquel elle confère en se réfléchissant à sa partie supérieure une vitesse dans le même sens (vers le haut) égale en valeur absolue à  $\frac{2c}{E}\sigma_r$ : il y a rebond. Lorsque le mouton retombe sur la tige, le nouveau choc engendre une nouvelle onde de compression, de même énergie et de même intensité, mais vers le bas. Comme  $\sigma_r < \frac{q_d}{2}$ , cette nouvelle onde ne permet aucune pénétration : elle est à nouveau réfléchie. L'énergie de cette onde est donc emprisonnée dans la tige et s'épuise en d'inutiles allers et retours !



38

3) si  $0 < q_d < 2\sigma_r$ ,  $\sigma_r$  est négatif et l'onde réfléchie est une onde de décompression. Elle ne peut se propager dans le mouton, qui n'est pas « collé » à la tige. Elle se réfléchit donc en onde de compression d'intensité –  $\sigma_r$ . Une nouvelle pénétration sera possible en pointe si –  $2\sigma_r > q_d$ .

Posons, pour raisonner :

$$\sigma_i = (n+1)q_d$$
  $\sigma_r = q_d - \sigma_i = -nd$ 

Pour toute valeur entière de n, la totalité de l'énergie de l'onde incidente initiale sera utilisée pour la pénétration, n mesurant le nombre d'arrivées d'ondes ayant chacune procuré une pénétration ; en effet :

$$aq_{d}s = 2\frac{aL}{E}\sum_{n=0}^{n=n} (\sigma_{i}^{2} - \sigma_{r}^{2}) = 2\frac{aL}{E}q_{d}^{2}\sum_{n=0}^{n=n} [(n+1)^{2} - n^{2}] = 2\frac{aL}{E}q_{d}^{2}(n+1)^{2} = Ei$$

Pour  $\frac{\sigma_i}{q_d}$  non entier, égal à n +  $\alpha$  1 <  $\alpha$  < 0, on aura :

$$aq_{d}s = 2\frac{aL}{E}q_{\alpha}^{2}\left[(n+\alpha)^{2} - \alpha^{2}\right] = E_{i} - 2\frac{aL}{E}q_{d}^{2}\alpha^{2}$$

L'énergie perdue (« emprisonnée » en allers et retours dans la tige) est celle d'une onde « créneau » d'intensité  $\alpha q_{d'}$  étant compris entre 0 et 1. Il y a discontinuité chaque fois que la valeur de  $\sigma/q_d$  passe par une valeur entière.

On peut résumer ces résultats sur un graphique (voir figure 5) représentant le pourcentage d'énergie incidente utilisée pour la pénétration,  $y = \frac{Eu}{Ei} = 1 - \frac{Er}{Ei}$ ,

en fonction de la valeur de  $x = \frac{q_d}{\sigma_i} = q_d \times \frac{2c}{EV_M}$ :

- pour $x > 2$ ,	y = 0
- pour 2 > x > 1/2,	$y = 1 - (x - 1)^2$
- pour $1/2 > x > 1/3$ ,	$y = 1 - (2x - 1)^2$
$-\operatorname{pour}\frac{1}{n} > x > \frac{1}{n+1}$	$\mathbf{y} = 1 - (nx - 1)^2$

Pour la pénétration s, on aura, puisque pour y = 1,

$E_{\parallel} = aq_{d}s = mgm$	
– pour x > 2,	s = 0
- pour 2 > x > 1/2,	$aq_{s} = MqH[1 - (x - 1)^{2}]$



FIG. 5 Pourcentage d'énergie utilisée pour la pénétration (onde rectangulaire). Percentage of energy used for penetration (rectangular stress-wave).

$$-\text{pour } \frac{1}{n} > x > \frac{1}{n+1} \qquad \qquad aq_d s = MgH[1 - (nx - 1)^2]$$

Le pourcentage d'énergie incidente utilisée pour la pénétration varie de 0 à 100 % suivant les valeurs du rapport  $\frac{q_d}{\sigma_i}$ ; pour une valeur donnée de  $q_{d'}$  il dépend

de  $\sigma_{i'}$  donc la vitesse  $V_M$  du mouton à l'impact. Si  $\frac{q_d}{\sigma_i}$ 

reste compris entre 0 et 1, ce « rendement » reste compris entre 75 et 100 %, et il ne dépend pas de la longueur de la tige, ni par conséquent de sa masse totale.

On remarquera que lorsque le rapport  $\frac{q_d}{d}$  tend vers

zéro, l'énergie tend à être entièrement utilisée pour la pénétration ; mais le temps s'allonge indéfiniment, puisque le nombre n d'allers et retours de l'onde tend vers l'infini : la « puissance » de l'énergie utilisée pour la pénétration tend vers zéro.

On remarquera aussi que pour ce cas limite (base de la tige « libre »), la pénétration de la tige (sa progression) se fait comme celle d'une chenille :

- arrivée de la 1<sup>re</sup> onde : 
$$s_1 = 2L \frac{V_M}{c}$$
  
- arrivée de la 2<sup>e</sup> onde :  $s_2 = 2L \frac{V_M}{c}$  (1<sup>re</sup> onde réfléchie)

Les arrivées d'onde sont séparées par un temps  $t = 2\frac{kL}{c}$ .

La vitesse moyenne de progression de la tige est donc égale à  $\frac{V_M}{k}$ , ou, si M est la masse du mouton et m

celle de la tige,  $V_M \times \frac{M}{m}$ . Pour retrouver la valeur

 $V_M \times \frac{M}{M+m}$  de la formule des Hollandais, il faudrait supposer qu'au moment du contact, le mouton et la tige se soudent l'un à l'autre, de telle manière que le contact permette le passage des ondes quel que soit le signe de leur intensité.

## Pourquoi la formule des Hollandais est fausse

Nous comprenons mieux, après cette analyse, pourquoi la « démonstration » de la formule des Hollandais est fausse. Elle ne fait pas intervenir le temps : or le transfert d'énergie ne peut être abstrait du temps. Pendant le transfert, tout comme dans les instants qui le précèdent ou qui le suivent, l'énergie totale est conservée : il y a bien conservation de la quantité de mouvement, mais aussi de l'énergie ; ne prendre en compte que la quantité de mouvement fait abstraction de l'énergie de compression, emmagasinée dans l'onde née du choc. Le raisonnement permettant de quantifier la perte d'énergie :

$$\left(1/2MV_{M}^{2}-1/2MV_{M}^{2}\times\frac{M}{M+m}=1/2MV_{M}^{2}\times\frac{m}{M+m}\right)$$

ne respecte pas les principes de la Mécanique rationnelle ; il est arbitraire et ne peut conduire qu'à un résultat arbitraire. Cette critique fondamentale n'est guère présentée aux étudiants, à ma connaissance.

Une conséquence erronée qui, elle, n'échappe en général pas à l'examen critique de cette formule, vient du fait que le raisonnement étant indépendant du temps, il ne donne aucune limite pour la valeur de la force de pénétration de la tige : pour une pénétration nulle, la force devient infinie. C'est évidemment absurde au point de vue physique, et c'est pourquoi beaucoup de formules dérivées de la formule de base lui apportent des corrections, sans pour cela être plus valides au regard des principes de base de la mécanique.

## Analyse d'un cas plus général

Le cas d'école discuté plus haut permet de raisonner simplement mais, s'il nous éclaire sur la réalité de l'enfoncement par battage d'une tige ou d'un pieu, il est assez éloigné des cas concrets, le mouton avant toujours une section grande par rapport à celle de la tige. Le problème théorique du transfert d'énergie dans ce cas a été résolu en 1867 par Barre de St Venant, en supposant que le choc génère des ondes planes à la fois dans le mouton et la tige : il ne s'agit pas là, cette fois, d'une hypothèse arbitraire, mais d'une approximation acceptée. Nous allons étudier un autre cas qui se rapproche du cas théorique pour lequel la section du mouton est grande par rapport à celle de la tige. Considérons en effet une onde de choc de forme triangulaire, d'intensité maximale  $\sigma_{max} = \frac{EV_M}{c} = \rho c V_M$ , de durée limitée à 3L/2c, L étant la longueur de tige de même masse que le mouton. L'énergie totale véhiculée par cette onde est égale à l'énergie du mouton à l'impact :

$$E_{\max} = \frac{ac}{E} \int_0^{\frac{3L}{2c}} \sigma^2 dt = \frac{1}{2} \frac{La}{E} \sigma_{\max}^2 = \frac{1}{2} La \rho V_M^2 = \frac{1}{2} M V_M^2 \quad .$$

On peut voir sur la figure 6 que la courbe de contrainte théorique diffère assez peu de cette onde triangulaire pour  $0 < t < \frac{L}{c}$ .

Posons  $x = \frac{q_d}{\sigma_{max}}$ , et calculons le pourcentage d'éner-



gie utilisée pour la pénétration,  $y = \frac{Eu}{Ei}$ , Ei étant l'énergie incidente, égale à  $E_{max}$ .

Pour la première onde incidente :

$$Eu = \frac{ac}{E} \int_0^{\frac{3L}{2c}} (\sigma_i^2 - \sigma_r^2) dt$$

si  $\sigma_i < q_d/2$ ,  $\sigma_i = \sigma_r$ , donc Eu = 0, aucune pénétration n'est possible ;

$$\begin{split} &\text{si } \sigma_i > q_d/2 : \sigma_i + \sigma_r = q_d \text{ et } \sigma_i - \sigma_r = 2\sigma_i - q_d \\ &\text{or, pour } \sigma_i = q_d/2, \text{ } t = t_0 = \frac{3L}{2c} \bigg[ 1 - \frac{q_d}{2\sigma_{\max}} \bigg] = \frac{3L}{2c} \bigg[ 1 - \frac{x}{2} \bigg] \\ &\text{Donc} : Eu = \frac{ac}{E} \int_0^{t_0} (\sigma_i - \sigma_r^2) dt = \frac{acq_d}{E} \int_0^{t_0} (2\sigma_i - q_d) dt \\ &\text{avec } \sigma_i = \sigma_{\max} \bigg[ 1 - t \times \frac{2c}{3L} \bigg]. \end{split}$$

Tous calculs faits : Eu =  $\frac{3}{2} \frac{aLq_d^2}{E} \times \frac{1}{x} \left[ 1 - \frac{x}{2} \right]^2$ 

$$\Xi i = \frac{1}{2} \frac{aL}{E} \sigma_{max}^2$$

D'où : 
$$y = \frac{Eu}{Ei} = 3x \left[1 - \frac{x}{2}\right]^2$$

Tant que la valeur maximale de la contrainte réfléchie reste, en valeur absolue, inférieure à  $\frac{q_d}{d}$ , seule la première onde incidente donne une pénétration (voir figure 7).

Pour x > 2: l'onde incidente est totalement réfléchie; aucune pénétration n'est possible ;

pour  $2 > x > \frac{2}{3}$  : seule la première onde incidente donne une pénétration ;

pour  $\frac{2}{3} > x > \frac{2}{5}$ : l'onde incidente et la première onde réfléchie donnent une pénétration ; pour  $\frac{2}{2n-1} > x > \frac{2}{2n+1}$  : n ondes sont utilisées pour la



REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHINIQUE Nº 87 nimestre 1990

On trouve que la fonction y (x) est la suivante :

$$x > 2$$
  $y = 0$   
 $2 > x > \frac{2}{3}$   $y = 3x \left(1 - \frac{x}{2}\right)^2$ 

(n entier positif)  $x = \frac{2}{2n+1}$ 

$$y = \frac{24}{(2n+1)^3} \sum_{n=1}^{n=n} n^2 = \frac{4n(n+1)}{(2n+1)^2} = 1 - \frac{x^2}{4}$$
$$\frac{2}{2n-1} > x > \frac{2}{2n+1}$$
$$y = 3x \left[ (1 - \frac{x}{2})^2 + (1 - \frac{3x}{2})^2 + \dots + (1 - \frac{2n-1}{2}x)^2 \right]$$

La figure 8 récapitule les résultats du calcul. Sur le même diagramme, on a fait figurer la courbe correspondant à la première onde incidente pour une onde théorique non simplifiée, le rendement y étant alors

donné par 
$$y = 4x \left[ (1 + \frac{x}{2} (\log \frac{x}{2} - 1) \right]$$
 (Gonin, 1978).

La différence entre les deux courbes représente au maximum un écart de 15 % ; le « rendement » maximal pour la première onde incidente étant de 88,9 % pour l'onde triangulaire et de 81,5 % pour l'onde théorique.

Pour une onde triangulaire, si  $0 < x < \frac{2}{3}$ , on a, avec une bonne approximation :  $y = 1 - \frac{x^2}{4}$ .

En terme de pénétration totale S, on pourra donc écrire :

si 
$$2 > x > \frac{2}{3}$$
  $aq_d s = Ei \times 3x(1-\frac{x}{2})^2$   
si  $\frac{2}{3} > x > 0$   $aq_d s = Ei(1-\frac{x^2}{4})$   
avec  $x = q_d \frac{c}{EV_M}$  et  $Ei = \frac{1}{2}\frac{aL}{E}\sigma_m^2 = \frac{1}{2}MV_M^2$ 

Il est possible, sans grande difficulté, de traiter de la même façon le cas de la courbe de contrainte théorique du choc d'un mouton de grande section par rap-



port à celle de la tige. On peut aussi, en utilisant les résultats ci-dessus, linéariser la courbe de contrainte de l'onde incidente en considérant une succession d'ondes triangulaires.

#### 6

## Amortissement : ébauche d'une approche raisonnée

Nous avons vu que l'erreur commise dans l'établissement de la formule des Hollandais tenait à la manière arbitraire de considérer une perte d'énergie du système mouton-tige. Toutefois, les corps n'étant pas parfaitement élastiques, il peut paraître légitime de prendre en compte un amortissement des ondes, surtout lorsque leurs trajets s'allongent du fait des réflexions, indépendamment, bien entendu, de l'action du sol encaissant le long de la tige, que nous ne considérons pas dans cette analyse.

Il est habituel, et conforme aux données de l'observation, de faire alors intervenir un amortissement de type visqueux, c'est-à-dire proportionnel à l'intensité de l'onde ou à la vitesse particulaire :

$$\frac{dV_p}{V_p} = -\alpha cdt$$

α : coefficient d'amortissement ;

cdt : trajet de l'onde pendant dt.

Cela revient à considérer que l'onde de contrainte est affectée, dans son trajet, d'un coefficient minorateur dépendant du temps, donc du parcours de l'onde :

$$V_{p} = V_{po} \left[ e^{-\alpha c(t-to)} \right]$$
  
où :  $\sigma = \sigma_{o} (e^{-\alpha t})$   $l = c (t - to)$ 

l : longueur parcourue par l'onde pendant le temps t – to.

Nous avons montré plus haut qu'il suffit, en règle générale, de trois à quatre allers et retours de l'onde incidente pour que la plus grande part d'énergie utilisable ait servi à la pénétration ; tout est joué en un à deux centièmes de seconde. Il y a tout lieu de penser, qu'en dehors de l'action du sol le long de la tige, fort peu d'énergie est perdue par l'amortissement de l'onde dans son trajet ; la plus grande part l'étant dans les ondes « emprisonnées », trop peu énergétiques pour la pénétration, et condamnées par conséquent à se transformer en chaleur au cours d'infinis allers et retours. C'est aussi le cas dans le choc de deux boules de billard, dont l'énergie cinétique totale n'est pas la même après leur rencontre qu'avant : pour établir la formule des Hollandais, on s'est peut-être inspiré, bien mal à propos, de ce cas, dont l'étude théorique est complexe (le théorème de Clapeyron, par exemple, ne s'applique pas).

## Conclusion

En conclusion, je m'adresserai, d'une part, à ceux qui ont la lourde tâche, au sein de nos illustres Universités ou de nos irremplaçables grandes Écoles, de former les futurs ingénieurs aux techniques appliquées ; d'autre part, à leurs brillants élèves. Aux premiers, une objurgation : de grâce, que la formule des Hollandais ne soit plus enseignée que de manière critique, à titre de contre-exemple ; aux seconds, un conseil : ne prenez pas toujours pour

argent comptant ce qui est écrit dans les livres, ou même ce qui sort de la bouche de vos éminents professeurs : il y a beaucoup de perles, mais parfois quelques crapauds !

### Bibliographie

- Gonin H. « Étude théorique du battage des corps élastiques élancés. » Annales de l'ITBTP; série Sols et Fondations, n°155, 1978.
- Gonin H. « Réflexions sur le battage des pieux. » Revue française de Géotechnique, n° 9, 1979.
- Gonin H. « Du pénétromètre dynamique au battage des pieux. » *Revue française de Géotechnique*, n° 76, 1996.
- Newton I. Philosophiae naturalis principia mathematica, Londres, 1687. D'après Encyclopaedia Universalis, Tome 16, Éd., 1990.
- De Saint-Venant « Mémoire sur le choc longitudinal de deux barres élastiques.» Journal de mathématiques, 2ª série XII, 1867, p. 237-276.

# Pénétration statique dans les graviers sableux denses, la molasse et les marnes compactes



Une légende tenace voudrait faire croire que la pénétration statique ne peut être utilisée ni dans les graviers, ni dans la molasse, ni dans les marnes compactes.

Les auteurs décrivent un nouveau pénétromètre statique, qui permet de traverser de tels sols. Ils donnent des exemples où la résistance de pénétration statique q<sub>c</sub> dépasse 85 MPa dans des marnes et peut atteindre 148 MPa dans les graviers compacts ou la molasse dense.

# Static penetration in dense gravel, sandstone and hard claystone



There is a long-established belief that supposes static penetration cannot be used in gravels, sandstones, claystones or soft rock.

The authors describe a new static penetrometer which does penetrate these types of soils. They give examples where the static cone resistance,  $q_{e'}$  exceeds 85 MPa in claystone and capable of reaching 148 MPa in dense gravels or in sandstone.

## G. SANGLERAT

Expert honoraire agréé par la Cour de Cassation Lyon

#### M. PETIT-MAIRE PDG d'AMAP'sols

Saint-Héand (Loire)

### F. BARDOT

Expert agréé par la Cour de Cassation Lyon

### P. SAVASTA

Président de SETSOL Velaux (Bouches-du-Rhône)

# Introduction

Depuis des années, il était communément admis que la pénétration statique n'était pas possible pour reconnaître ni les couches de graviers, ni les couches de marne, ni la molasse.

Cette opinion provenait de ce que, avec la plupart des pénétromètres statiques, ces couches, rencontrées même à faible profondeur, bloquaient l'appareil et provoquaient, par ailleurs, des détériorations graves dans les cônes électriques, ce qui était très coûteux.

De ce fait, certains géotechniciens ont limité l'utilisation du pénétromètre statique aux couches molles, alors que d'autres acceptaient son utilisation dans les sables (Begemann, 1965 ; Schmertmann, 1967) mais, en général tous l'excluaient pour l'étude des graviers (Mitchell, 1998).

Cependant, cette restriction n'a plus de raison d'être depuis 1992 (Sanglerat, 1994 ; Sanglerat *et al.*, 1995).

Les exemples caractéristiques ci-dessous, obtenus avec le pénétromètre AMAP'sols ouvrent de nouvelles perspectives à la pénétration statique.

Le nom AMAP'sols est une contraction de Ateliers Mobiles d'Auscultation par Pénétration des Sols.

# Le pénétromètre statique-dynamique AMAP'sols

#### 2. .

#### Principe

L'histoire de la pénétration statique-dynamique a été présentée par Sanglerat en 1979 [6].

En 1992, des géotechniciens de Lyon et de Saint-Étienne décidèrent de créer un nouveau pénétromètre statique-dynamique, afin de perfectionner ce type de reconnaissance des sols.

Les améliorations très importantes apportées peuvent être résumées comme suit :

#### En statique :

Fonctionnement entièrement automatique. Enfoncement à une vitesse rigoureusement constante de 2 cm/seconde, avec enregistrement numérique en continu des mesures sur carte mémoire, **avec sortie simultanée des diagrammes des efforts tracés en temps réel** permettant le contrôle instantané des opérations.

Les données enregistrées sont transmises par modem, ce qui permet de tracer très rapidement les courbes représentatives des essais dans le bureau de l'Ingénieur chargé du projet et d'extraire, si besoin est, toutes les valeurs numériques nécessaires aux calculs de force portante ou de tassements [Mitchell *et al.*, 1998; Sanglerat *et al.*, 1984; Lunne *et al.*, 1998].

#### En dynamique :

Le battage par chute d'un mouton a été remplacé par un très puissant marteau hydraulique à frappes rapides et réglables, par série de coups rapprochés, permettant de traverser des couches extrêmement dures ou de pénétrer le substratum rocheux altéré.

#### Installation :

L'appareil est monté sur un camion Mercedes 6 x 6 de 250 kN (Fig. 1).

Les réglages de mise à niveau de l'appareil, pour enfoncer verticalement les tiges, s'effectuent très rapidement, grâce à cinq vérins hydrauliques commandés par des électrodistributeurs contrôlés électriquement. Quatre de ces vérins sont ceux appartenant au dispositif du train de chenilles auxiliaire dont est muni le véhicule porteur (Fig. 2) ; ce dispositif lui confère des possibilités d'accès et d'évolution sur des sols très mous où tous les autres véhicules s'enlisent, ainsi que sur des terrains en forte pente.

Le système de pénétration statique-dynamique a été conçu et construit à Lyon (Fig. 3) et monté en Hollande, sur un camion Mercedes, par Van den Berg, grand spécialiste du pénétromètre statique depuis de longues années, qui a apporté sa technicité et notamment son expérience dans l'ensemble des applications de l'hydraulique et de l'acquisition numérique des données.



**FIG.1** Vue générale du véhicule AMAP'sols. The AMAP'sols vehicle.



FIG. 2 Vérins de stabilisation sur train de chenilles. Hydraulic stabilisers on caterpillar track.



FIG.3 Vue du marteau hydraulique et des appareils de mesures et de contrôles de pénétration statique-dynamique AMAP'sols. View of the hydraulic hammer and measuring equipment for the static-dynamic penetration of

#### 2.2

#### Caractéristiques

Ce pénétromètre permet de réaliser tous les systèmes de pénétration dans le sol, ainsi que des essais spéciaux associés à la pénétration. Il peut utiliser tous les cônes de pénétration connus actuellement, de 10 cm<sup>2</sup> à 50 cm<sup>2</sup>, à transmission mécanique ou à acquisition électrique, ainsi que les piézocônes.

En pénétration statique, on utilise d'une manière courante soit une pointe de 80 mm de diamètre (cône dit de 50 cm<sup>2</sup>) avec un manchon de frottement latéral de 250 mm de long (Fig. 4), soit une pointe de 75 mm (cône dit de 44 cm<sup>2</sup>) avec manchon de 200 mm.



FIG. 4 Cône AMAP'sols de 50 cm<sup>2</sup> avec manchon de frottement latéral. AMAP'sols 50 cm<sup>2</sup> cone with lateral friction sleeve.

Naturellement, on mesure en continu :

- q, résistance de pointe (jusqu'à 30 MPa) ;

 – f<sub>s</sub> frottement latéral unitaire sur manchon ce qui permet de calculer le friction ratio FR ;

 – Q<sub>st</sub> effort total d'enfoncement (jusqu'à 220 kN mais limité généralement à 180 kN).

Les mesures sont enregistrées tous les 2 cm.

Lorsque les cônes de 44 cm<sup>2</sup> ou 50 cm<sup>2</sup>, avec manchon de frottement, sont arrêtés par une couche dure, **on poursuit la pénétration statique avec une pointe plus petite**, d'un diamètre de 39 mm, dite de 12 cm<sup>2</sup> (sans manchon de frottement), qui permet d'obtenir des **valeurs de résistance de pointe très élevées pouvant atteindre jusqu'à 148 MPa** (on appelle souvent cette résistance de pointe q<sub>c12</sub> pour la différencier de q<sub>c50</sub> ou de q<sub>c44</sub>); au-delà, on passe en dynamique.

Lors de la pénétration dynamique, à titre d'information, on procède tous les 25 cm à une mesure de contrôle en statique de l'effort total (pointe et frottement latéral) que l'on limite volontairement à 180 kN. Cela correspond, dans les milieux pulvérulents, à une résistance statique de pointe q<sub>c12</sub> généralement de l'ordre de 130 à 140 MPa (ce qui est considérable et n'est atteint par aucun autre pénétromètre).

Naturellement, chaque fois que l'on constate que l'effort total statique  $Q_{s1}$  est inférieur à 160 ou 170 kN, on reprend la pénétration en statique puisqu'alors  $q_{e12}$  est inférieur à 130 ou 140 MPa.

En cas de chute brutale de la résistance, le dispositif de battage s'arrête automatiquement et instantanément au toit de la couche moins résistante. Cette dernière est alors reconnue en pénétration statique sur toute son épaisseur, ce qui n'était pas toujours possible avec les anciens pénétromètres statiques-dynamiques qui souvent poinçonnaient brutalement les premiers décimètres de ces couches de moindre résistance.

Un dispositif d'alerte sonore permet d'éviter de dépasser les charges maximales prévues pour les différentes tiges assurant la transmission des efforts jusqu'aux capteurs de mesures.

#### 2.3

#### Utilisations complémentaires

Il est possible d'utiliser sur le même appareil d'autres cônes, en particulier le piézocône et l'envirocône Van den Berg [8, 9]. Naturellement, dans ces deux cas, on utilise des logiciels spécifiques élaborés par Van den Berg.

Le piézocône permet, selon l'usage, de déterminer  $q_e, f_s$  et la pression interstitielle u.

Avec l'envirocône, on mesure, outre q<sub>e</sub>, les caractéristiques suivantes :

- conductivité ;
- teneurs en O++ et H- ;
- potentiel Redox ;
- températures ;
- -pH;
- pression interstitielle.

L'ensemble de ces possibilités constitue une amélioration considérable des moyens de reconnaissance et permet de traiter de nombreux problèmes d'environnement ou de *waste management* grâce à la qualité et à la fiabilité des renseignements recueillis [3, 9, 10].

On peut par ailleurs utiliser un cône sismique.

On peut également, dans les sols cohérents, prélever des échantillons intacts sous gaine PVC de gros diamètre (Ø 70 mm).

Ce nouveau pénétromètre statique-dynamique a déjà fait l'objet de deux communications lors de conférences internationales [4, 5].

Différents cas d'utilisation sont rapportés ci-dessous.

45

#### 3

# Pénétration dans la molasse à Lyon

Dès la mise en service du nouveau pénétromètre, il a été réalisé des essais comparatifs dans les sols lyonnais dont la géologie est bien connue. Généralement, dans ces sols, la pénétration statique avec un cône électrique ou mécanique est bloquée entre 3 et 4 m de profondeur. De son côté, la pénétration statique-dynamique lourde ancienne [Sanglerat, 1979] est arrêtée soit dans les alluvions compactes ou cimentées, soit, au mieux, en tête de la molasse, vers 20 m de profondeur.

Les premiers essais réalisés avec le nouveau pénétromètre statique-dynamique ont permis d'atteindre, à Lyon, en 1993, **une profondeur de 35 m dont 15 m dans la molasse**, ce qui constitue une amélioration remarquable des performances.

En 1994, sur un autre site lyonnais, le long de l'avenue Foch, les alluvions denses composées de graviers plus ou moins sableux ont été traversées sur 21 m et ensuite la pénétration a été poursuivie sur 24 m de profondeur dans la molasse; ce qui constitue un record jamais atteint dans ce type de milieu par aucun autre pénétromètre, qu'il soit dynamique ou statique-dynamique.

Le diagramme de la figure 5 représente les résultats obtenus lors de cette pénétration. Il est bien évident que ce type de reconnaissance, qui donne de précieuses indications sur les caractéristiques de la molasse, est beaucoup moins coûteux que les méthodes usuelles par carottage avec prélèvement d'échantillons et essais de laboratoire.



FIG. 5 Record de pénétration dans la molasse lyonnaise (avenue Foch à Lyon). Penetration record in dense sandstone. Pour faciliter la lecture de certains diagrammes, figurent les mentions :

- q<sub>c50</sub> pour la résistance statique de pointe en 50 cm<sup>2</sup>;

 $-q_{c12}$  pour la résistance statique de pointe en 12 cm<sup>2</sup>.

# Essais comparatifs au port autonome du Havre

4

Le fonctionnement en statique du cône de 12 cm<sup>2</sup> du nouveau pénétromètre est différent de celui du pénétromètre électrique hollandais classique de 10 cm<sup>2</sup>. Il était donc nécessaire de prouver la validité de la résistance de pointe calculée avec le cône de 12 cm<sup>2</sup>, en la comparant à la résistance mesurée tant par le cône électrique de 10 cm<sup>2</sup> que par le cône mécanique de 50 cm<sup>2</sup> du nouveau pénétromètre.

Des essais comparatifs ont pu être réalisés d'une manière facile car ces trois types de cônes ont pu être utilisés pour une étude réelle de fondations au port autonome du Havre en 1993.

Ces essais comparatifs très intéressants ont été obtenus dans les dépôts sédimentaires du delta de la Seine où l'on trouve des sables fins avec quelques intercalations de tourbe et de petites couches graveleuses.

Ces essais [Sanglerat et al., 1995] ont montré que :

a) Sur le plan pratique, les résultats obtenus sont analogues, quel que soit le cône utilisé, électrique de 10 cm<sup>2</sup> ou mécanique de 12 cm<sup>2</sup> ou de 50 cm<sup>2</sup>.

b) Il est évident, cependant, que plus le cône est large, plus il a tendance à adoucir les crêtes des diagrammes dues soit à la présence de graviers, soit aux chutes de résistance résultant de couches minces très compressibles.

c) Les résultats obtenus prouvent la validité de la méthode de détermination de  $q_c$  avec le cône de 12 cm<sup>2</sup>, d) Le cône de 12 cm<sup>2</sup>, grâce à sa puissance de pénétration, permet d'atteindre en statique des profondeurs beaucoup plus grandes que le cône électrique classique de 10 cm<sup>2</sup>.

## Pont sur l'Arve à Cluses (Haute-Savoie)

5

En 1993, un pont à trois travées hyperstatiques de 32 m, 19 m et 32 m, a été construit sur l'Arve lors de la création d'une nouvelle route reliant Marnaz à Thiez, près de Cluses (Haute-Savoie).

A la suite d'une étude de sols basée sur deux essais pressiométriques descendus respectivement à 30,50 m et 33 m, il avait été décidé d'appuyer les fondations de cet ouvrage d'art important sur des pieux métalliques battus de 25 m de longueur, travaillant essentiellement au frottement latéral.

Le terrain est constitué par des couches sablo-graveleuses plus ou moins compactes, avec des intercalations de limons et silts, surmontées de remblais superficiels. Sur 10 m d'épaisseur, existent des lentilles de sols organiques et tourbe.

Un artésianisme important avait été détecté entre 20 m et 28 m de profondeur, dans des couches sablograveleuses moyennement compactes. En cours de chantier, il est apparu que les pieux s'enfonçaient pratiquement sous leur propre poids, les essais de chargement ont montré que la force portante prévue n'était pas atteinte. Il a donc été décidé d'allonger les pieux de 13 m, ce qui n'a pas été suffisant.

Il a donc fallu allonger à nouveau les pieux de 13 m pour atteindre ainsi une longueur totale de 51 m.

Si les renforcements ainsi apportés aux pieux ont donné satisfaction pour les deux piles en rivière et pour la culée rive droite, par contre, dès la mise en service de l'ouvrage, la culée rive gauche a subi très rapidement des déformations importantes, ce qui a déclenché une expertise judiciaire pour déterminer la cause des désordres et les travaux confortatifs à réaliser.

Pour déterminer les caractéristiques géotechniques des couches traversées par les pieux et des couches sous-jacentes, il a été alors exécuté quatre essais de pénétration statique Amap'sols qui ont atteint aisément les profondeurs 70, 75 et 75 m et même 82 m [Sanglerat *et al.*, 1995].

A la suite de ces essais, le pont a été fermé à la circulation pendant trois mois, pour permettre d'améliorer la sécurité de la culée rive gauche par les travaux suivants :

 – enlèvement des remblais sur une hauteur de 6 m pour les remplacer par des remblais allégés en polystyrène expansé ;

 mise en place de 8 drains de décharge à débit contrôlé dans la nappe artésienne.

Naturellement, ces travaux confortatifs ont été exécutés sous la direction d'un maître d'œuvre assisté par un géotechnicien.

## Pénétration dynamique

On sait depuis longtemps qu'il faut absolument proscrire la pénétration dynamique en milieu cohérent saturé [Sanglerat, 1979; Sanglerat *et al.*, 1984].

Dans les cas où ce type de pénétration est admissible, l'un des problèmes majeur et délicat est la transposition des mesures faites en valeur de résistance dynamique conventionnelle en utilisant, par exemple, la formule des Hollandais. Par ailleurs, l'interprétation de ces résistances dynamiques conventionnelles constitue un sujet qui peut prêter à discussions et à controverses.

Tout problème à ce propos est évité avec le nouveau pénétromètre statique-dynamique.

En effet, grâce à sa puissance, la pénétration statique avec le cône de 12 cm<sup>2</sup> peut atteindre 140 à 146 MPa et même 148 MPa (cf. § 7). **De ce fait, la pénétration dynamique n'est jamais utilisée que pour traverser des couches extrêmement résistantes.** Les contrôles statiques effectués systématiquement permettent d'ailleurs de reprendre la pénétration statique dès que celle-ci chute au-dessous de 130 à 140 MPa.

En conséquence, lorsque l'on réalise de la pénétration dynamique, on sait que la résistance statique est toujours très élevée et supérieure en général à 130 ou 140 MPa ; il n'y a donc plus lieu de se préoccuper de la résistance dynamique conventionnelle, ni de sa transposition en contraintes admissibles. Ceci constitue un avantage important du nouveau pénétromètre statiquedynamique.

## Pénétration statique en milieux pulvérulents très denses

L'un des reproches qui est couramment fait à la pénétration, surtout à la pénétration statique et quelquefois même à la pénétration dynamique, est que ces essais *in situ* sont bloqués sur des couches très compactes et que l'on ne peut savoir ce qui se passe au-dessous de ces horizons résistants.

Effectivement, ce reproche est souvent justifié, mais cet inconvénient n'existe plus avec le nouveau pénétromètre statique-dynamique.

Nous avons montré, dans les pages qui précèdent, que cet appareil permet de pénétrer, sur de grandes profondeurs, la molasse lyonnaise, pourtant très compacte et présentant souvent une cohésion non négligeable. Pour prouver l'efficacité de la pénétration statique dans les milieux pulvérulents très denses, nous ne pouvons mieux faire que présenter, à titre d'exemples, six chantiers de la région Rhône-Alpes.

- Sassenage (Isère) (Fig. 6)
- Lyon-La Guillotière (Fig. 7)
- Golf de Villette d'Anthon (Isère) (Fig. 8)
- Pont autoroutier à Jarrie (Isère) (Fig. 9)
- Échirolles (Isère) (Fig. 10)
- Lyon-Porte Dauphine (Fig. 11)

Les valeurs très élevées de q<sub>et2</sub> mises en évidence par ces différents diagrammes, peuvent couramment être rencontrées dans les sols sablo-graveleux, très compacts.





Pénétration statique dans un gravier sableux très dense, ZAC de la Porte-de-la-FIG. 7 Guillotière à Lyon (Rhône). Penetration in very dense sandy gravel with cobbles in Lyon (Rhône).



FIG.8 Pénétration dans un gravier sableux très dense à Villette-d'Anthon (Isère). Penetration in very dense sandy gravel in Villette-d'Anthon (Isère).





FIG. 9 Pénétration dans un gravier sableux très dense, pont autoroutier à Jarrie (Isère). Penetration in very dense sandy gravel with cobbles in Jarrie (Isère).







dense, porte Dauphine à Lyon. Static penetration in very dense gravel and sandy cobbles in Lyon.

## Cas des milieux cohérents compacts

8

La pénétration statique n'a jamais posé aucun problème pour reconnaître les sols cohérents compressibles (argile molle, vase, tourbe, limon, silt). C'est même le meilleur essai *in situ* pour ces types de sol, en particulier lorsqu'ils sont sous la nappe phréatique.

Par contre, le grand reproche que l'on pouvait faire jusqu'en 1992 aux pénétromètres statiques, c'était d'être bloqués sur des couches résistantes, même minces, qui pouvaient surmonter des zones beaucoup plus faibles. Cela constituait un handicap indéniable.

Par ailleurs, jusqu'à présent, tous les pénétromètres statiques rencontraient le refus sur le toit des sols cohérents compacts soit en raison d'une résistance de pointe élevée, soit, le plus souvent, en raison du frottement latéral total cumulé très important.

Si dans le cas des milieux pulvérulents, la pénétration dynamique peut être nécessaire pour traverser des couches indurées ou comportant de gros éléments, par contre il faut reconnaître que dans les milieux cohérents très compacts (type marne surconsolidée), particulièrement sous la nappe phréatique, la pénétration dynamique ne permet pas de progresser d'une manière significative par rapport à la pénétration statique usuelle. Donc, seule la puissance du pénétromètre en statique permet de reconnaître ces types de sol. Or, force est de constater que, jusqu'à présent, tous les pénétromètres étaient bloqués sur le toit des marnes compactes. Par contre, le nouveau pénétromètre statique, compte tenu de sa puissance et de sa conception, fonctionnant tout d'abord avec une pointe de grand diamètre, puis ensuite avec une pointe de petit diamètre, permet de s'affranchir en très grande partie de l'effet néfaste du frottement latéral cumulé et permet de poursuivre la pénétration sur de plus grandes profondeurs.

Citons un exemple récent survenu dans la région méditerranéenne. On se trouve dans un port où les Grecs et les Romains ont exercé une activité commerciale intense et où subsistent des vestiges archéologiques intéressants. Le sol est constitué de la façon suivante :

- 0 à 2 m : remblais divers ;

de 2 à 8 m : alluvions modernes de très mauvaise qualité, pouvant comporter des vases et des tourbes ;
au-dessous, marnes du Stampien compactes dont la partie supérieure est altérée ou très altérée.

Pour réaliser, dans un tissu urbain fort dense, un parking de 48 m x 77 m, profond de 17 m environ, il a été prévu une paroi moulée de 60 cm d'épaisseur, avec trois lits d'ancrage précontraints en partie courante (Fig. 12) et des bracons horizontaux à 45 degrés dans les angles.



Deux immeubles importants, en maçonnerie de pierre du XVI<sup>e</sup> siècle, se trouvaient à proximité de la fouille, côté est et côté nord.

L'étude géotechnique initiale comportait très peu de sondages profonds mais il était spécifié dans les pièces écrites du marché des entreprises, que le site était bien connu grâce à de nombreuses reconnaissances dans le cadre du creusement de plusieurs tunnels à proximité. De ce fait, les caractéristiques géotechniques des différentes couches existant sur le site étaient définies dans le CCTP par un tableau, tel que le tableau I reproduit ci-après.

Lorsque la fouille a été excavée, la paroi moulée s'est déformée beaucoup plus que prévu, elle s'est même fissurée à certains endroits, et des tassements importants, de 30 mm à 60 mm sont survenus à proximité de l'angle nord-est du parking, entraînant des désordres graves dans l'un des bâtiments anciens en maçonnerie de pierres très proches.

Après le sinistre, des essais *in situ* ont été réalisés, notamment avec le pressiomètre Ménard et avec deux types de pénétromètres statiques : un pénétromètre mécanique et un pénétromètre électrique.

Le pressiomètre n'a pas permis de déterminer avec précision ni le toit exact du Stampien altéré, ni celui du Stampien sain, et les deux pénétromètres n'ont pas pu atteindre le Stampien sain car ils ont été bloqués entre 8 m et 12 m de profondeur dans les premiers décimètres du Stampien altéré. Or, il fallait reconnaître exactement, dans la zone des tassements les plus importants et des déformations anormales de la paroi, quelles étaient les épaisseurs exactes des couches de terrain qui exerçaient des poussées sur la paroi litigieuse.

On a donc demandé la réalisation de quatre essais avec le nouveau pénétromètre statique qui ont atteint sans difficulté les profondeurs de 15,75 m, 20,02 m, 20,18 m et 21,14 m, en traversant sur plusieurs mètres non seulement le Stampien altéré, mais également le Stampien sain.

Le diagramme de la figure 13 est fort explicite. Il montre que, jusqu'à 10 m de profondeur, on est dans les alluvions modernes de très médiocre qualité, fort compressibles, donc que le toit du stampien altéré est beaucoup plus bas que prévu puisqu'il était annoncé à 7,50 m de profondeur.

Par ailleurs, entre 10 m et 13,50 m, on constate que la résistance de pointe  $q_{coo}$  et le frottement latéral  $f_s$  augmentent régulièrement, mais sans être très élevés. On se trouve donc dans le Stampien altéré. *Enfin, le Stampien sain, qui était annoncé à 10 m de profondeur, se trouve en réalité 13,50 m de profondeur.* 



Static penetration in hard claystone.

Le tableau II ci-dessous donne les caractéristiques pénétrométriques de ces couches.

La figure 12 donne une coupe nord-sud du chantier avec les toits prévus et réels du stampien altéré, ainsi que les toits prévus et réels du stampien sain.

Naturellement, lorsqu'il y a des erreurs de niveau aussi importantes, les poussées sont beaucoup plus grandes que prévu. Il n'est donc pas étonnant que les parois aient été fortement déformées et que cela ait entraîné des tassements importants dans les zones adjacentes très compressibles, d'où des tassements différentiels importants ayant provoqué des désordres graves dans des maçonneries de pierre fort vétustes (XVI<sup>e</sup> siècle).



Stampien altéré	
$4 < q_{c50} < 9$ MPa	
$100 < f_s < 400 \text{ kPa}$	
$2 < FR < 5 \ \%$	
Stampien sain	
	Stampien altéré 4 < q <sub>c50</sub> < 9 MPa 100 < f <sub>s</sub> < 400 kPa 2 < FR < 5 % Stampien sain

10 < q<sub>ct2</sub>< 85 MPa

## Contrôle des remblais sablo-graveleux

La pénétration statique est un excellent moyen pour contrôler la compacité, donc la qualité, d'un remblai sablo-graveleux, que ce soit à terre ou, *a fortiori*, sous l'eau.

Rappelons les critères de contrôle que l'expérience nous a permis d'établir il y a de longues années [Sanglerat, 1979].

Relation entre compactage et q<sub>c</sub>.

	q <sub>c</sub> (MPa)	
Туре	Compacité	
Gravier propre	Lāche	1,5 à 2,5
Gravier sableux	Lâche	3 à 4,5
Gravier sableux	Moyennement compact	8 à 12
Gravier sableux	Très bien compacté	> 20

TABLEAU | Caractéristiques géotechniques des différentes couches selon le CCTP.

Faciès	Der	nsité	К	K Court		Long terme	
	γ	γ.	kPa/m	$\phi^{\circ}$	c (kPa)	φ'	c'(kPa)
Remblais	2	1	5 000	30	0	30	0
Formations littorales	1,8	0,8	5 000	25	15	30	0
Stampien altéré	2,1	1,1	25 000	20	80	25	40
Stamplen sain	2,1	1,1	50 000	25	200	30	130

Naturellement, lorsque les remblais sablo-graveleux sont très denses, le pénétromètre électrique ne peut être utilisé, car sa pointe risquerait d'être endommagée. Par contre, le nouveau pénétromètre statiquemécanique est très efficace.

Nous avons eu l'occasion de l'utiliser à plusieurs reprises, comme plusieurs de nos confrères, lors d'expertises judiciaires, pour déterminer notamment l'épaisseur et la qualité de remblais sablo-graveleux sous dallage de béton (entrepôts, usines, etc.). Il s'agissait en général de rechercher à qui pouvaient être imputés les tassements différentiels survenus dans les dallages.

Les mesures q<sub>c</sub> enregistrées tous les 2 cm permettent de tracer des diagrammes tels que ceux reproduits sur la figure 14. Cette figure montre immédiatement que si dans la couche supérieure du remblai la compacité est très bonne (q<sub>c</sub> > 20 MPa), par contre ce n'est plus le cas en partie inférieure. On constate également que l'épaisseur du gravier est fort irrégulière selon les emplacements.

Il est bien évident qu'aucun autre type d'essais n'est capable de fournir une telle précision, ni pour les épaisseurs, ni pour les variations de compacité à différentes profondeurs.

# Contrôle des colonnes ballastées

10

La réglementation française (DTU 13.2 *Fondations profondes*) stipule que les colonnes ballastées peuvent être réceptionnées grâce au pénétromètre statique, dès lors que :

 $q_r > 10$  MPa.



Mais trop souvent, les cônes de petite section (10 à  $15 \text{ cm}^2$ ) des pénétromètres usuels sont déviés, par certains graviers, hors de la colonne elle-même. Ainsi q chute car la pointe pénètre alors dans le sol naturel adjacent non densifié.

Les mesures obtenues sont donc sans signification ; elles peuvent même conduire à des conclusions erronées (colonne jugée mal densifiée).



Untreated soil.



Pic. 158 Pénétration statique dans colonne ballastée (région parisienne). Static penetration in densified stone column.

Mais le nouveau pénétromètre avec sa grande pointe de 50 cm<sup>2</sup>, grâce à sa grande rigidité et à sa grande puissance, est capable de traverser la totalité des colonnes ballastées sans être dévié, ni bloqué par un gravier de grandes dimensions. On peut citer par exemple un résultat obtenu récemment en région parisienne (Fig. 15). La colonne testée est continue et d'excellente qualité :

#### $12 < q_{\rm e} < 47 \; MPa$

Le nouveau pénétromètre statique permet de distinguer rapidement et sûrement les colonnes mal densifiées qui doivent être reprises, et les colonnes bien densifiées qui peuvent être réceptionnées.

## Coût des essais

L'expérience pratique de ces dernières années en France a montré que les reconnaissances faites avec le pénétromètre statique-dynamique étaient d'une manière générale beaucoup moins coûteuses que les autres méthodes souvent utilisées, tout en fournissant beaucoup plus de renseignements, puisque les mesures sont faites en continu et enregistrées tous les deux centimètres. Nous avons constaté que le prix par mètre de pénétration d'une reconnaissance est en général :

 moitié moins élevé que celui d'une reconnaissance avec des essais pressiométriques exécutés selon les règles de l'art;

 de 30 à 33 % du coût d'un sondage carotté avec prise d'échantillons et enregistrement de paramètres. 12

## Pénétration dans les graviers hollandais

A l'occasion du 12° Congrès européen de Mécanique des Sols à Amsterdam, du 7 au 10 juin 1999, le pénétromètre AMAP'sols a été présenté aux participants. De très nombreux géotechniciens ont été intéressés par ses possibilités.

En cette même période, la Société Van den Berg de Heerenveen était confrontée à un problème difficile, dans l'Est de la Hollande, à Nijmegen. Cette ville, que les Français appellent Nimègue, est située près de la frontière allemande, à proximité du Rhin.

Pour éviter tous les désagréments dus à la neige, au givre et aux conséquences catastrophiques du dégel, le grand club de football NEC a décidé d'installer des tubes de chauffage encastrés horizontalement à 25 cm sous sa pelouse, les apports calorifiques provenant d'échangeurs de chaleur foncés verticalement à grande profondeur, et d'une pompe à chaleur. Naturellement, en été, le même système pourrait être utilisé pour « climatiser » les bâtiments ou simplement pour restituer des calories dans le sol afin de ne pas perturber son équilibre thermique global à long terme (héliogéothermie).

Les avantages de ce système non polluant sont :

- diminution d'utilisation de combustible fossile ;
- moins de CO<sub>2</sub> dans l'atmosphère ;
- au moins 50 % d'économie sur les frais de chauffage ;
- moins d'entretien.

Les couches du terrain étant généralement molles aux Pays-Bas, on utilise le pénétromètre pour mettre en place les échangeurs jusqu'à la profondeur désirée. Pour ce faire, on enfonce tout d'abord des *tubes fourreaux* métalliques Ø 56/40 mm, avec une pointe perdue Ø 64 mm. Dans ces tubes, on introduit les échangeurs en polyéthylène Ø 30 mm. Puis on arrache les *tubes fourreaux* en laissant les échangeurs en place, ainsi que la pointe perdue.

Mais, à Nimègue, le terrain est constitué de sable de très grande épaisseur, comportant localement, à diverses profondeurs, soit des couches peu résistantes de loess, argile et tourbe, soit des couches de graviers denses, avec des zones indurées. L'épaisseur de ces couches intercalées peut varier de 1 à 3 ou 4m. Il s'agit des alluvions du Rhin. La nappe phréatique, située vers 9 mètres de profondeur, peut fluctuer de plusieurs mètres.

Il avait été décidé d'utiliser deux pénétromètres statiques hollandais pour foncer ces *tubes fourreaux* verticalement, mais ceux-ci ont été bloqués, en certaines zones, à 16 mètres de profondeur environ sur une couche de graviers compacts du Rhin. Or, il fallait descendre impérativement à au moins 28 mètres pour avoir un écart de température suffisant pour l'eau des pompes à chaleur.

Van den Berg, qui a construit en grande partie le nouveau pénétromètre, en 1992, sachant que ce dernier était plus puissant que tous les autres pénétromètres statiques existants, a proposé d'essayer le pénétromètre français pour résoudre son problème.

Non seulement le nouveau pénétromètre a permis d'atteindre la profondeur prescrite de 28 mètres, mais il a pu, en outre, enfoncer sans difficulté, alternativement en statique et en dynamique quand cela était nécessaire, les *tubes fourreaux* Ø 56/40 mm jusqu'à 40 mètres de profondeur. Cela a constitué un grand succès qui, en outre, est plus favorable pour la température de l'eau recherchée (11° à 28 m et 12° à 40 m). La pointe perdue de Ø 64 mm est pourvue d'un clips qui retient le polyéthylène Ø 30 mm lors de la remontée du tube Ø 56/40 mm.

C'est ainsi qu'en juin 1999, le nouveau pénétromètre a pu enfoncer, dans des délais très courts, 44 tubes de 40 mètres dans les graviers compacts du Rhin qui avaient souvent bloqué, vers 16 mètres, les autres appareils.

Le succès de ce pénétromètre, dans le pays qui a vu la naissance de la pénétration et son large développement, méritait d'être signalé aux lecteurs de la RFG, car il confirme les résultats exceptionnels obtenus par cet appareil dans les graviers du Rhône et autres rivières des Alpes.

Précisons qu'un essai de pénétration statique mécanique a été réalisé pour déterminer les caractéristiques des différentes couches alluvionnaires du Rhin. Il est représenté sur la figure 16. Il met en évidence les faits suivants :

1. la pointe mécanique Ø 80 mm, donnant q<sub>c50</sub>, a été bloquée à 15,50 m sur le toit des graviers denses du Rhin qui avait arrêté initialement les *tubes fourreaux* sensiblement à cette profondeur;

2. la pointe mécanique Ø 39 mm, donnant  $q_{c12'}$  a atteint sans difficulté, en statique, 40 m de profondeur.

Les graviers du Rhin, entre 15,50 m et 18,50 m, ont pour caractéristiques pénétrométriques :



Il n'est donc pas étonnant que le fonçage initial des fourreaux provisoires des échangeurs de chaleur, équipés d'une pointe perdue Ø 64 mm, n'ait pu, compte tenu de l'effort de pointe et du frottement latéral total, être poursuivi jusqu'à 40 m de profondeur par les pénétromètres locaux.

Cette expérience de Nimègue montre que ces derniers n'ont pas été utilisés dans leur domaine d'application classique où ils conservent toutes leurs qualités.

#### Remarque :

Dans le cas d'un terrain pollué en surface, si l'on doit recourir au forage d'un avant-trou pour la mise en place d'échangeurs de chaleur, il faut, afin d'éviter la transmission de la pollution aux couches profondes, utiliser des techniques spéciales qui sont bien connues aujourd'hui mais onéreuses.

Naturellement, foncer alors des *tubes fourreaux* équipés d'une pointe perdue, à l'aide d'un pénétromètre, constitue une méthode sûre et beaucoup plus économique.

# Conclusion

Les résultats présentés ci-dessus montrent que trois importantes conclusions peuvent être tirées.

 Le nouveau pénétromètre statique-dynamique permet d'atteindre des pénétrations record dans les sols denses ou compacts, qu'ils soient pulvérulents ou cohérents.

2) Toutes les variations de résistance sont très bien mises en évidence, aussi bien dans les sols denses ou moyennement denses que dans les sols très compressibles.

 Une reconnaissance à l'aide du nouveau pénétromètre statique-dynamique correspond au meilleur rapport qualité/prix.

Il est évident que ce nouveau pénétromètre statique-dynamique permet, par la large gamme des pointes pouvant être utilisées, de reconnaître des sols, même très résistants, d'une manière efficace et rapide. Ses déplacements et sa mise en place sont grandement facilités par le chenillard et ses vérins (Fig. 2).

Par ailleurs, il met à la disposition de l'utilisateur le piézocône et l'envirocône qui permettent de recueillir des données complémentaires extrêmement utiles dans certains cas particuliers et notamment dans la lutte antipollution, ainsi que dans la détermination des terrains liquéfiables sous l'action des séismes [Robertson, 1995; Robertson *et al.*, 1998].

Nul doute que cet appareil ne soit appelé à un large développement, non seulement en France mais également dans de nombreux autres pays, car il constitue, à notre avis, un grand progrès de la technique de pénétration en 1999.

### Bibliographie

- [1] Begemann H.D.S. « The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile ». 6th CFMSF, Montreal, vol. 1, 1975, p. 17-20.
- [2] Schmertmann J.H. « Static cone penetrometer for soil exploration ». *Civil Engineering*, vol. 37, n° 6, 1967, p. 71-73.
- [3] Mitchell J.K., Brandon T.L. « Analysis and use of CPT in earth quake and environnement engineering ». ISC'98, 1998, p. 69-97.
- [4] Sanglerat G. « It took 2 000 years of penetration testing to arrive at the AMAP'sols static-dynamic penetrome-

ter ». Symposium on Development in Geotechnical Engineering, Bangkok, 1994, p. 101-105.

- [5] Sanglerat G, Petit-Maire M., Bardot F., Savasta P. – « Additional test results of the AMAP'sols static dynamic penetrometer ». CPT'95, Linköping (Sweden), 1995, vol. 2, p. 85-91.
- [6] Sanglerat G. The penetrometer and soil exploration. Second enlarged edition, Amsterdam, New York, Elsevier, 1979, 448 p.
- [7] Sanglerat G., Olivari G., Cambou B. Practical Problems in SMFE. Vol. I. Physical

characteristics of soils, plasticity, settlement calculations, interpretation of *in situ* tests, Amsterdam, Elsevier, 1984, 283 p.

- [8] Robertson P.K. « Application of CPT to evaluate liquefaction potential ». CPT'95, Linköping (Sweden), vol. 3, 1995, p. 57-79, Swedish Geotechnical Society.
- [9] Lunne T., Robertson P.K., Powell J.J.M.
   CPT in geotechnical practice, New York, Blackie Academic, 1998, 312 p.
- [10] Robertson P.K., Wride C.E. « Evaluation cyclic liquefaction potential using the CPT ». Canadian Geotech, J35, 1998, p. 442-459.

# Caractérisation et renforcement des sols avec inclusion de nappes plastiques souples discontinues

Résumé

T. MESSAS

Lvon 1

L2M, IUT A Génie Civil,

43. bd du 11-Novembre 1918

69622 Villeurbanne Cedex

La production des déchets de matières plastiques ne cesse de croître. On peut valoriser ces déchets en les réemployant pour renforcer les sols et améliorer leurs caractéristiques mécaniques. Pour obtenir la meilleure représentativité des phénomènes réels, les essais de laboratoire (frottement, ancrage, cisaillement) ont été effectués sur des appareils de grandes dimensions. Ils ont permis de mesurer l'influence de deux paramètres : la taille et la masse surfacique des éléments discontinus de renfort.

# Soils characterization and reinforcement with discontinous plastic materials

Abstract

The production of plastic materials waste increases continuously. It is possible to valorize these wastes by its reuse as soils reinforcement. On the other hand, this technique increases the mechanical characteristics of soils. A best representativity of real phenomena was obtained by laboratory tests (friction, anchorage, shear) carried out on big size apparatus. Tests carried out by this new shear apparatus permited us to observe the influence of two parameters : the size and the surfacic load of this reinforcement discontinuous elements.

# Introduction

L'amélioration des caractéristiques mécaniques du sol, support de tout ouvrage de génie civil, est une préoccupation des géotechniciens. Une technique de renforcement des sols consiste à adjoindre à ces derniers des inclusions dans le but d'améliorer leurs propriétés mécaniques.

Le renforcement des sols par les inclusions souples (non tissées) a été proposé par Leflaive et Pring (1974) et McGolon (1977). Une optimisation du renforcement est possible pour faire évoluer les règlements et diminuer les coûts, tout en gardant le même niveau de sécurité.

Les déchets de matières plastiques (sacs d'emballage, bouteilles...), qui connaissent une augmentation sensible liée à leur utilisation diversifiée, peuvent être utilisés comme matériaux de renforcement. Ces déchets posent de nombreux problèmes car leur recyclage nécessite des tris minutieux, leur élimination par incinération est un danger pour l'environnement, et leur mise en décharge est coûteuse.

Pour aider à résoudre ces problèmes, Coulet *et al.* (1987) ont proposé un procédé de renforcement géotechnique basé sur l'association de déchets de plastique et de terre qui permet d'améliorer les caractéristiques mécaniques des sols, et constitue une solution économique et écologique aux problèmes posés par les déchets.

Depuis sa mise en œuvre, ce procédé n'a fait l'objet que de quelques essais in situ de stabilité d'un remblai. Malgré les nombreuses expériences au triaxial (Dali et al., 1989), ce domaine n'est jusqu'à présent pas totalement maîtrisé. En effet, les essais déjà effectués n'ont pas permis de rendre compte de l'apport effectif du renforcement. C'est dans cette perspective que s'inscrit le présent travail qui est consacré à la mise en œuvre d'essais de laboratoire (ancrage, frottement, cisaillement). On note que la plupart des techniques de renforcement utilisent des matériaux qui possèdent une continuité soit de surface (géotextile), soit de longueur (terre armée). Ceux qui sont utilisés ici sont discontinus et formés de morceaux souples enchevêtrés les uns aux autres. Afin de représenter le mode réel de rupture lors d'un glissement d'un remblai, un essai de cisaillement original « à plan de cisaillement vertical » a été mis au point. Un appareil a été conçu et construit. Il permet, d'une part, de faciliter la mise en place des morceaux de plastiques avec des surfaces de recouvrement et, d'autre part, de reproduire assez fidèlement l'état de contrainte existant dans le sol ainsi que le mode de rupture.

Ce type d'essais présente également des avantages par rapport aux expériences sur ouvrages réels :

- la rapidité et le faible coût ;

 le contrôle et l'étude de l'influence des divers paramètres mis en jeu;

- la possibilité de multiplier le nombre d'essais ;
- la reproductibilité des essais ;

- l'étude du comportement des ouvrages à la rupture.

En outre, les résultats obtenus à partir de ces essais et de leurs interprétations peuvent servir de base de données en vue d'une modélisation numérique fiable et prédictive.



# Présentation des matériaux et du matériel



#### Matériaux

Le sol utilisé dans le programme d'essais est une grave roulée provenant des carrières de la région lyonnaise, de granulométrie serrée comprise entre 5 mm et 12 mm. Pour obtenir une bonne reproductibilité des essais, le sol est étuvé pour avoir une teneur en eau nulle. En effet, la teneur en eau ayant une influence sensible sur la cohésion ou sur la densité sèche, il est plus simple de considérer des échantillons secs.

#### 2.2

### Matières plastiques

Le renforcement de la grave a été effectué par des nappes de deux types de déchets :

– des feuilles de polyéthylène translucide, de masse surfacique égale à 125 g/m² et de résistance de traction à la rupture 1,8 kN/m ;

- des déchets de matières plastiques souples constitués essentiellement de sachets d'emballage.

#### Appareillage d'essai de frottement

Un appareil permettant d'effectuer des essais bien adaptés à cette étude a été conçu (Fig. 2). Il est composé de deux parties de largeur et de hauteur identiques (250 mm et 200 mm respectivement). La base d'une longueur de 800 mm est fixée au sol. La partie supérieure d'une longueur de 600 mm est longitudinalement mobile, ce qui permet de conserver une surface de cisaillement (ou de frottement) constante au cours de l'essai. La demi-boîte supérieure est déplacée à une vitesse constante égale à 1 mm/min, et ceci pour tous les essais. La traction est exercée par un vérin mécanique d'une force de 50 kN. A l'avant, est placé le comparateur (course 100 mm) qui permet de suivre le déplacement longitudinal. Un dynamomètre intercalé entre le vérin et la boîte permet d'effectuer les mesures des efforts de cisaillement. Le chargement vertical est réalisé au moyen de gueuses de poids différents (1030 N, 2 100 N...) posées sur un plateau muni d'un piston de section rectangulaire afin de transmettre la charge verticale.





Le but des essais est d'étudier le frottement graveplastique. Pour cela, un modèle de 850 mm de longueur, 250 mm de largeur et 200 mm de hauteur a été construit (Fig. 3). A l'intérieur de celui-ci, la grave est mise en place par couche de 6 cm. Son poids volumique est analogue à celui utilisé lors des essais à la boîte de cisaillement ( $\gamma_d = 17 \text{ kN/m}^3$ ). Afin de reproduire les mêmes conditions d'essai, on a respecté le même compactage manuel.

Le chargement vertical est réalisé au moyen de gueuses de poids différents (1 030 N, 2 100 N...) posées sur un plateau muni d'un piston de section rectangulaire afin de transmettre la charge verticale. Pour extraire le plastique, deux fentes sont réalisées sur les parois frontales. Le système d'arrachement a été mis au point par des essais préliminaires. Au début, le plastique était adjacent au parement (Fig. 4). On a remarqué alors que les grains entraînés par la feuille en traction se coinçaient entre les bords des fentes et la perçait en provoquant la rupture de la feuille. On a donc éloigné la nappe plastique du parement par une plaque de garde (Fig. 5). Les conditions expérimentales sont ainsi voisines de la réalité. La surface du plastique en contact avec le gravier est constante durant tout l'essai d'ancrage. Les nappes plastiques extraites sont pincées entre deux tôles entrant dans la cuve sur une longueur de 0,15 m et destinées, d'une part, à faciliter la mise en tension de la nappe et, d'autre part, à permettre la suppression des effets de paroi en tête de nappe. Le déplacement de la nappe plastique est effectué à l'aide d'un vérin mécanique de 50 kN et de 50 cm de course. La vitesse de déplacement pour tous les essais est de 1 mm/min, c'està-dire en condition quasi statique. La force de traction est mesurée à l'aide d'un dynamomètre. L'essai est poursuivi jusqu'au pic après lequel l'effort de traction décroît d'une façon nette. Le déplacement est mesuré par un grand comparateur (course 100 mm).



## pareillage d'essai d

#### Appareillage d'essai de cisaillement à plan vertical

L'appareillage (Fig. 6) est constitué d'une cuve, d'un système de cisaillement et d'un système de chargement vertical du matériau.

Les dimensions de la cuve sont : 600 mm de longueur, 400 mm de largeur, 465 mm de profondeur. Ses parois sont très rigides afin de supprimer toutes déformations. Les parois latérales sont munies de deux fentes pour permettre le passage de l'inclusion. Afin de visualiser les déplacements intérieurs, la paroi frontale est constituée d'une vitre qui résiste à la poussée du sol. La cuve est formée par deux boîtes de dimensions identiques (300 mm x 400 mm x 465 mm) dont l'une est fixe et l'autre mobile. Elles sont supportées par des portiques de grandes rigidités permettant d'installer le vérin qui provoque le cisaillement. Pour l'ensemble des essais, la vitesse de déplacement est de 1 mm/min. Un anneau dynamométrique mesure l'effort de cisaillement et un comparateur (course de 100 mm) permet de suivre le déplacement vertical. La contrainte normale au plan des feuilles plastiques est donnée par des gueuses accrochées à deux leviers qui appuient sur le sol des deux demi-boîtes par l'intermédiaire de deux anneaux dynamométriques (Fig. 6).



FIG. 6 Schéma de principe du dispositif expérimental de l'essai à plan de cisaillement vertical. Diagram of the experimental device of the

vertical plan shearing test.



#### 4

#### 3

## Analyse et interprétation des résultats des essais de frottement

La figure 7, montre que le coefficient de frottement apparent d'interface grave-plastique est plus petit que le frottement apparent de la grave sur elle-même, ce qui est en accord avec de nombreuses études d'interfaces sol-inclusion effectuées par divers chercheurs. Le frottement dépend du sol lui-même (nature, forme de grains) et de l'état de l'interface (lisse ou rugueuse). Le coefficient de l'interface grave-plastique augmente avec la souplesse de cette inclusion. Ceci peut s'expliquer par la non-planéité de la surface de contact graveplastique « effet de festonnage » (J. Bacot, 1981). En conséquence, la surface de rupture n'est pas plane et ne coïncide pas avec la surface de séparation entre le sol et le plastique.

L'essai avec nappe non ancrée montre une résistance au frottement  $\tau_{max}$  inférieure à celle de l'essai avec nappe ancrée (Fig. 8) car la nappe ancrée suit le mouvement des grains du gravier. Les résultats obtenus montrent qu'il y a un écart entre les angles de frottement interne grave-grave et grave-plastiques.

# Analyse et interprétation des résultats des essais d'ancrage

# Détermination des paramètres de l'interface sol-plastique

Afin d'éliminer l'effet de la plaque d'ancrage, des essais complémentaires ont été réalisés sur celle-ci. La contrainte tangentielle grave-plastique est exprimée par :  $\tau^*_{g\cdot p} = \tau^*_{\ T} - \tau^*_{\ pm}$  (1)

 $\tau^*_{T}$  est la contrainte tangentielle totale intégrée à la fois à la résistance apportée par le plastique et à la résistance apportée par la plaque ;

 $\tau^*_{_{\text{pm}}}$  est la contrainte tangentielle grave-plaque métallique ;

 $\tau^*_{_{\text{g-p}}}$  est la contrainte tangentielle grave-plastique.

L'exploitation est effectuée avec les hypothèses suivantes :

 l'effort de traction de la nappe (T) se répartit également entre les deux surfaces (dessus et dessous) de frottement;

 la répartition des contraintes est supposée uniforme sur les surfaces de frottement. Comme  $S_{dessus} = S_{dessus_{u}}$  on peut écrire :

$$\tau^*_{T} = T_T / 2S_{fT}$$
(2)  
$$\tau^*_{pm} = T_{pm} / 2S_{fpm}$$
(3)

 $T_{\rm T}$  est l'effort d'ancrage total grave-plastique et grave-plaque,

T<sub>pm</sub> est l'effort d'extraction grave-plaque,

 $2S_{rr}$  sont deux surfaces (dessus et dessous) pour le frottement grave-plastiques et grave-plaque métallique,  $2S_{fom}$  sont deux surfaces (dessus et dessous) pour le frottement grave-plaque métallique.

Lorsque l'on met deux matériaux en contact, toute tentative de les faire glisser l'un par rapport à l'autre se heurte à l'apparition d'une force de frottement.

On montre qu'il y a proportionnalité entre la contrainte appliquée et la contrainte à fournir pour amorcer le glissement.

$$\tau^*_{(g-p)max} = \mu^* \sigma = \sigma t g \phi^*_{g-p} \qquad (4)$$

où  $\mu^* = tg\phi^*_{\sigma \cdot p}$  est le coefficient de frottement apparent.

#### Influence de la contrainte normale et de la longueur d'ancrage

La figure 9 montre que le coefficient de frottement apparent (tg $\phi^*_{g,p}$ ) diminue quand la contrainte normale ( $\sigma_0$ ) augmente. Cette tendance a été mise en évidence par d'autres chercheurs sur les géotextiles.

Pour une contrainte normale donnée, le coefficient de frottement apparent croît avec l'augmentation du nombre des éléments qui forment ces nappes. Ceci peut s'expliquer par le fait que lorsqu'on rassemble les morceaux plastiques, on associe leurs rigidités.

On note que la résistance maximale à l'extraction est proportionnelle à la longueur d'ancrage des morceaux plastiques.



normale. Variation of the apparent friction coefficient

## Comparaison entre les essais de frottement et les essais d'arrachement

Quand on compare la contrainte tangentielle maximale ( $\tau_{(g-p)max}$ ) des essais de frottement avec celle des essais d'ancrage ( $\tau^*_{(g-p)max}$ ), on constate une valeur beau-

coup plus importante de  $\tau_{(g-p)max}$  par rapport à  $\tau^*_{(g-p)max}$ . Ceci peut s'expliquer par la cinématique de l'essai d'ancrage. En effet, les forces de frottement dans cet essai sont mobilisées de façon différente. Le fait de tirer sur la nappe de plastique rend celle-ci plane, ce qui réduit l'effet de son ondulation initiale sur l'augmentation du frottement, chose existante dans l'essai de frottement (effet de festonnage, Bacot, 1981).

On note une certaine analogie qualitative de la variation du coefficient de frottement apparent en fonction de la contrainte normale pour les deux types d'essai.

L'angle de frottement  $\phi^*_{g,p}$  qui est obtenu lors des essais d'arrachement est inférieur à celui obtenu lors des essais de frottement ( $\phi^*_{g,p}$  est d'environ 23°,  $\phi_{g,p}$  est d'environ 26°). On remarque que  $\phi^*_{g,p}$  correspond à environ deux tiers de l'angle de frottement grave-grave ( $\phi_{g,g}$  est d'environ 33°). Cette règle est généralement admise dans le dimensionnement des ouvrages renforcés.

Par ailleurs, chacun des essais possède ses particularités et ses avantages, soit pour la facilité de son mode opératoire, soit pour sa représentativité des conditions réelles (*in situ*). En effet, l'essai de frottement à l'aide de l'appareil de cisaillement a été adapté pour étudier le frottement lié à des propriétés de contact de surface. L'essai d'extraction semble cependant mieux modéliser le comportement réel d'une nappe plastique ancrée.



## Étude de cisaillement du sol renforcé par nappes en matières plastiques

## Renforcement par des nappes continues

Afin de stimuler un renfort continu dont l'ancrage est parfaitement assuré, les nappes sont fixées à leurs extrémités. La valeur maximale de la contrainte de cisaillement est évidemment obtenue à la rupture des nappes. L'augmentation de la résistance au cisaillement par les nappes de plastique se traduit par l'apparition d'une pseudo-cohésion (Fig. 11), tandis que l'angle de frottement reste constant.

Conformément aux observations faites à partir d'essais triaxiaux ou d'essais de cisaillement à plan horizontal, le frottement apparent ( $tg\phi$ ) diminue en fonction de la contrainte normale (Fig. 12).

according to the normal stress.



variation of the apparent friction coefficient according to the normal stress (influence of the anchoring mode).

# Calcul du gain de cohésion

A la rupture, on suppose que le sol est en équilibre plastique le long du plan de cisaillement (Fig. 6). Les différentes forces s'exerçant sur le prisme ABCD (la demi-boîte n° 2) (Fig. 13) sont :

 $q_2$  : la surchage appliquée sur la demi-boîte n° 2 ;

 $P_{\alpha}$ : le poids propre de la grave ;

R: la réaction du sol sur le plan de rupture AD. D'après l'hypothèse d'état de rupture du sol, cette réaction est inclinée d'un angle  $\phi$  par rapport à la normale au plan de rupture ;

T : l'effort de cisaillement effectif ;

 $T_{\rm p}$  : la force maximale mobilisée dans la nappe plastique ;

N : l'effort normal dû aux charges verticales (surcharges, poids de la grave).

L'équilibre de ces forces à la rupture représenté par le diagramme de la figure 14, permet d'écrire :

$$T = (N + T_p)tg\phi \qquad (5$$

La surface de cisaillement  $\mathbf{S}_{\mathrm{c}}$  varie en fonction du déplacement :

$$T/S_c = (N/S_c + T_p/S_c)tg\phi \Rightarrow \tau = \sigma tg\phi + (T_p/S_c)tg\phi$$
 (6)

 $\begin{array}{l} \mbox{En identifiant la relation (6) avec la loi de Coulomb} \\ (\tau = \sigma tg\varphi + C), \mbox{ on peut déduire l'expression de la cohésion :} \\ C = (T_p/S_c) tg\varphi \,. \end{array}$ 

Si la nappe est constituée de n feuilles de matières plastiques de largeur b ayant une résistance de traction à la rupture  $T_{pr}$ , alors on pourra écrire :

$$\Delta C = n.T_{pr}b.tg\phi/S_c$$
(8)

ù :

n est le nombre de feuilles plastiques ;

 $T_{\rm pr}$  est la résistance de traction à la rupture d'une feuille plastique ;

b est la largeur des feuilles plastiques ;

Se est la surface de cisaillement ;

 $\varphi$  est l'angle de frottement interne de la grave.





FIG. 13 Bilan des forces extérieures agissant sur le sol contenu dans la demi-boîte mobile. External force result that act on the soil within half-box moving.



FIG. 14 Diagramme d'équilibre des forces. Balance of forces diagram.

Le tableau I compare les valeurs de  $\Delta C$  calculées aux valeurs mesurées lors des essais de cisaillement. Compte tenu des précisions de mesures, la concordance est jugée acceptable.

# TABLEAU I Valeurs du gain de cohésion théorique et expérimentale apporté par la présence des nappes continues. Experimental and theoretical values of the cohesion gain due to continuous layers.

Types d'essai	$\Delta C_{eqp}(kPa)$	$\Delta C_{th}(kPa)$
Grave renforcée par nappe de deux feuilles	9	13
Grave renforcée par nappe de quatre feuilles	22	25

#### Renforcement par des nappes discontinues

#### 6.2.1

#### Expérimentation

L'étude des nappes discontinues est conduite comparativement avec celle des nappes continues, en faisant varier deux paramètres : la dimension des éléments et leur répartition en masse. L'objectif de ces essais est de trouver une relation entre l'apport en cohésion des nappes discontinues et l'apport des nappes continues afin de pouvoir caractériser les nappes discontinues par une certaine résistance à la traction T<sub>n</sub> qui est calculée à partir de la formule 8 :

$$\Gamma_{o} = \Delta C_{exo} S_{c}/b_{c}tg\phi$$
 (9)

Contrairement à l'approche par nappe continue, cette résistance à la traction  $T_p$  ne correspond pas à la rupture d'un élément mais à la rupture de la nappe par glissement des éléments les uns par rapport aux autres. Le tableau II donne l'ensemble des résultats où l'on constate évidemment la croissance de  $T_p$  en fonction de l'augmentation de la taille des éléments.

L'évolution du rapport de la contrainte de cisaillement maximale ( $\tau_{omax}/\tau_{max}$ ) en fonction de la forme géométrique des morceaux plastiques est représentée sur la figure 15 ( $\tau_{max}$  et  $\tau_{omax}$  sont des contraintes de cisaillement maximale du gravier renforcé et non renforcé). Pour une dimension donnée, T<sub>p</sub> croît avec l'augmentation de la masse jusqu'à une valeur palier (Fig. 16). Les essais de graves renforcées par nappe, de longueur de recouvrement de moins de 10 cm, ont été exclus car on estime que l'apport du renforcement dans ce cas est négligeable. Pour mieux approcher la réalité des renforts par déchets, des essais ont été également effectués avec des nappes formées de sacs d'emballage souples.



cisaillement ( $\tau_0 max/\tau_{max}$  en fonction de la forme géométrique des morceaux plastiques ( $\sigma = 54,5$  kPa et M<sub>s</sub> = 1 kg/m<sup>2</sup>). Evolution of the maximum shear tensile strength ratio according to the geometrical form of plastic pieces ( $\sigma = 54,5$  kPa and M<sub>s</sub> = 1 kg/m<sup>2</sup>).



TABLEAU II Valeurs de résistances à la traction en service des nappes plastiques en morceaux. Values of the tensile strength for plastic layers in pieces.

	Masse (g)	60	120	210	270	300	540 -	660	1 200
	Masse surfacique M <sub>y</sub> (kg/m²)	0,25	0,5	0,87	1,1	1,2	2,2	2,7	5
Grave renforcée par nappe de morceaux plastiques (60 cm x 40 cm)	$\begin{array}{l} \Delta C_{exp}(kPa) \\ Tp = \Delta C_{exp}(kPa) \\ (kN/m) \end{array}$	5,1 1,6	14,8 5,2	20 6,3					
Grave renforcée par nappe de morceaux plastiques (30 cm x 40 cm)	$\begin{array}{c} \Delta C_{exp}\left(kPa\right)\\ T_{p}=\Delta C_{exp}S_{c}/b.tg\varphi\\ (kN/m) \end{array}$				7 2,2	8 2,5	13,3 4,2	15,6 4,9	18,7 5,9
Grave renforcée par nappe de morceaux plastiques (20 cm x 40 cm)	$\begin{array}{c} \Delta C_{exp} \left( kPa \right) \\ Tp = \Delta C_{exp} \left( Sc/b.tg\phi \right. \\ \left( kN/m \right) \end{array}$				5 1.6	6 1,9	11,4 3,6	13,6 4,3	16,2 5,1
Grave renporcée par nappe de morceaux plastiques (10 cm x 40 cm)	$\begin{array}{c} \Delta C_{exp} \left( kPa \right) \\ Tp = \Delta C_{exp} \left( Sc/b.tg \phi \right. \\ \left( kN/m \right) \end{array}$				2,8 0,9	3,1 1	5,7 1,8	6,6 2,1	7,6 2,4
Grave renforcée par nappe en déchets plastiques	$\begin{array}{l} \Delta C_{exp}\left(kPa\right)\\ Tp=\Delta C_{exp}.Sc/b.tg\varphi\\ (kN/m) \end{array}$				5,7 1,8	6,6 2,1	12,7 4	14,6 4,6	17,1 5,4

 TABLEAU III
 Valeurs des rapports équivalents des quantités de matières plastiques pour une résistance en service donnée.

 Values of the tensile strength for plastic layers in pieces.
 Values des rapports équivalents des quantités de matières plastiques pour une résistance en service donnée.

$T_{\mu}$	R <sub>E</sub>							
(kN/m)	Grave renforcée par nappe de MP (60 x 40 cm²)	Grave renforcée par nappe de MP (30 x 40 cm²)	Grave renforcée par nappe de MP (20 x 40 cm²)	Grave renforcée par nappe de MP (10 x 40 cm²)	Grave renforcée par nappe en déchets plastiques			
2	2	6,8	8,1	16	7,8			
3	1,6	6,6	7,9		6,9			
4	1,7	7,1	7,8		7,5			
5	1,8	7,6	9,7		7,8			

#### 6.2.2

#### Exploitation

La courbe 16 permet de faire la correspondance entre la résistance à la traction des nappes discontinues et celle équivalente des nappes continues. Le rapport d'équivalence  $R_E$  (masse des morceaux des nappes discontinues/masse des feuilles des nappes continues) varie fortement avec d'une part la taille des éléments de renfort et d'autre part la résistance à la traction recherchée (tableau III). On peut noter que pour obtenir une continuité équivalente satisfaisante, la taille des éléments doit être au minimum de 30 cm, et quand elle atteint 60 cm, la valeur de  $R_E$  est égale à 6 pour des résistances à la traction  $T_R$  de 8 kN/m. Dans ce cas, on obtient des résultats tout à fait comparables avec certains géotextiles.

## Z Conclusion

Les essais à plan de cisaillement vertical, effectués sur des échantillons de sols renforcés par des nappes continues ou discontinues, ont montré que :  plus la quantité et la taille des matières plastiques augmentent, plus le chevauchement et le recouvrement entre les morceaux sont importants. Le comportement du renfort discontinu tend vers celui de la nappe continue;

 la comparaison des valeurs du gain de cohésion théorique et expérimentale permet de quantifier la résistance de cisaillement effective apportée par les nappes discontinues.

L'étude comparative des essais de frottement et des essais d'arrachement a abouti aux remarques suivantes : – la valeur de l'angle de frottement d'interface grave-

plastique déterminée par l'essai d'arrachement est inférieure à celle obtenue lors des essais de frottement ;

 on note une certaine analogie qualitative de la variation du coefficient de frottement apparent en fonction de la contrainte normale pour les deux types d'essai;

- l'essai de frottement a été adapté pour étudier le frottement lié à des propriétés d'interface. L'essai d'arrachement semble cependant mieux modéliser le comportement réel d'une nappe plastique ancrée.

Enfin, l'utilisation de déchets plastiques permet, d'une part, d'améliorer les caractéristiques mécaniques des sols et, d'autre part, de valoriser des déchets coûteux à éliminer.

#### Bibliographie

- Bourdeau Y., Kastner R. « Étude de l'interaction sol-géotextile par essais d'arrachement ». C. R. Journées francotunisiennes Mécanique des sols : stabilité et renforcement des pentes, Paris, mai 1989, p. 39-45.
- Coulet C., Rakotondramanitra J.D., Bacot J. – « Soil reinforcement making use of waste plastic materials study with large shear box machine ». VIIIth Nat. Conference on Soil Mecanics and Foundation Engineering, Wroclaw, Pologne, 1987.

Delmas P., Gourc J.-P., Giroud J.-P. – « Analyse expérimentale de l'interaction sol-géotextile », C. R. Colloque Int. sur le renforcement des sols, Paris, vol. I, 1979, p. 29-34.

- 1979, p. 29-34. Gourc J.-P., Monnet J., Mommessin M. – «Reinforced embankments on weak soil: different theorical approches ». Proc. 3rd International Conference on Geotextiles, Vienna, vol. 4, 1986, p. 1043-1049.
- Ingold T.S. « Friction testing, geomembranes : identification and performance testing ». RILEM 103-MGH, friction testing, 1989, 28 p.
- Omine K., Ochiai H., Kato T. « Effect of plastic wastes in improving cement

treated soils ». Environmental Geotechnics, Kamon 1996, Rotterdam, Balkema, vol. II, 1996, p. 875-880.

- Messas T. « Étude des renforcements des sols par nappes discontinues en matières plastiques souples ». Thèse présentée à l'université Claude-Bernard de Lyon (UCBL), soutenue le 6 novembre 1997, pour obtenir le grade de Docteur, 1997.
- Schlosser F., Jacobsen H.M., Juran I. « Le renforcement des sols ». Revue française de géotechnique, n° 29, 1984, p. 7-33.

# Perméabilité estimée par la granulométrie Proposition d'une méthode et test de son efficacité



Après une analyse des relations entre les formules de Kozeny et de Hazen, nous établirons, à partir de la formule de Kozeny, une nouvelle relation granulométrieperméabilité utilisable surs des sols de granulométrie étalée dont on ne connaît pas a priori la porosité. Nous montrons, sur un échantillon de 21 sols, que la relation proposée donne des résultats plus satisfaisants

que la formule de Hazen utilisée lorsque  $\frac{d_{60}}{2} > 2$  et que la d 10

probabilité d'avoir une estimation ne différant pas de plus d'un facteur 10 de la perméabilité vraie est de 80 %.

# Correlation between permeability and granulometry Proposition of a new method



We propose a new method of estimation of permeability based on Konezy formula.

We show that the employed when  $\frac{d_m}{d_m} > 2$ . We show that this method is better than Hazen formula

The probability to obtain with our method a factor 10 over or under estimation of permeability is less than 10 %.

## V. SAVATIER

Fondasol agence de Montpellier Bât. A, bureaux d'Olympie 134, av. de Palavas 34070 Montpellier L'existence d'une relation entre la granulométrie d'un sol et sa perméabilité peut sembler une évidence. L'utilisation d'une telle relation pour déterminer la perméabilité d'un sol présente pourtant de nombreuses difficultés liées, d'une part, à l'hétérogénéité des sols et, d'autre part, au fait que la granulométrie n'exprime pas l'organisation des pores de l'aquifère, enfin aux difficultés de définition de la granulométrie pour des sols aux grains allongés.

Ces difficultés conduisent de nombreux professionnels à nier toute utilité aux approches de la perméabilité par la granulométrie et à préconiser, à juste titre, un recours systématique aux essais de pompage et parfois, à moins juste titre, un recours systématique aux essais d'eau ponctuels par injection de type Lefranc, Nasberg ou Porcher. D'autres professionnels insistant sur la possible faible fiabilité des essais d'eau par injection du fait des phénomènes de colmatage leur préfèrent, en l'absence de pompage d'essai, l'utilisation de la formule de Hazen qui est fréquemment utilisée sans tenir compte de son domaine de validité restreint aux sols isogranulaires à grains sphériques.

L'origine des erreurs à craindre lors des essais d'eau par injection étant différente de celle à prévoir par les estimations à partir des analyses granulométriques, il peut être tentant d'utiliser les deux approches. L'obtention de deux résultats similaires est, en effet, un gage de bonne qualité de l'estimation, et l'analyse de l'origine des différences peut permettre d'éviter les déboires auxquels l'utilisation injustifiée de l'une ou l'autre des méthodes aurait conduit.

Pour cela, il nous paraît nécessaire de disposer d'une méthode d'estimation à partir de la granulométrie ayant un domaine d'application plus large que la formule de Hazen.

Le propos de cet article est de proposer une telle relation et d'examiner si elle constitue un progrès par rapport à l'utilisation de la formule de Hazen hors de son domaine d'application.

## Rappel des formules de Hazen et de Kozeny

#### La formule de Hazen

Cette formule qui a, d'après Schneebeli, une origine expérimentale est valable pour un sol isogranulaire. Son domaine de validité est en effet restreint aux sols

tels que  $\frac{d_{60}}{d_{10}} \le 2$  (d<sub>n</sub> est de diamètre des grains corres-

pondant à un passant de n %).

- perméabilité intrinsèque : 
$$K = \frac{(d_{10})^2}{1000}$$
 (1)

- perméabilité à l'eau :  $k(m/s) = (d_{10})^2 d_{10}$  en cm (2)

Rappelons au passage que la perméabilité à l'eau se déduit de la perméabilité intrinsèque par la formule :

$$K = \frac{\eta}{\gamma_W} k$$

avec :

viscosité dynamique de l'eau valant à 20° :  $\eta$  = 10 $^6$  kPa.s ;

γw poids spécifique de l'eau : γw = 10 kN/m<sup>3</sup>. On a donc :

$$K(m^2) = 10^{-7} k(m/s)l$$
 (3)

En toute rigueur, la formule de Hazen ne devrait pas être utilisée hors de son domaine de validité.

#### 1.2

#### La formule de Kozeny Fair et Hatch

Ainsi que cela est montré par Schneebeli [1] et Guéguen et Palciauskas [2], cette formule a des bases théoriques. Elle correspond à une modélisation de l'aquifère par un réseau de tubes. Nous avons :

perméabilité intrinsèque :  $K = \frac{a}{S_o^2} \frac{n^3}{(1-n)^2}$  (4) avec :

a coefficient de proportionnalité proche de 1 ;

- n porosité ;
- S surface des pores par unité de volume de solide (sans pore).

Remarquons que dans un sol granulaire, on a  $S_o = \frac{S}{V}$  avec :

- S surface des grains ;
- V volume des grains.

Cette formule peut donc s'écrire sous la forme suivante donnée par Schneebeli dans la référence [1] :

perméabilité intrinsèque : 
$$K = a \left(\frac{V}{S}\right)^2 \frac{n^3}{(1-n)^2}$$
 (5)  
 $a \neq 1$ 

Du fait de son mode d'établissement, cette formule doit être réservée aux sols granulaires où la surface du grain correspond à la surface des pores.

L'utilisation de cette formule est difficile, car elle nécessite de connaître la porosité, le volume des grains ainsi que leur surface par unité de volume.

Elle peut, par contre, être utilisée pour des sols granulaires à granulométrie étalée sous réserve d'une répartition homogène des grains.

## Méthode de détermination de la perméabilité pour des sols de granulométrie étendue

Nous repartirons de la formule de Kozeny en supposant, ce qui est le cas pour la plupart des sols alluviaux, que les grains peuvent être remplacés par des sphères.

Soit un sol hétérogranulaire comportant i classes granulaires sphériques, on a :

- volume des grains : 
$$V = \sum_{i} niVi avec Vi = \frac{\pi(di)^{o}}{6};$$

- surface des grains :  $S = \sum_{i} niSi$  avec  $Si = \pi(di)^2$ .

Dans chaque classe granulaire, le nombre de grains dans un échantillon est : ni =  $\frac{x_i P_T}{Vi\gamma_s}$ 

- x, pourcentage pondéral des grains de diamètre di ;
- P<sub>T</sub> poids total de l'échantillon sec ;
- Vi volume d'un grain de diamètre di ;
- γ<sub>c</sub> poids spécifique des grains.

On a alors : 
$$V = \sum_{i} \frac{x_i P_T}{V i \gamma_s}$$
,  $V i = \frac{P_T}{\gamma_s} \sum_{i} x_i$   
 $S = \sum_{i} \frac{x_i P_T}{V i \gamma_s}$ ,  $S i = \frac{P_T}{\gamma_s} \sum_{i} x_i \frac{S i}{V i} = \frac{P_T}{\gamma_s} \sum_{i} \frac{6}{d i} x_i$   
On a donc :  $\frac{V}{S} = \frac{\sum_{i} x_i}{6 \sum_{i} \frac{x_i}{d i}} = \frac{1}{6 \sum_{i} \frac{x_i}{d i}}$ 

La formule de Kozeny s'écrit donc pour un sol constitué de i classes granulaires

$$K = \frac{a}{36} \left( \frac{1}{\sum_{i} \frac{x_{i}}{di}} \right)^{2} \frac{n^{3}}{(1-n)^{2}}$$
(6)

avec :

a coefficient proche de 1 ;

x, pourcentage pondéral des sols de diamètre di ;
 n porosité.

On peut remarquer que dans le cas d'un sol isogranulaire cette formule donne :

$$K = \frac{a}{36} (d_{10})^2 \frac{n^3}{(1-n)^2}$$

On retrouve donc la formule de Hazen sous réserve que :

$$\frac{a}{36} \frac{n^3}{(1-n)^2} = 10^{-3}$$

Il apparaît donc que la formule de Hazen ne serait valable que pour une certaine porosité.

On doit cependant remarquer que dans les sables et les limons, l'indice des vides est compris entre 0,4 et 1, on a donc :

$$0,286 < n < 0,5 d'où 0,046 < \frac{n^3}{(1-n)^2} < 0,5$$

La plage maximale de variation des indices des vides n'entraîne donc qu'une incertitude d'un facteur 10 sur la perméabilité. La plage de variation des indices des vides de sol isogranulaire sédimentaire étant plus faible, cela explique que la formule de Hazen puisse être utilisée avec un certain succès.

Si l'on s'intéresse à la perméabilité à l'eau du sol, on montre facilement à partir des formules (3) et (6) que :

$$k(m/s) = \frac{a}{36} \cdot 10^7 \left(\frac{1}{\sum_{i} \frac{x_i}{di}}\right)^2 \frac{n^3}{(1-n)^2} \text{ (di en m)}$$

soit: 
$$k(m/s) = \frac{a}{36} \cdot 10^3 \left( \frac{1}{\sum_{i=1}^{3} \frac{x_i}{di}} \right)^2 \frac{n^3}{(1-n)^2}$$
 (di en cm) (7)

Cette formule peut être utilisée pour calculer l'ordre de grandeur de la perméabilité lorsque l'on connaît la porosité efficace.

Si l'on ne connaît pas la porosité efficace, on peut écrire, en remarquant que la porosité des limons et des sables est 0,286 < n < 0,5 et en considérant que la porosité efficace est, pour les sables et les limons, de l'ordre de 20 % de la porosité totale :

$$0,25a \left(\frac{1}{\sum_{i} \frac{X_{i}}{di}}\right)^{2} < k(m/s) < 2,77a \left(\frac{1}{\sum_{i} \frac{X_{i}}{di}}\right)^{2} \text{ (di en cm)}$$

Ce que l'on peut écrire :

 $k(m/s) = \alpha \left(\frac{1}{\sum_{i} \frac{x_i}{di}}\right)^2 \quad (di en cm) \tag{8}$ 

avec :  $0,25 < \alpha < 2,8$ .

Si l'on sépare le sol en classe granulométriques correspondant à 20 % de la masse totale de matériaux, la formule (8) s'écrit :

$$k_{G} = \alpha \left( \frac{5}{\frac{1}{d_{10}} + \frac{1}{d_{30}} + \frac{1}{d_{50}} + \frac{1}{d_{70}} + \frac{1}{d_{90}}} \right)$$
(9)

avec :  $0,25 < \alpha < 2,8$  ;

- di diamètre en centimètre du grain correspondant à un refus de i % ;
- k<sub>G</sub> perméabilité estimée à partir de l'analyse granulométrique.

C'est cette formule que nous utiliserons dans la suite.

## Comparaison des perméabilités estimées par les formules précédentes avec des résultats d'essais de pompage

De façon à tester l'utilité de la formule (9), nous avons regroupé, dans le tableau I, 21 courbes granulométriques correspondant à des sols dont la perméabilité avait été mesurée par des essais de pompage. Nous donnons dans ce tableau et pour chaque courbe granulométrique, outre la perméabilité mesurée par pompage, la perméabilité pouvant être estimée par la formule de Hazen et celle estimée par la formule (9) en retenant  $\alpha = 1$ .

Étudions la corrélation existant entre ces différentes perméabilités ou plutôt entre leurs logarithmes népériens.

Chantier sondage/formation	Échantillon	D10 cm	D30 cm	D50 cm	D70 cm	D90 cm	$\Sigma(1/\mathrm{Dx})$	k Hazen m/s	k pompage m/s	k <sub>sj</sub> m/s
port Mariane										
puit	5-6 m	8E-04	0,006	0,02	0,04	0,08	1 504	6,40E-07	7.20E-06	1,10E-05
n1	5,5-6,5 m	8E-04	0,005	0,015	0,045	0,15	1 568	6,40E-07	7,20E-06	1,02E-05
n2	4,3-5,3 m	0,001	0,005	0,015	0,045	0,1	1 321	1,00E-06	7,20E-06	1.43E-05
n3	4,5-5,5 m	8E-04	0,003	0,007	0,02	0.08	1 855	6,40E-07	7,20E-06	7,26E-26
n4	4,3-5,3 m	8E-04	0,002	0,004	0,009	0,07	2 292	6.40E-07	7,20E-06	4,76E-06
n5	3.7-4.7 m	8E-04	0.003	0,006	0,05	0,3	1773	6.40E-07	7,20E-06	7.95E-06
n6	4-5 m	8E+04	0,002	0,006	0,03	0,3	1 968	6,40E-07	7,20E-06	6,45E-06
ř4	8,5-10 m	0,003	0,07	0,7	2,5	6	350	9,00E-06	1,00E-03	2,05E-04
f-4	10-11,5 haut	0,012	0,12	5	8	15	92	1,44E-04	1,00E-03	2,95E-03
f4	10-11.5 bas	0,002	0,03	0,055	80.0	0,15	571	4,00E-06	1,00E-03	7,68E-05
sable de Fontainebleau	fin	2E-04	0,006	0,01	0,012	0,015	5,417	4,00E-08	1,00E-06	8,52E-07
	grossier	0,012	0,019	0,02	0.02	0,04	261	1,44E-04	1.00E-04	3,67E-04
sable de Beauchamps en tête de couche	min max	0,015 0,02	0,023 0,038	0,028 0,05	0.035 0.069	0,062 0,125	191 119	2,25E-04 4,00E-04	1,00E-05 1,00E-04	6.88E-04 1,77E-03
sable de Cuise	min	2E-04	2E-04	9E-04	0,003	0,007	11 587	4,00E-08	1,00E-06	1,86E-07
	max	0,002	0,06	0,08	0,18	0,4	537	4,00E-06	1,00E-04	8,66E-05
alluvions du Doubs sc1032-1 sc3032-2	4,8-6,1 3,6-5,5	0,02 0,06	0,3 0,31	0,8 0,7	1,8 1,3	3,8 2,8	55 22	4,00E-04 3,60E-03	6,40E-03 7,30E-03	8,14E-03 4,96E-02
argile sableuse sc3032-1 sc3032-2	8,7-10 8,5-9,5	1E-04 1E-04	2E-04 0,001	5E-04 0,005	0,004 0,013	0,009 1,2	19 028 11 111	1,00E-08 1,00E-08	5,00E-07 8,00E-06	6,91E-08 2,03E-07
Nimes Sistre graveleux sc2	3,4-4,9	0,008	0,05	0,07	0,1	0,18	175	6,40E-05	3,30E-03	8,18E-04

TABLEAU Comparaison des granulométries et des perméabilités de 21 sols.

Pour cela, nous calculerons tout d'abord le coefficient de corrélation linéaire existant entre les perméabilités estimées et les perméabilités mesurées. Celui-ci vaut :

$$r = \frac{Cov(kp, ke)}{Skp Ske}$$

avec :

- kp perméabilité par pompage ;
- ke perméabilité estimée ;
- mx moyenne de la variable x ;
- Sx écart-type de la variable x.

$$Cov(x,y) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} (xi - mx)(yi - my)$$

Les valeurs des coefficients de corrélation linéaires obtenus sont les suivantes :

	Corrélation k pompage/k Hazen	Corrélation k pompage/k	
Valeur de r	0,768	0,83	

La corrélation de k mesuré par pompage est donc meilleure avec  $k_{\rm g}$  estimé par la formule (9) qu'avec k Hazen estimé en utilisant la formule de Hazen lorsque

$$\frac{d_{(0)}}{d_{10}} > 2$$

Nous avons étudié par ailleurs la distribution des variables :

 $C_{H} = Log (k Hazen) - Log (k pompage);$ 

 $C_{g} = Log (k_{g}) - Log (k pompage).$ 

Nous donnons, figures 1 et 2, les histogrammes et les ajustements à des lois normales de ces deux variables.

On constate que  $C_{\rm H}\, {\rm s'ajuste}$  sur une distribution normale de paramètres :

$$\begin{array}{ll} - \mbox{ moyenne } & \mu = -0.99; \\ - \mbox{ écart-type } & \sigma = 0.96. \end{array}$$

Pour l'échantillon testé, on a, donc, en moyenne :

$$\ln\left(\frac{k \text{ Hazen}}{k \text{ pompage}}\right) = -0.99 \text{ soit } k \text{ Hazen} = 0.37 \text{ k pompage}$$

L'estimation par la formule de Hazen conduit donc, pour l'échantillon testé, à sous-estimer en moyenne la perméabilité d'environ un facteur 3.





FIG. 1 Ajustement à une loi normale de la variable  $C_{H} = Log (k Hazen/k pompage).$ 

On constate, par contre, que C<sub>g</sub> s'ajuste très bien sur une distribution normale de paramètres :

- moyenne  $\mu = 0.014$ ;

- écart-type  $\sigma = 0,775.$ 

Pour l'échantillon testé, on a, donc, en moyenne :

$$log\left(\frac{k_G}{k \text{ pompage}}\right) = 0.014 \text{ soit } k_G = 1.014 \text{ k pompage}$$

Pour l'échantillon testé, l'estimation de la perméabilité par la formule (9) est donc en moyenne identique à la mesure par pompage.



FIG. 2 Ajustement à une loi normale de la variable  $C_6 = Log (k_6/k pompage)$ .

L'intervalle de confiance à 80 % de  $C_G$  est :  $I=0,014\pm U_{0,90}\times 0,775=0,014\pm 1,29\times 0,775$  soit :  $I=0,014\pm 1$ 

 $\rm U_{0.90}$  valeur de la variable aléatoire centrée réduite pour une probabilité de 0,9.

Ceci peut s'écrire : 
$$\frac{1}{10} < \frac{k_G}{k \text{ pompage}} < 10$$

En utilisant la formule (9), la probabilité d'avoir une estimation de la perméabilité ne différant pas de plus d'un facteur 10 de la perméabilité vraie est donc de 80 %.

ie probabilite de 0,9.

#### permeablilté mesurée par pompage



FIG. 3 Représentation graphique de l'échantillon testé.

# Conclusion

La formule proposée permet donc pour les sols sablo-limoneux de granulométrie étalée testés une estimation de meilleure qualité que la formule de Hazen employée hors de son domaine d'application.

La dispersion n'est pas négligeable et doit conduire à ne pas employer seule cette nouvelle formule.

On pourra, par contre, l'utiliser avec profit pour tester la fiabilité d'essais Lefranc par injection dans les sols

Rappelons que la formule proposée est établie pour des grains sphériques. Elle ne pourra être utilisée pour des sols s'éloignant trop de cette hypothèse et en particulier pour les sols comportant plus de 30 % d'argile

#### Bibliographie

- [1] Schneebeli G. Hydraulique souterraine, Paris, Eyrolles, 1987, p. 56-57.
- [2] Guéguen Y., Palciauskas V. Introduc-tion à la physique des roches, Herman Éditeur, 1992, p. 129-130.
- [3] Cassan M. Aide mémoire d'hydraulique souterraine, Paris, Presses des Ponts et Chaussées, 1993, p. 13.
- [4] Philiponnat G. Fondations et ouvrages en terre, Paris, Eyrolles, p. 28-29.
- [5] Filiat La pratique des sols et fondation, Éditions du Moniteur, p. 1200-1313.

#### Sols argileux normalement consolidés reconstitués par gradient hydraulique

M.P. LUONG CNRS UMR 7649 Laboratoire de Mécanique des Solides 91128 Palaiseau Cedex J. RIVIÈRE CEA-CESTA Service Expérimentation, BP 2, 33114 LE BARP

## Résumé

L'expérimentation en centrifugeuse de la tenue de la fondation d'une pile de pont a nécessité la reconstitution d'un massif de sol argileux normalement consolidé présentant une cohésion croissante avec la profondeur. L'argile prélevée sur site a été rendue homogène, puis consolidée en conteneur par la méthode du gradient hydraulique. On contrôle soigneusement le débit d'infiltration et la pression interstitielle au cours de la consolidation.

*Mots clés* : force de masse, gradient hydraulique, argile normalement consolidée.

## Abstract

Centrifuge testing of pier foundation behaviour requires a normally consolidated clayey soil mass that presents undrained shear strength increasing with depth. The soil material sampled on site was initially homogenized and consolidated in a container using the hydraulic gradient method. The water flow coming out of the model and the pore water pressure recorded by several sensors have been carefully monitored during the consolidation process.

Key words : mass force, hydraulic gradient, normally consolidated clay.

## 1. Introduction

Les modèles réduits en centrifugeuse (Philips, 1869) offrent une approche globale intéressante, permettant, d'une part, d'appréhender les bonnes lois de comportement en opérant avec conservation du matériau, des déformations et des contraintes (Mandel, 1962) et, d'autre part, de valider les méthodes de calcul.

L'obtention de la similitude entre la structure et le modèle suppose de satisfaire un certain nombre de conditions portant sur la géométrie des ouvrages, la dynamique des phénomènes, la nature et le comportement des matériaux.

Les modèles numériques de calcul de structure s'efforcent de prendre en compte les comportements non linéaires des matériaux ou des géométries (décollement de fondations, jeux...). Une des principales difficultés réside dans la complexité des lois rhéologiques des sols à introduire dans le calcul.

Compte tenu de ses capacités exceptionnelles, la centrifugeuse LATE-COERE du CESTA est particulièrement bien adaptée à l'expérimentation sur modèles réduits dans le domaine de la géotechnique (Luong, 1987). Mais la préparation d'un matériau argileux normalement consolidé est très longue à réaliser par centrifugation.

Aussi, afin de préparer les maquettes en massif de sol argileux pour réaliser des essais de capacité portante sur modèle réduit (1/100) de pile de pont en centrifugeuse, le CESTA a développé avec le concours du Laboratoire de mécanique des solides de l'École polytechnique une technique de consolidation de l'argile par gradient hydraulique pour reconstituer à l'échelle le profil de résistance du sol en place (Imai *et al.*, 1984; Luong, 1986; Mikasa, 1963; Zelikson, 1967).

# Note technique

## 2. Technique du gradient hydraulique

Le sol argileux à l'étude est constitué de particules suffisamment fines pour qu'il soit considéré comme un milieu statistiquement continu, homogène et à porosité régulière à l'échelle du massif de sol du modèle à centrifuger.

Lorsque ce massif, saturé d'eau, est soumis à un écoulement unidimensionnel, l'équation d'équilibre en contraintes totales s'écrit :

$$\sigma_{ij,j} + \rho (g_j - \xi_j) = 0$$
 (1)

ou.		
$\sigma=\sigma'+u$	Pa	la contrainte totale
σ	Pa	la contrainte effective
u	Pa	la pression interstitielle
ρ	kg.m <sup>-3</sup>	la masse volumique du sol argileux
g	$m.s^{-2}$	la pesanteur
ξ	m	le déplacement
t	S	le temps
, j	m-1	la dérivée par rapport à l'axej
44	$t^{-2}$	la dérivée par rapport au carré du temps

En contraintes effectives, l'équation (1) devient :

$$\sigma'_{ij,j} + u_{ij} + \rho(g_i - \xi_j) = 0$$
(2)

La relation de Bernoulli, donnant le potentiel hydraulique h le long d'un filet liquide, permet de calculer la variation de la pression interstitielle en fonction du gradient hydraulique i (Terzaghi et Peck, 1965).  $\nabla$  est l'opérateur gradient.

$$u_i = \rho_w g_i(i-1) \text{ avec } i = \nabla h$$
 (3)

Les équations (2) et (3) donnent :

$$\sigma'_{ij,j} + \rho_w g_i i + (\rho - \rho_w) g_j - \rho \xi_i = 0$$
(4)

On y reconnaît que la force de masse f<sub>m</sub> est égale à :

$$f_m = \rho_w g_i i + (\rho - \rho_w) g_i = \gamma_w i + \gamma'$$
(5)

où  $\gamma_w$  et  $\gamma$  sont respectivement les poids volumiques de l'eau interstitielle et le poids volumique déjaugé du sol argileux. La perte de charge du fluide est ainsi transmise à l'ossature du sol argileux comme une force de volume dite *force de percolation*.

## 3. Moyens d'essais

Le massif de sol argileux de la maquette est contenu dans une cellule en aluminium de dimensions (longueur = 1,30 m ; largeur = 0,80 m et profondeur =0,40 m).

Alimentée par le réseau à travers une vanne mécanique VM1, une pompe multi-étages de (1,2 MPa) fournit une pression de 500 kPa maintenue constante à la surface du sol, d'une part, par une vanne mécanique VM2 et, d'autre part, grâce à des électrovannes EV1 et EV2 commandées par un régulateur. La vanne mécanique VM3 évacue l'excès d'eau et assure la régulation à la surface du sol. La vanne mécanique VM4 maintient le fond de la cellule à la pression atmosphérique.



Hydraulic gradient set up for clayey soil consolidation.

## 4. Le matériau argileux à consolider

Le sol de fondation, prélevé *in situ*, présente les caractéristiques suivantes :

– teneur en eau	w = 53 %
– limites d'Atterberg	LL = 47 %
	LP = 27% IP = 20
<ul> <li>– coefficient de consolidation</li> </ul>	$Cv\approx 1.10^{-4}~cm^2/s$

## 5. Préparation des modèles de massif de sol

Deux configurations ont été retenues pour préparer les cinq modèles de sol, soit avec :

- une couche drainante (essais 1 et 2) ou avec

- deux couches drainantes (essais 3, 4 et 5).

#### 5.1. Configuration 1 (Fig. 2)

Le sol argileux prélevé sur le site a été mélangé et homogénéisé dans un malaxeur vertical à trois lames (capacité 200 l). Le sol malaxé a été mis en place dans la cellule de confinement en plusieurs couches. A la base du modèle, sous la première couche d'argile, un lit de sable a été mis en place pour garantir le drainage afin d'avoir une pression hydraulique proche de zéro pour l'établissement du gradient hydraulique. La surface du sol est recouverte de 2 cm d'eau à laquelle on applique une pression par incrément jusqu'à 500 kPa.

### 5.2. Configuration 2 (Fig. 3)

Pour accélérer le taux de consolidation de l'argile à partir du troisième essai en centrifugeuse, une mince couche drainante a été insérée à la profondeur H1 pour réduire le trajet d'écoulement. La consolidation a alors été réalisée en deux phases :

• *Phase 1* : La valeur de la pression hydraulique au niveau de la couche drainante intermédiaire a été mise à zéro en ouvrant la vanne correspondante. La couche H1 pouvait alors se consolider par le processus du gradient hydraulique sur une épaisseur de l'ordre de 20 cm alors que la couche H2 ne subissait que les effets de la pression en tête. Celle-ci a été appliquée par incrément


jusqu'à 500 kPa. La pression dans la mince couche drainante intermédiaire a été augmentée progressivement jusqu'à 250 kPa.

• *Phase 2* : Après un temps t1, la vanne au niveau H1 est fermée ; l'épaisseur totale du modèle est alors soumise au processus du gradient.

Pour les deux configurations, la consolidation était achevée en appliquant une pression de 200 kPa au moyen d'un film étanche pour avoir une surcharge sans gradient hydraulique de façon à engendrer une cohésion près de la surface.

## 6. Résultats

Durant la consolidation (environ un mois pour chaque essai), le débit de l'eau et la pression interstitielle sur trois niveaux étaient mesurés et enregistrés.

Les profils de cohésion (Fig. 4) mesurés au scissomètre (type GEONOR) montrent clairement que la méthode la plus efficace pour atteindre le plus rapidement le profil du sol en place ramené à l'échelle de 1/100 (courbe site) pour les essais en centrifugeuse est



celle avec une couche drainante intermédiaire. Elle a été choisie suffisamment mince pour ne pas présenter un effet mécanique appréciable.

## 7. Conclusion

Pour réaliser des essais de mécanique des sols sur des modèles réduits en centrifugeuse à l'échelle de 1/100, il est possible, dans le cas des milieux cohérents et normalement consolidés, de préparer les modèles argileux (Fig. 5) par la méthode du gradient hydraulique. Cette méthode est plus efficace si l'on y rajoute une couche drainante intermédiaire. Les trois derniers essais avec les profils de sols proches (à l'échelle de similitude près) de celui du site ont permis d'étudier et d'optimiser les fondations sur l'argile du projet du pont.



Profondeur (cm)

FIG.4 Profils de cohésion obtenus par consolidation par gradient hydraulique. Obtained cohesion profiles while using hydraulic gradient consolidation.



Massif de sol argileux consolide par gradient hydraulique. Clayey soil mass consolidated by using hydraulic gradient.

## Bibliographie

- Imai G., Yano K., Aoki S. « Applicability of hydraulic consolidation test for very soft clayey soils ». Soils and Foundations, vol. 24, n<sup>a</sup> 2, 1984, p. 29-42.
- vol. 24, n° 2, 1984, p. 29-42. Luong M.P. – « Simulation des forces de masse ». *Annales ITBTP*, 442 (EM204), 1986, p. 111-122. Luong M.P. – « Simulation expérimentale
- Luong M.P. « Simulation expérimentale des ouvrages géotechniques ». Manuel de Rhéologie, Presses des Ponts et Chaussées, 1987, p. 65-79.
- Mandel J. « Essais sur modèles réduits en mécanique des terrains – Étude des conditions de similitude ». *Revue de l'Industrie minérale*, vol. 44, n° 9, 1962, p. 1-10.
- Mikasa M. « The consolidation of soft clay – A new consolidation theory and its application ». Kajima Institution Publishing Co Ltd, en japonais, 1963.

Phillips E. - « De l'équilibre des solides

élastiques semblables ». Comptes rendus hebdo. Séances Académie des sciences, tome 68, 1869, p. 75-79.

- Terzaghi K, Peck R.B. Mécanique des sols appliquée, Dunod, 1965.
- Zelikson A. « Représentation de la pesanteur par gradient hydraulique dans les modèles réduits en géotechnique ». Annales ITBTP, 239 (SF63), 1967, p. 1557-1579.



